

Jônatas Barreto de Andrade Costa

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE CONSOLOS DE CONCRETO COM
FIBRAS MOLDADOS EM ETAPAS DISTINTAS DOS PILARES**

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

Orientador: Mounir Khalil El Debs

SÃO CARLOS

2009

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

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

C837e Costa, Jônatas Barreto de Andrade
 Estudo experimental de consolos de concreto com fibras
 moldados em etapas distintas dos pilares / Jônatas
 Barreto de Andrade Costa ; orientador Mounir Khalil El
 Debs. -- São Carlos, 2009.

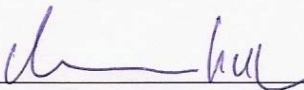
 Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área
 de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de
 Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,
 2009.

 1. Consolo. 2. Fibras metálicas. 3. Pré-moldado.
 4. Ensaio experimental. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

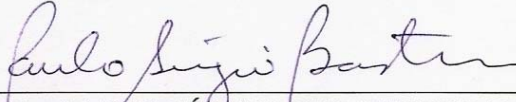
Candidato: Engenheiro JÔNATAS BARRETO DE ANDRADE COSTA

Dissertação defendida e julgada em 15/05/2009 perante a Comissão Julgadora:



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

Aprovado



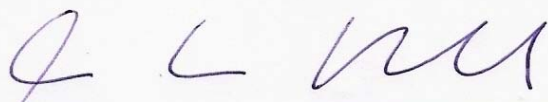
Prof. Dr. **PAULO SÉRGIO DOS SANTOS BASTOS**
(Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho"/ Campus de Bauru/UNESP)

Aprovado

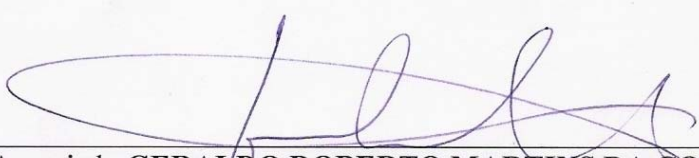


Prof. Dr. **LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado



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



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

DEDICATÓRIA

A Vaneide, esposa fiel, alegria de todos os dias, força de todas as vitórias, consolo de todas as derrotas.

AGRADECIMENTOS

Ao Senhor Deus com todo o louvor, honra e glória. Nada do que tenho me pertence. Especialmente minha vida;

À minha esposa Vaneide, que deixou em Natal um pedaço de sua felicidade para ser o meu pedaço de Natal aonde quer que eu vá;

Aos meus pais, Zwinglio e Rejane. São como um norte para navegar, um porto seguro para descansar, uma rocha firme para resistir às tempestades.

Aos meus valiosos irmãos, Isabel, Tiago e Daniel, agora tão distantes. Que o tempo nos leve de volta à felicidade de estarmos juntos;

Às minhas cunhadas Francilene e Ana Lígia, pelas alegrias que trazem à família.

Ao meu sobrinho Davi, que mora na minha mente;

À minha família Barreto e Andrade. Especialmente a Dahil, Bianor, Josias e Tercila, que criaram com tanto esforço essas famílias abençoadas por Deus. Que esse também seja o fruto do meu trabalho.

Ao Professor Mounir pela amizade, disposição e apoio. Especialmente no período final do mestrado;

Ao professor Roberto Medeiros, grande exemplo de pessoa, principal responsável pelo encaminhamento da minha vida profissional;

Aos meus amigos de Natal. Sempre me lembrarão IPN, praia, Ponta Negra, Pirangi, açai, UPA, acampamento, UMP, Filhos de Coré, windsurf. Em especial a Hugo, Érica, Dayse, Camila Ataliba, Daniel Lins, Elias, Amanda, Bruno, Júlio, Juarez Quadros, Clevisson Carvalho, Gabriel, Eva Wilma, Juciane, Filipe Bruno e Ana Rafaela. São muitas histórias para contar;

Aos meus amigos de São Carlos, que fizeram a minha chegada tão fácil, e a saída tão difícil. Especialmente a Thiago, Natália, Maria Helena, Agnaldo, Karina, Claudinha, Adans, Suellen, Wesley, Nilton, Vitor, Alana, Murilo, Carol, Cynhtia,

Gabriela, Taciana, Aledsey, Margareth, Oséias e Ozias. Esses têm casa com vista pro mar no meu coração;

Aos grandes amigos do Departamento de Engenharia de Estruturas, Rafael Pedrini, Camila Verzenhassi, Antônio, Karla Miller, Wanderson, Rodrigo Tadeu, Jesus Daniel, Dorival, Rodrigo Vieira, Jesus Sanches, Rodrigo Barros, Ana Paula, Cynthia, Fernanda Madrona, Gláucia, Aref, Sudano, Eduardo Aguiar e Vinícius, sempre presentes nas dificuldades. Em especial também aos quase irmãos Raimundo Amorim, João César, Érica Kimura, Manoel Dênis, Luiz Aquino e Marlos;

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, pelas portas sempre abertas. Especialmente também aos funcionários do Laboratório de Estruturas, pela amizade;

À CAPES pela bolsa concedida, à FAPESP pelo investimento, e à Maccaferri pela doação dos materiais;

Por fim, aos membros da banca examinadora, pela disposição em atender ao nosso convite.

*“Se o Senhor não edificar a casa, em
vão trabalham os que a edificam”.*

(Salmos 127:1)

RESUMO

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.

A produção industrial do consolo tradicional apresenta dificuldades devido à grande quantidade de armadura em um espaço pequeno. Além da armadura do tirante principal, normalmente se utilizam estribos verticais e horizontais. O presente estudo experimental propõe um consolo moldado em etapa anterior à do pilar, com a armadura e superfícies preparadas para a ligação posterior com o pilar, durante a concretagem deste elemento. O consolo dispõe somente da armadura do tirante principal e de fibras metálicas incorporadas à matriz de concreto, sem estribos verticais ou horizontais. Em alguns modelos foi utilizado um tipo de armadura de costura alternativo. As principais variáveis analisadas foram a taxa de armadura e o arranjo das barras dos tirantes. A adição de fibras ao consolo reduziu a fissuração na biela de compressão e aumentou a resistência à ruptura dos consolos em 8%, apresentando boa ductilidade, mesmo depois da máxima solicitação. Com o aumento da armadura do tirante no consolo com fibras, a resistência à ruptura foi 69% maior. Considerando o patamar de solicitação de serviço do consolo tradicional, os modelos moldados em etapas distintas apresentaram aberturas de fissuras na interface consolo-pilar 33% maiores, apesar de demorarem mais a aparecer. Entretanto, quando aumentada a taxa de armadura principal, os modelos moldados em etapas distintas demonstraram fissuras 23% menores que o consolo tradicional.

Palavras-chave: Consolo, Fibras Metálicas, Pré-moldado, Ensaio experimental.

ABSTRACT

COSTA, J. B. A. **Experimental Research of Reinforced Fiber Concrete Corbels Shaped in Distinct Stage to the Column.** 2009. M.Sc. Dissertation - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

The industrial production of traditional corbel presents some difficulties due to the great quantity of reinforcement in a small space. Beyond the main bars, it is generally used vertical and horizontal stirrups. This experimental study proposes a corbel shaped in the prior stage to the column, with the reinforcement and surfaces prepared to the later connection with the column during the molding of it. The corbel has only the reinforcement of main bars and steel fibers incorporated to the concrete matrix, without vertical or horizontal stirrups. In some models were used a kind of alternative secondary reinforcement. The main variables analyzed were the reinforcement rate and the arrangement of the main bars. The addition of fibers to the corbel reduced the crack in the compressed diagonal and increased the resistance to rupture of corbels in 8%, presenting a reasonable ductility even after the maximum load. With the increase of reinforcement of main bars in the corbel with fibers, the resistance to rupture was 69% greater. Considering the baseline of service load of traditional corbel, models shaped in distinct stages presented crack openings 33% larger, in spite of taking a longer time to show up. However, when the rate of primary reinforcement was increased, the models shaped in distinct stages had cracks 23% smaller than the traditional corbel.

Keywords: Corbel, Steel fibers, Precast, Experimental Test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Armadura típica de consolo de concreto - adaptado de El Debs [1].....	28
Figura 1.2 - Esquema de montagem do consolo.....	29
Figura 2.1 - Trajetórias de linhas isostáticas de tensões principais em consolos com $a/h = 0,5$ - adaptado de Leonhardt e Mönning [3].	34
Figura 2.2 - Treliça simples idealizada para o comportamento estrutural do consolo - adaptado de Leonhardt e Mönning [2].....	35
Figura 2.3 - Modelo de bielas e tirantes para análise de consolos curtos - Leonhardt e Mönning [3] adaptado por El Debs [1].....	38
Figura 2.4 - Modelo de atrito-cisalhamento - adaptado de Torres [7].....	39
Figura 2.5 - Ruptura típica de: (a) flexão; (b) fendilhamento da biela de concreto; (c) cisalhamento - adaptado de Hughes e Fattuhi [8].....	42
Figura 3.1 - Detalhe da armadura de costura no consolo.....	46
Figura 3.2 - Dimensões dos modelos experimentais (medidas em cm).	49
Figura 3.3 - Código de cores das bitolas das armaduras.	50
Figura 3.4 - Detalhes das armaduras do modelo MBS1.	51
Figura 3.5 - Tirante principal do modelo MBS1 (medidas em cm).....	52
Figura 3.6 - Detalhes das armaduras do modelo MBC2.	53
Figura 3.7 - Tirante principal do modelo MBC2 (medidas em cm).	54
Figura 3.8 - Armadura de costura do modelo MBC2 (medidas em cm).....	54
Figura 3.9 - Detalhes das armaduras do modelo MMS3.	55
Figura 3.10 - Tirante principal do modelo MMS3 (medidas em cm).	56
Figura 3.11 - Detalhes das armaduras dos modelos MMC4 e MMC5.	57
Figura 3.12 - Tirante principal dos modelos MMC4 e MMC5 (medidas em cm).....	58
Figura 3.13 - Armadura de costura dos modelos MMC4 e MMC5 (medidas em cm).....	58
Figura 3.14 - Detalhes das armaduras do modelo MAC6.....	59
Figura 3.15 - Tirante principal do modelo MAC6 (medidas em cm).	60
Figura 3.16 - Armadura de costura do modelo MAC6 (medidas em cm).....	61
Figura 3.17 - Detalhes das armaduras do modelo MRC7.....	61
Figura 3.18 - Tirante principal do modelo MRC7 (medidas em cm).	62
Figura 3.19 - Armadura de costura do modelo MRC7 (medidas em cm).....	62

Figura 3.20 - Fôrmas dos consolos do modelo MBS1.	64
Figura 3.21 - Grade de interface do modelo MBS1.	64
Figura 3.22 - Fôrmas dos consolos do modelo MBC2.....	65
Figura 3.23 - Grade de interface dos modelos MMS3, MMC4, MMC5 e MAC6.	66
Figura 3.24 - Fôrma do trecho de pilar dos modelos MBS1, MBC2, MMS3, MMC4, MMC5 e MAC6.	67
Figura 3.25 - Fôrma do modelo MRC7.	68
Figura 3.26 - Curva de tensão x deformação dos corpos-de-prova de concreto com fibras de aço.	72
Figura 3.27 - Curva de tensão x deformação dos corpos-de-prova de concreto convencional.	74
Figura 3.28 - Detalhes da instrumentação.....	79
Figura 3.29 - Instrumentação do modelo MBS1 (medidas em cm).....	80
Figura 3.30 - Instrumentação do modelo MBC2 (medidas em cm).	81
Figura 3.31 - Instrumentação do modelo MMS3 (medidas em cm).....	82
Figura 3.32 - Instrumentação dos modelos MMC4 e MMC5 (medidas em cm).....	83
Figura 3.33 - Instrumentação do modelo MAC6 (medidas em cm).....	84
Figura 3.34 - Instrumentação do modelo MRC7 (medidas em cm).....	85
Figura 3.35 - Detalhes da concretagem dos consolos.	87
Figura 3.36 - Esquema de concretagem do consolo.	87
Figura 3.37 - Detalhes da concretagem dos trechos de pilar.	89
Figura 3.38 - Esquema de concretagem do trecho de pilar.....	90
Figura 3.39 - Modelo concretado.....	90
Figura 3.40 - Posicionamento do modelo na máquina de ensaio.....	92
Figura 3.41 - Ensaios do corpos-de-prova cilíndricos de concreto.....	93
Figura 3.42 - Ensaios das barras de aço.	94
Figura 4.1 - Curva de força x deslocamento do ponto de aplicação da força no consolo.	98
Figura 4.2 - Curva de força x deformação do tirante principal nos modelos MBS1, MBC2, MMS3 e MMC4.	100
Figura 4.3 - Curva de força x deformação do tirante principal nos modelos MMC5, MAC6 e MRC7.....	101
Figura 4.4 - Curva de força x deformação da armadura de costura nos modelos MBC2, MAC6 e MRC7.	102

Figura 4.5 - Curva de força x deformação da armadura de costura nos modelos MMC4 e MMC5.	103
Figura 4.6 - Transdutores de deslocamento para medida da abertura da fissura na interface consolo-pilar.	104
Figura 4.7 - Curva de abertura de fissura na interface consolo-pilar.	104
Figura 4.8 - Quadro de fissuração do modelo MBS1.	107
Figura 4.9 - Quadro de fissuração do modelo MBC2.	108
Figura 4.10 - Quadro de fissuração do modelo MMS3.	109
Figura 4.11 - Quadro de fissuração do modelo MMC4.	110
Figura 4.12 - Quadro de fissuração do modelo MMC5.	111
Figura 4.13 - Quadro de fissuração do modelo MAC6.	112
Figura 4.14 - Quadro de fissuração do modelo MRC7.	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Nomeclatura dos modelos experimentais.	46
Tabela 3.2 - Resumo dos modelos experimentais.	47
Tabela 3.3 - Traço em massa do concreto com fibras de aço.	70
Tabela 3.4 - Características das fibras de aço utilizadas.	70
Tabela 3.5 - Traço em massa do concreto convencional.	71
Tabela 3.6 - Resistência à compressão dos concretos com fibras.	73
Tabela 3.7 - Resistência à tração por compressão diametral dos concretos com fibras.	73
Tabela 3.8 - Resistência à compressão do concreto convencional.	75
Tabela 3.9 - Resistência à tração por compressão diametral do concreto convencional.	75
Tabela 3.10 - Propriedades mecânicas dos aços dos modelos MBS1 e MBC2.	76
Tabela 3.11 - Propriedades mecânicas dos aços dos modelos MMS3, MMC4, MMC5, MAC6 e MRC7.	76
Tabela 3.12 - Código de identificação da instrumentação.	77
Tabela 3.13 - Equipamentos de medição e instrumentação utilizados.	78
Tabela 4.1 - Força máxima teórica e experimental dos modelos.	99
Tabela 4.2 - Abertura de fissura na interface consolo-pilar para força de serviço.	105
Tabela 4.3 - Resumo do quadro de fissuração.	114
Tabela 4.4 - Quadro resumo do modo de ruptura.	116

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
LAMEM	Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira
LE	Laboratório de Estruturas
PCI	Precast/Prestressed Concrete Institute
SET	Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC
USP	Universidade de São Paulo

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA.....	5
AGRADECIMENTOS.....	7
RESUMO	11
ABSTRACT	13
LISTA DE FIGURAS	15
LISTA DE TABELAS	19
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS.....	21
SUMÁRIO.....	23
1. Introdução.....	27
1.1. Considerações Iniciais	27
1.2. Objetivos	30
1.3. Justificativas.....	30
1.4. Apresentação da dissertação.....	31
2. Fundamentos.....	33
2.1. Modelos de cálculo de consolos.....	33
2.1.1. Modelo de bielas e tirantes.....	37
2.1.2. Modelo de atrito-cisalhamento.....	38
2.2. Modos de ruptura do consolo.....	40
2.2.1. Ruptura por flexão.....	41
2.2.2. Ruptura por fendilhamento da biela comprimida.....	42
2.2.3. Ruptura por cisalhamento.....	42
2.3. Concreto reforçado com fibras de aço.....	43
3. Programa Experimental	45
3.1. Generalidades	45

3.2.	Dimensões dos modelos experimentais	48
3.3.	Armaduras dos modelos experimentais	49
3.4.	Fôrmas dos modelos experimentais	63
3.4.1.	Fôrmas dos consolos	63
3.4.2.	Fôrmas do trecho de pilar	67
3.5.	Concreto dos modelos experimentais.....	69
3.5.1.	Concreto com adição de fibras de aço.....	69
3.5.2.	Concreto convencional.....	71
3.6.	Propriedades mecânicas dos materiais	71
3.6.1.	Concreto com adição de fibras de aço.....	71
3.6.2.	Concreto convencional.....	74
3.6.3.	Aço.....	76
3.7.	Instrumentação dos modelos	77
3.8.	Procedimentos de moldagem.....	86
3.8.1.	Concretagem dos consolos	86
3.8.2.	Concretagem do trecho de pilar.....	89
3.9.	Procedimentos de ensaio	91
3.10.	Calendário de concretagens e ensaios.....	94
4.	Análise dos Resultados	97
4.1.	Análise das forças últimas.....	97
4.2.	Análise da deformação da armadura.....	100
4.2.1.	Extensômetros no tirante principal	100
4.2.2.	Extensômetros na armadura de costura	102
4.3.	Análise da abertura de fissuras	103
4.4.	Quadro de fissuração do modelo e forma de ruptura.....	106
5.	Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros.....	117
5.1.	Generalidades.....	117

5.2. Conclusões	117
5.3. Sugestões para trabalhos futuros	121
Referências Bibliográficas.....	123

1.1. Considerações Iniciais

A Construção Civil tradicional apresenta vantagens de custos em obras pequenas, com poucos elementos estruturais. Entretanto, a falta de planejamento, geração de resíduos da construção, prazos de conclusão elásticos e qualidade do produto revelam a ineficiência em aproveitamento de mão-de-obra e materiais.

A construção em elementos pré-moldados, por sua vez, exige grande investimento porque necessita de uma infraestrutura industrial para produção dos elementos pré-moldados. Entretanto, a indústria de pré-moldados apresenta vantagem competitiva quando se trata de grande quantidade de elementos estruturais. Dentre suas vantagens pode-se citar o planejamento, menor geração de resíduos da construção, melhor aproveitamento dos materiais, controle de qualidade do produto, rapidez construtiva e redução significativa de fôrmas e cimbramentos.

As etapas de produção de estruturas pré-moldadas são basicamente a moldagem dos elementos estruturais, transporte da fábrica à obra, montagem e realização das ligações. Um dos mais usuais elementos de ligação é o consolo. Estes funcionam como elementos em balanço, projetados de pilares e paredes, para apoio de outros elementos. O seu comportamento estrutural é tratado de maneira diferente das vigas, pois para o seu balanço bastante curto não vale a teoria clássica da flexão.

O elemento consolo é utilizado com grande repetição em estruturas pré-moldadas. A produção industrial deste elemento, todavia, apresenta dificuldades devido à grande quantidade de armadura em um espaço pequeno. A Figura 1.1 representa o arranjo usual de armadura do consolo.

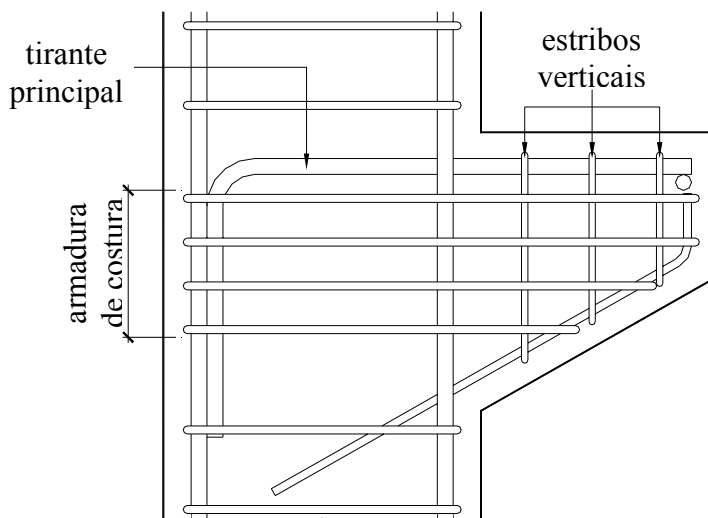


Figura 1.1 - Armadura típica de consolo de concreto - adaptado de El Debs [1].

Além da armadura do tirante principal, normalmente se utilizam estribos verticais e horizontais. Entretanto, conforme indicam Leonhardt e Mönning [2]: “Estribos verticais são inúteis para a transmissão da força ao consolo; servem apenas para enrijecer a armadura. Já os estribos horizontais abaixo da armadura do banzo, distribuídos ao longo da altura têm sentido; em consolos com $a/h \approx 0,7$ a $0,5$ eles aumentam a capacidade resistente das bielas de compressão, quando dispostos com pequeno espaçamento”.

Os estribos horizontais combatem a fissuração na biela. Porém, a proposta do presente trabalho é retirar todos os estribos e aumentar a resistência ao fendilhamento da biela através da incorporação de fibras metálicas à matriz de concreto.

A proposta de moldagem dos consolos apresenta uma inovação produtiva, sendo executada em etapa distinta da moldagem dos pilares. Desta forma, as fibras metálicas só estarão presentes no concreto dos consolos, sendo o pilar moldado em concreto convencional. Espera-se também, através da separação por etapas, aumentar a eficiência da produção em fábricas, segundo a filosofia da pré-moldagem. A Figura 1.2 ilustra o esquema representativo da montagem de dois consolos em um trecho de

pilar. O consolo já desformado deve ser encaixado na fôrma do pilar a ser moldado. A estrutura representada corresponde ao modelo experimental, detalhado posteriormente no Capítulo 3.

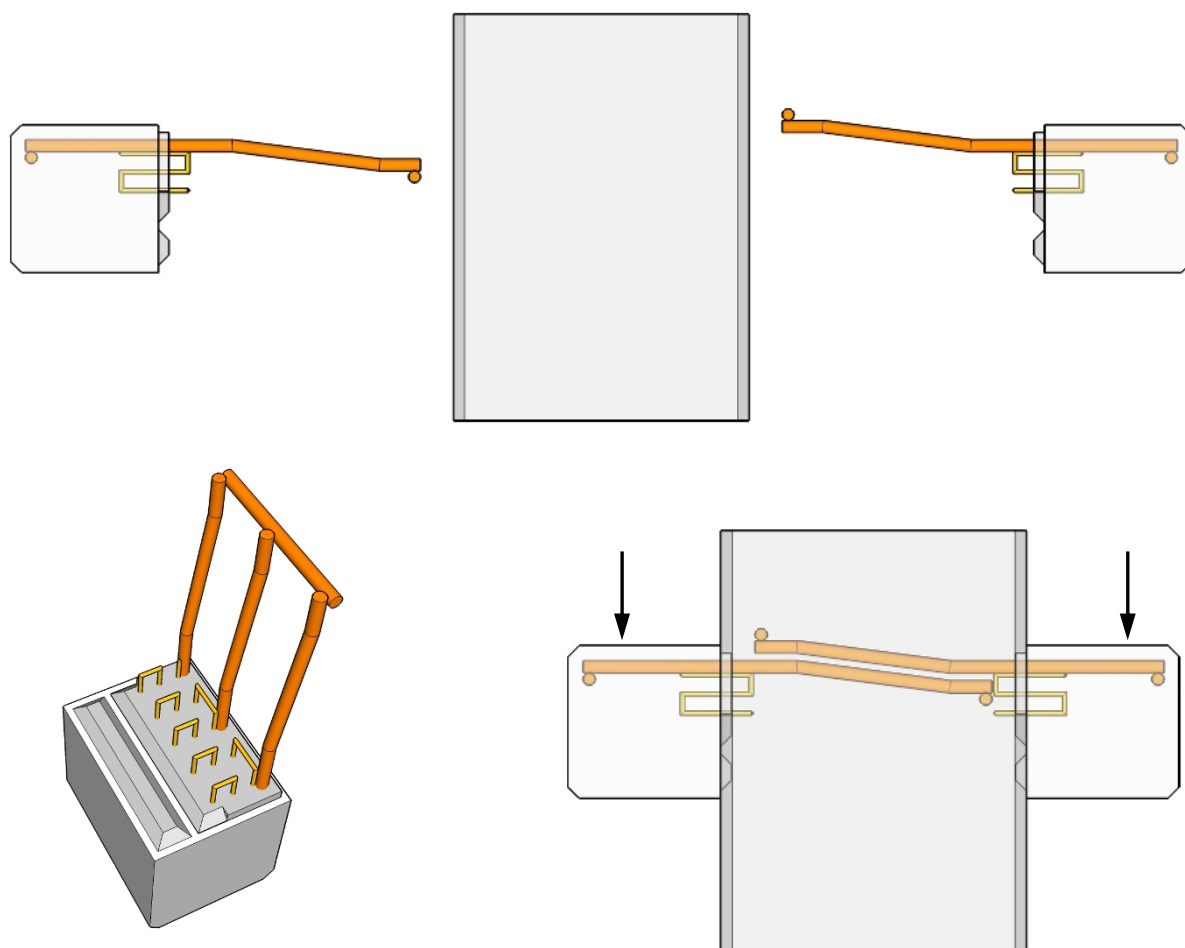


Figura 1.2 - Esquema de montagem do consolo.

O consolo apresenta uma conformação rugosa na face que terá contato com o pilar. O objetivo é criar uma forma de apoiar melhor a biela de compressão do consolo no pilar e criar uma região de aparecimento de fibras metálicas na zona de tração. O esquema estrutural de bielas e tirantes detalhado para o consolo é apresentado posteriormente no item 2.1.

1.2. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral propor uma inovação construtiva à fabricação de consolos em indústrias de elementos estruturais pré-moldados, utilizando-se de consolos moldados em etapa distinta da concretagem do pilar, com adição de fibras metálicas à matriz de concreto. Espera-se desenvolver uma técnica produtiva mais eficiente do que a usual, e que aprimore as características estruturais do elemento.

Os objetivos específicos são:

- Desenvolver uma técnica de produção de consolos em etapa anterior à do pilar, com a armadura e superfícies preparadas previamente para a ligação posterior com o pilar, durante a moldagem deste elemento;
- Desenvolver um consolo apenas com armadura principal (tirante) e fibras metálicas, sem estribos verticais e horizontais;
- Propor arranjos de armadura principal (tirante) de simples encaixe nas armaduras do pilar e com atuação eficiente no elemento estrutural;
- Investigar através dos ensaios experimentais o comportamento estrutural dos consolos, variando-se suas taxas de armadura principal.

1.3. Justificativas

A produção de consolos moldados em etapa anterior à do pilar surge no contexto de aumentar a eficiência da produção industrial dos elementos estruturais, com utilização de materiais mais nobres. O consolo monolítico tradicional demonstra

difículdade de produção devido à grande quantidade de armaduras que apresenta. Além do tirante principal que resiste aos esforços verticais predominantes, são utilizados estribos verticais e horizontais. A nova forma de produção dos consolos propõe um elemento moldado separadamente, tendo como armadura o tirante principal e fibras metálicas incorporadas ao concreto.

A moldagem de consolos separados do pilar favorece a produção industrial em série, com rapidez e facilidade de montagem das armaduras. A grande quantidade de fibras metálicas incorporadas à matriz de concreto combate a formação de fissuras no consolo e melhora a ductilidade.

1.4. Apresentação da dissertação

O trabalho desenvolvido é eminentemente experimental. Desta forma, o desenvolvimento da dissertação segue basicamente a sequência de estudos teóricos, produção e ensaio dos modelos experimentais.

No *Capítulo 1 - Introdução*, abordam-se o contexto da pesquisa em questão no campo da Construção Civil, a proposta do trabalho experimental, os objetivos almejados e as justificativas do trabalho.

No *Capítulo 2 - Fundamentos*, apresentam-se o comportamento estrutural do consolo, o modelo de cálculo de bielas e tirantes, e o modelo de atrito-cisalhamento. São demonstrados os modos de ruptura usuais para o consolo e as características gerais de concreto reforçado com fibras de aço.

No *Capítulo 3 - Programa Experimental*, são expostas as características dos modelos experimentais, dimensões, armaduras, fôrmas utilizadas nas concretagens, traços dos concretos e as propriedades mecânicas do aço e concreto. São apresentados os procedimentos de moldagem dos modelos, procedimentos de ensaios experimentais, instrumentação utilizada e calendário de concretagens e ensaios.

No *Capítulo 4 - Análise dos Resultados*, analisam-se as forças últimas de cada modelo, deformação das armaduras do tirante e de costura, abertura de fissura na interface consolo-pilar, quadro de fissuração e forma de ruptura de cada modelo experimental.

No *Capítulo 5 - Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros*, apresentam-se as conclusões do presente trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

Neste capítulo são apresentados os fundamentos do comportamento dos consolos, os modelos de cálculo mais usuais, uma abordagem do seu desempenho estrutural, as formas de ruptura dos consolos de concreto e uma descrição sobre os efeitos gerais das fibras de aço no Concreto Armado.

2.1. Modelos de cálculo de consolos

Os consolos foram estudados teórica e experimentalmente por Franz e Niedenhoff¹ (1963 apud LEONHARDT; MÖNNING [3], 1978, p. 51) e posteriormente por Mehmél e Freitag² (1967 apud LEONHARDT; MÖNNING [3], 1978, p. 51). Foram estudados especialmente consolos com $a/h = 0,5$ a $0,6$; onde “a” representa a distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação da força, e “h” a altura do consolo.

De acordo com Franz [4], os consolos e vigas curtas, cujas alturas são maiores que seus comprimentos, têm um comportamento estrutural diferenciado em relação aos esforços internos normalmente observados em vigas. Neste caso não vale a teoria

¹ FRANZ, G.; NIEDENHOFF, H. Die Bewehrung von Konsolen and gedrunenen Balken. **Beton -und Stahlbetonbau**, v. 58, n.5, p. 112-120, 1963.

² MEHMEL, A. e FREITAG, W. Tragfähigkeitsversuche an Stahlbetonkonsolen. **Der Bauingenieur**, v. 42, n.10, p. 362-369, 1967.

clássica de flexão. A distribuição linear de tensões na seção transversal não é válida para este tipo de peça.

As trajetórias de tensões para consolos com $a/h = 0,5$, com base nos estudos experimentais de fotoelasticidade realizados por Franz e Niedenhoff¹ (1963 apud LEONHARDT; MÖNNING [3], 1978, p. 51), revelam que em consolos retangulares o canto inferior é livre de tensões, sendo, portanto, dispensável. Por isso têm comportamento semelhante ao dos consolos chanfrados.

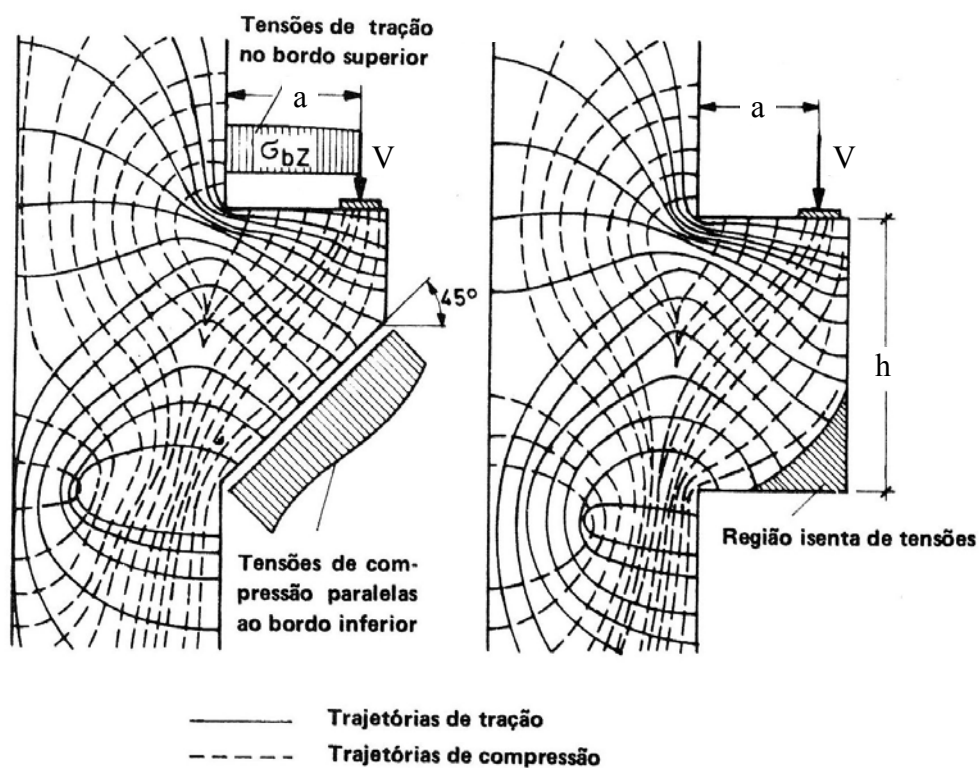


Figura 2.1 - Trajetórias de linhas isostáticas de tensões principais em consolos com $a/h = 0,5$

- adaptado de Leonhardt e Mönning [3].

¹ FRANZ, G.; NIEDENHOFF, H. Die Bewehrung von Konsolen and gedrunenen Balken. **Beton -und Stahlbetonbau**, v. 58, n.5, p. 112-120, 1963.

Nos dois tipos de consolos mostrados, a resultante das tensões principais de compressão é oblíqua. As tensões principais de tração são perpendiculares às de compressão e de valor muito pequeno no corpo do consolo, podendo ser absorvidas por armaduras em forma de estribo ou por fibras acrescentadas ao concreto, devidamente dosadas. As tensões de tração no bordo superior, entretanto, são maiores que as determinadas pela teoria da distribuição linear de tensões, e são praticamente constantes desde a seção de engastamento até o ponto de aplicação da força. Por isso Leonhardt e Mönning [2] indicam que deve haver uma armadura horizontal para resistir a essas tensões, distribuída até uma altura de $d/4$ a partir do bordo superior, sendo “d” a altura útil do consolo.

As tensões de tração no bordo superior, praticamente horizontais, e as tensões de compressão inclinadas sugerem que o consolo resiste à força solicitante como uma treliça simples, conforme apresentada na Figura 2.2.

A direção do fluxo das tensões de tração no bordo superior é levemente inclinada em relação à face superior. Entretanto, por motivo de simplificação, o tirante é idealizado como sendo horizontal, assim como a armadura utilizada para resistir a essas tensões. O fluxo das tensões de compressão tem uma direção que vai do ponto de aplicação da força até a base do consolo. Nesta mesma direção, portanto, é idealizada uma biela de compressão com a resistência do concreto.

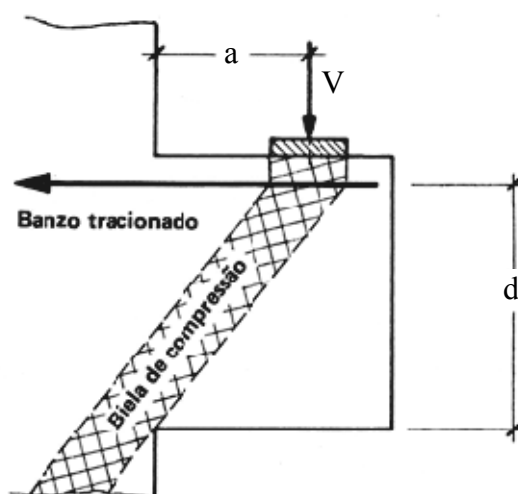


Figura 2.2 - Treliça simples idealizada para o comportamento estrutural do consolo - adaptado de Leonhardt e Mönning [2].

A armadura do tirante principal deve ser dimensionada para resistir aos esforços verticais sobre o consolo, predominantes, e também aos esforços horizontais. Os esforços horizontais podem surgir por causa do impedimento da variação de comprimento da peça estrutural que está apoiada sobre o consolo, devido à variação de temperatura ou à retração. Para minimizar os esforços horizontais são utilizados elastômeros nos pontos de apoio sobre o consolo, que permitem, dentro de certos limites, deslocamentos horizontais e pequenas rotações, além de proporcionar uma distribuição mais uniforme das pressões na superfície de contato.

De acordo com os estudos de Schlaich e Schäfer [5], as estruturas se dividem em dois tipos de regiões. As regiões denominadas “B”, nas quais as hipóteses de Bernoulli de distribuição linear de tensões são assumidas como válidas; e as regiões chamadas de “D”, que subentende descontinuidade. Essas últimas são caracterizadas por uma distribuição essencialmente não-linear de tensões. As regiões “D” são admitidas até uma distância da descontinuidade geométrica igual à dimensão da região “B” adjacente, de acordo com o princípio de Saint Venant. Dessa forma, os autores consideram os consolos como regiões tipicamente de descontinuidade (regiões “D”), e que podem ser muito bem representadas por um modelo de bielas e tirantes.

Entretanto, para consolos em que o comprimento é da ordem da metade da altura, ou menor, a forma de ruptura não evidencia o modelo de bielas e tirantes, porque a diagonal comprimida se aproxima da vertical e o esforço cortante se torna predominante na interface entre o consolo e o pilar. Para este caso, o melhor modelo a ser utilizado é o modelo de atrito-cisalhamento.

Sendo “a” a distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação da força, e “d” a altura útil do consolo, a norma brasileira NBR 9062:2006 [6] faz a seguinte indicação quanto ao modelo de cálculo a ser utilizado:

- para consolos com $1,0 < a/d < 2,0$, o dimensionamento deve ser feito como uma viga em balanço;

- para consolos com $0,5 < a/d < 1,0$ (consolos curtos) o dimensionamento se faz segundo o modelo matemático de uma treliça de duas barras, uma tracionada (tirante) e outra comprimida (biela);
- para consolos com $a/d < 0,5$ (consolos muito curtos) o dimensionamento se faz supondo a ruptura ao longo da interface entre o consolo e o pilar, podendo-se considerar o efeito favorável de engrenamento dos agregados desde que a interface seja atravessada por barras de aço perpendiculares a essa interface.

2.1.1. Modelo de bielas e tirantes

O modelo de bielas e tirantes aplicado a consolos foi evidenciado pelos estudos de Franz e Niedenhoff¹ (1963 apud LEONHARDT; MÖNNING [3], 1978, p. 51) sobre trajetórias de tensões. Esse modelo, também conhecido como modelo de treliça, consiste em idealizar o fluxo de tensões da estrutura, substituindo os fluxos de tensões de tração por tirantes e o fluxo de compressão por bielas. As bielas e os tirantes são ligados por nós e formam uma treliça idealizada.

O cálculo das forças de tração e compressão na treliça idealizada é feito através do equilíbrio das forças internas e externas. Na posição dos tirantes são colocadas armaduras, dimensionadas para resistir à força de tração. A capacidade resistente da biela, normalmente constituída de concreto, é verificada quanto à força de compressão e depende da resistência do concreto e da área da sua seção transversal.

El Debs [1] destaca que “a aplicação completa do modelo de biela e tirante, incluindo a verificação da resistência dos nós, prevista na teoria de biela e tirante, não é usual no cálculo dos consolos”. A treliça mais usual no cálculo de consolos é a

¹ FRANZ, G.; NIEDENHOFF, H. Die Bewehrung von Konsolen and gedrungenen Balken. **Beton -und Stahlbetonbau**, v. 58, n.5, p. 112-120, 1963.

apresentada por Leonhardt e Mönning [3]. Entretanto, a literatura propõe várias outras treliças, com maior ou menor grau de sofisticação. Cabe ressaltar que também existem treliças especiais para consolos com carregamento indireto, nos quais devem ser colocadas armaduras de suspensão.

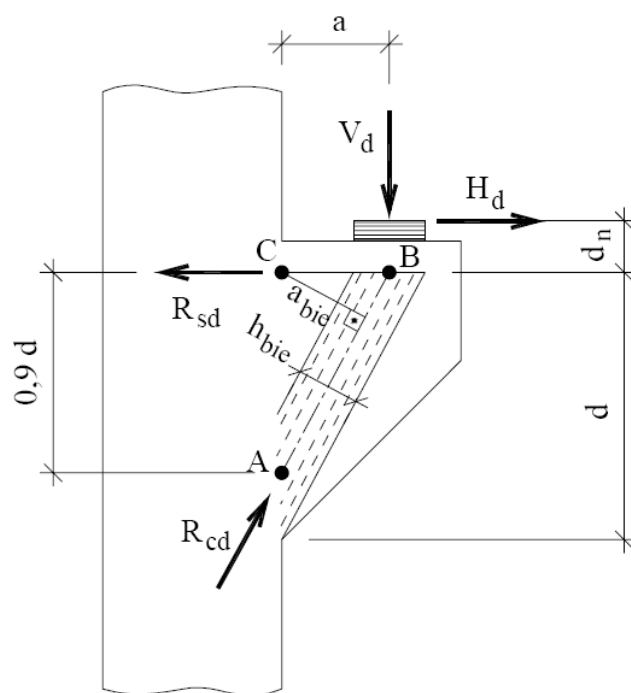


Figura 2.3 - Modelo de bielas e tirantes para análise de consolos curtos - Leonhardt e Mönning [3] adaptado por El Debs [1].

2.1.2. Modelo de atrito-cisalhamento

O modelo de atrito-cisalhamento consiste na idealização da ruptura do consolo pelo escorregamento na interface consolo-pilar, devido às tensões de cisalhamento. A junção das duas partes (pilar e consolo), então, deve ser garantida por armaduras que atravessem a fissura potencial, produzindo força normal entre as partes e um efeito de pino. Ocorre também o mecanismo de engrenamento dos agregados que auxilia na resistência do consolo ao escorregamento.

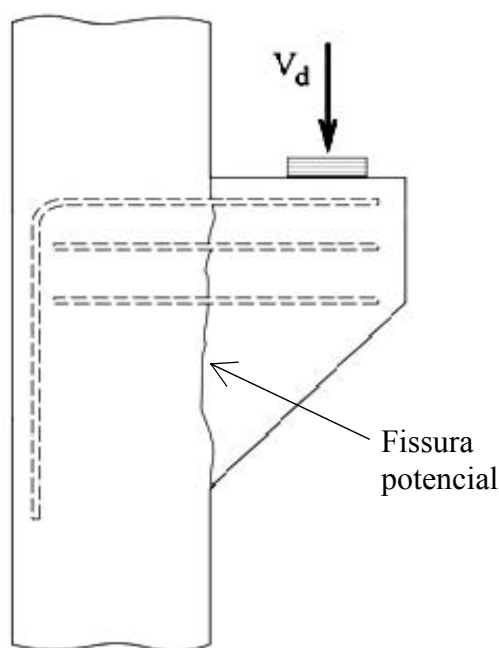


Figura 2.4 - Modelo de atrito-cisalhamento - adaptado de Torres [7].

Desta forma, a partir da teoria de atrito de Coulomb, determina-se a armadura necessária para garantir a transferência das tensões de cisalhamento, do consolo para o pilar.

A posição das armaduras neste modelo não é muito clara. Conforme comenta El Debs [1], “um aspecto que merece ser ressaltado no modelo de atrito-cisalhamento é que não entra a posição da armadura, sugerindo-se que ela seja distribuída uniformemente ao longo da fissura potencial. Dessa forma, não seria considerado o momento fletor na seção da fissura potencial, devido à excentricidade da força V , que implicaria uma armadura mais concentrada na parte tracionada da seção”.

Torres [7] também dá uma indicação quanto ao detalhamento das armaduras: “Este modelo não fornece indicações com relação à posição da armadura [...] Portanto, o detalhamento deste tipo de consolo é feito seguindo o mesmo esquema de armação de consolos curtos”.

Em relação à quantidade de armadura, El Debs [1] comenta: “Recomenda-se que a área da armadura, para consolo muito curto, não seja menor que aquela

calculada com a expressão para consolo curto. Para os dois casos, deve-se limitar a tensão da armadura em 435 MPa”.

Referindo-se ao modelo de atrito-cisalhamento, El Debs [1] comenta: “Essa idealização, desenvolvida e comumente empregada nos Estados Unidos da América, é uma ferramenta de grande interesse para o projeto de ligações entre elementos pré-moldados, apesar de receber críticas de ser conceitualmente pouco consistente”.

Entretanto, sua utilização está prevista nas recomendações das normas do American Concrete Institute (ACI) e do Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI).

2.2. Modos de ruptura do consolo

De acordo com os pesquisadores Hughes e Fattuhi [8], os consolos apresentam quatro modos de ruptura principais: ruptura por flexão, fendilhamento da biela de concreto, cisalhamento e corte inclinado. Entretanto, o modo de ruptura por corte inclinado não é usual nos artigos de outros autores e não será destacado no presente estudo.

Basta aqui citar que, segundo Hughes e Fattuhi [8], o modo de ruptura por corte inclinado é intermediário entre o cisalhamento e o fendilhamento da biela. O consolo apresenta várias fissuras entre a diagonal fendilhada e a interface fissurada do consolo com o pilar.

Além dos tipos de ruptura indicados, Park e Paulay¹ (1983 apud TORRES [7], 1998, p. 6) ainda sugerem outros tipos de ruptura:

¹ PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced Concrete Structures**. New York: John Wiley & Sons, 1983. p. 690-700.

- Ruptura por falta de ancoragem, que ocorre quando o ponto de aplicação da força é muito próximo da extremidade e a ancoragem do tirante principal não é suficiente.
- Ruptura devido à ocorrência de solicitação horizontal não prevista no dimensionamento.
- Ruptura por esmagamento local que ocorre quando a área de contato para transmissão da força vertical é muito pequena, e a tensão de compressão se torna muito alta.

O modo de ruptura do consolo depende essencialmente da quantidade de armadura utilizada, resistência à compressão do concreto e da razão a/d . Em alguns casos é difícil se definir entre dois modos de ruptura, especialmente em consolos com fibras.

2.2.1. Ruptura por flexão

Este tipo de ruptura se caracteriza por uma fissura bem aberta ao longo da interface do consolo com o pilar, devida ao escoamento do aço do tirante principal. O escoamento das barras da armadura é acompanhado do esmagamento do concreto da biela.

A ruptura por flexão é o modo mais desejável do ponto de vista da segurança, porque demonstra grandes deformações e fissuras que são indicativos do colapso consequente. Desta forma, favorece reparos preventivos na estrutura. O aspecto da fissuração é apresentado na Figura 2.5-a.

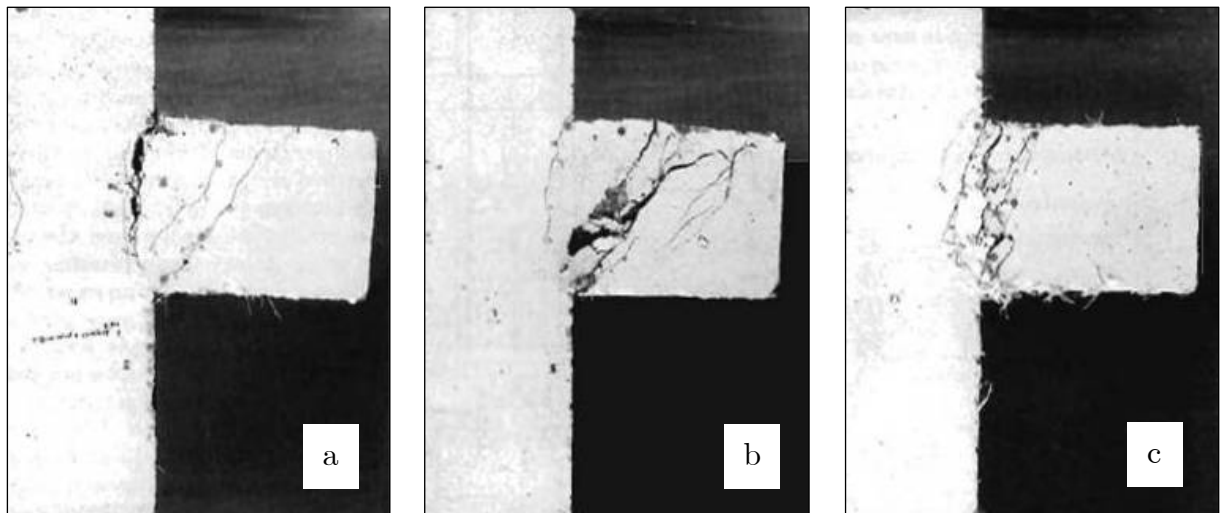


Figura 2.5 - Ruptura típica de: (a) flexão; (b) fendilhamento da biela de concreto; (c) cisalhamento - adaptado de Hughes e Fattuhi [8].

2.2.2. Ruptura por fendilhamento da biela comprimida

Ocorre quando há o fendilhamento da biela comprimida de concreto. Caracteriza-se por uma fissura a aproximadamente 45° , pelo menos parcialmente, ao longo de uma linha que vai da junção inferior do consolo com o pilar (sob compressão) ao ponto de aplicação do carregamento. O aspecto da fissuração é apresentado na Figura 2.5-b.

2.2.3. Ruptura por cisalhamento

Este tipo de ruptura geralmente ocorre quando o ponto de aplicação do carregamento é muito próximo ao pilar, e o consolo sofre um escorregamento em relação ao pilar. A ruptura se caracteriza pelo aparecimento de múltiplas fissuras pequenas inclinadas ao longo da interface consolo-pilar. O aspecto da fissuração é apresentado na Figura 2.5-c.

2.3. Concreto reforçado com fibras de aço

O Concreto Armado reforçado com fibras é uma técnica já bastante antiga, e se baseia na idéia de aumentar a resistência à tração do concreto. Dessa forma, as tensões de tração são absorvidas de maneira mais distribuída por todo o material, em auxílio às barras de aço da armadura.

As fibras de aço quando utilizadas no Concreto Armado combatem o aparecimento prematuro das microfissuras no concreto e restringem o crescimento das fissuras na região de transferência de tensões entre a barra de aço e a matriz de concreto. Consequentemente, há uma grande melhora na ductilidade do concreto. A perda de capacidade de carga na curva tensão x deformação, após a fissuração inicial da peça, se torna muito mais gradual, em relação às peças com concreto sem fibras.

A utilização de grande quantidade de fibras de aço pode melhorar a ancoragem da armadura, conforme demonstraram os ensaios dos pesquisadores Harajli e Salloukh [9]: “A presença de fibras de aço com ganchos 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 melhora a resistência de ancoragem média das barras em 55%, em comparação com concreto tradicional não confinado”.

Peças estruturais de concreto reforçado com fibras têm uma forma de ruína bem mais gradual, pois sofrem 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.

O grande benefício do uso de fibras é a ductilidade conferida ao material após o pico de solicitação, principalmente nos concretos de alta resistência, que se caracterizam pela 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 de modo que em concretos de maior resistência característica, é necessária uma maior porcentagem de fibras.

A utilização de fibras de aço, entretanto, acarreta algumas dificuldades como a uniformização do concreto, devido à tendência de engrenamento das fibras. Também diminui a trabalhabilidade do concreto, e por isso é comum a adição de superplastificantes à mistura, ou a substituição de parte do cimento por pozolanas.

Neste capítulo são apresentadas as características dos modelos experimentais, as dimensões, esquemas de armadura, instrumentação, procedimentos de concretagem e ensaio. Também são apresentadas as propriedades mecânicas do aço e concreto utilizados, e características das fôrmas.

3.1. Generalidades

Não foi encontrada na literatura técnica nenhuma referência a consolos com a moldagem em etapa distinta da do pilar e com incorporação de fibras de aço à matriz de concreto. Dentre suas características diferenciadas, os modelos também não apresentam estribos verticais e horizontais, permanecendo apenas a armadura do tirante principal. Desta forma, fizeram-se necessários ensaios de dois modelos-piloto para análise do comportamento geral. Nestes ensaios adotaram-se taxas de armadura principal relativamente baixas.

Para minimizar a abertura da fissura na interface consolo-pilar em alguns modelos, foi utilizada a armadura de costura, projetada de forma a não dificultar o procedimento de encaixe do consolo no pilar. A Figura 3.1 mostra a disposição da armadura de costura junto ao tirante do consolo. Esta armadura será detalhada posteriormente, no item 3.3.

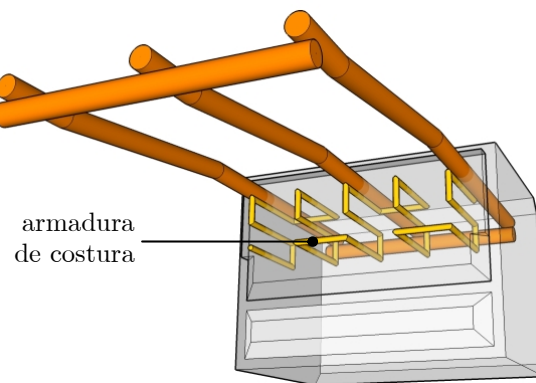


Figura 3.1 - Detalhe da armadura de costura no consolo.

O programa experimental completo consiste, além dos dois modelos-piloto, de mais quatro modelos (Modelos 3 a 6) e um modelo de referência (MRC7). Cada modelo é constituído de um trecho representativo de um pilar com dois consolos simétricos. Adotou-se para os modelos a nomenclatura apresentada na Tabela 3.1.

MMC3

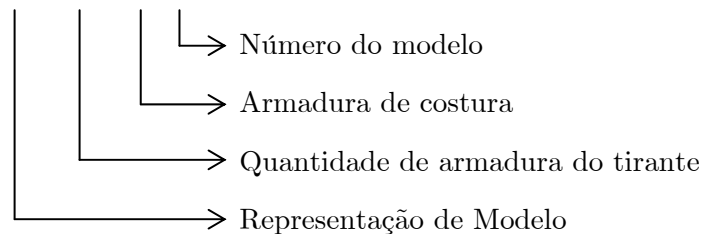


Tabela 3.1 - Nomenclatura dos modelos experimentais.

Representação de Modelo	M	modelo experimental
Quantidade de armadura do tirante	B	baixa
	M	média
	A	alta
	R	modelo de referência
Armadura de costura	C	com armadura de costura
	S	sem armadura de costura
Número do modelo	1 a 7	

As principais variantes entre os modelos analisados são a taxa de armadura principal, arranjo das barras de aço do tirante e a razão a/d , onde “a” é a distância entre a face do pilar e ponto de aplicação da força, e “d” é a altura útil do consolo. A Tabela 3.2 apresenta o resumo das principais características dos modelos experimentais.

Tabela 3.2 - Resumo dos modelos experimentais.

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	-

a - distância entre a face do pilar e o ponto de aplicação da força

d - altura útil do consolo

Com exceção do modelo MRC7, monolítico, os modelos foram moldados em duas etapas. A matriz de concreto dos consolos possui fibras de aço com ganchos (*hooked*) incorporadas à taxa de 2%. Na segunda etapa os consolos foram desformados e acoplados à fôrma do pilar antes da sua concretagem. O concreto do pilar não tem adição de fibras metálicas.

¹ O modelo MMC5 foi idealizado para representar o consolo muito curto, com a/d de 0,5. Entretanto, devido a um erro no posicionamento dos apoios, o modelo ficou com $a/d=0,75$. Desta forma, o modelo MMC5 ficou idêntico ao MMC4.

Nos ensaios-piloto, as principais observações foram a força de ruptura, ductilidade durante a ruptura do elemento, esquema de montagem eficiente para a armadura, formação e abertura de fissuras na interface consolo-pilar.

De acordo com os resultados experimentais obtidos foram feitas modificações para os quatro modelos definitivos (Modelos 3 a 6), aumentando-se as taxas de armadura para tentar obter um modo de ruptura por flexão, com escoamento do aço simultaneamente ao esmagamento do concreto na biela.

O modelo monolítico (MRC7) foi realizado com arranjo de armaduras convencional para fins de comparação dos resultados.

Devido a uma conveniência de ensaio, todos os modelos foram ensaiados com a base do pilar para cima e o topo para baixo. Desta forma, todos os modelos são representados com o tirante principal dos consolos para baixo.

3.2. Dimensões dos modelos experimentais

Todos os modelos experimentais têm as mesmas dimensões. Foram definidas as dimensões da seção transversal do trecho de pilar, com o objetivo de representarem um pilar pré-moldado tradicional, sofrendo pequenas modificações para se adaptar às dimensões da máquina de ensaio (INSTRON 8506). Dessa forma, as dimensões são 30cm x 40cm. A altura do trecho de pilar é de 55cm. Os consolos têm dimensões 27cm x 20cm x 20cm, respectivamente, a largura, altura e comprimento.

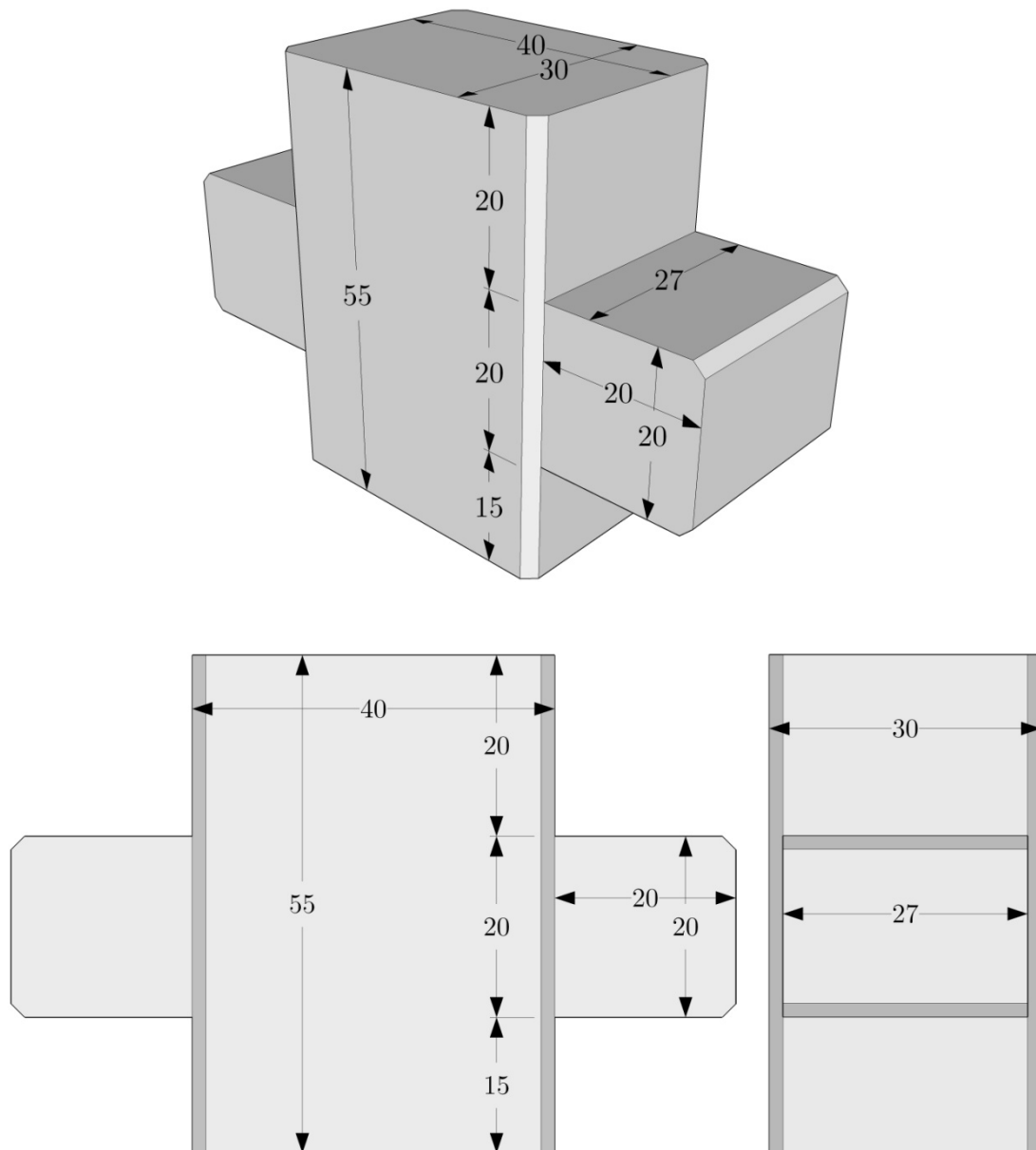


Figura 3.2 - Dimensões dos modelos experimentais (medidas em cm).

3.3. Armaduras dos modelos experimentais

Dentre as variações entre os modelos experimentais estão a quantidade de armadura no tirante principal e o arranjo das barras. Nos modelos-piloto (MBS1 e MBC2), as armaduras tiveram uma ancoragem em gancho e as taxas de armadura baixas. Nos modelos definitivos (Modelos 3 a 6), a ancoragem mudou para mecânica

com solda, para tentar tornar mais eficiente a produção das peças, e as taxas de armadura foram aumentadas para tentar obter um modo de ruptura por flexão.

Observe-se que todas as armaduras foram dobradas sem aquecer as barras de aço, de forma a preservar suas propriedades físicas.

A disposição das armaduras em cada modelo é apresentada nos subitens seguintes. A representação da bitola de cada armadura segue o código de cores mostrado na Figura 3.3.



Figura 3.3 - Código de cores das bitolas das armaduras.

O modelo MBS1 tem ancoragem do tirante na face oposta do pilar, em gancho. Não possui armadura de costura.

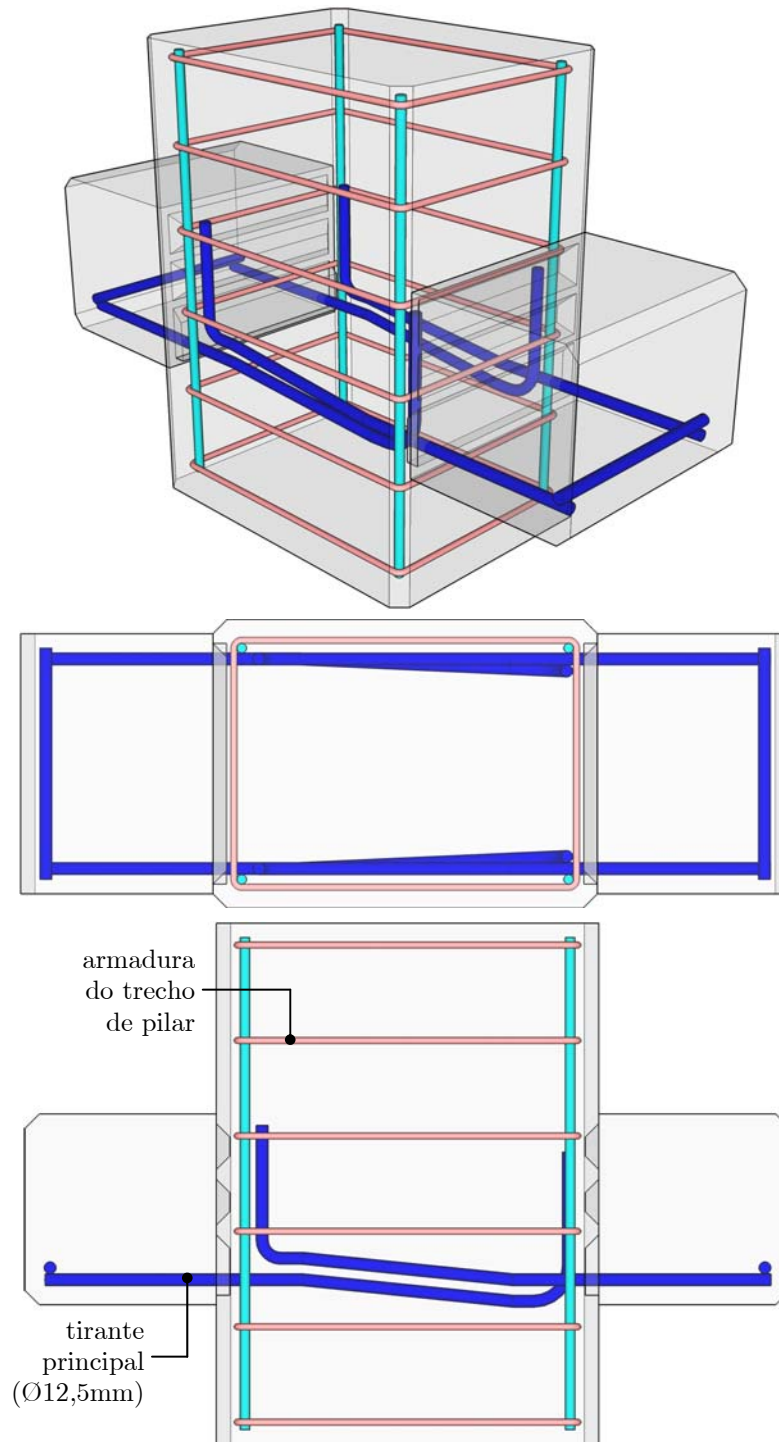


Figura 3.4 - Detalhes das armaduras do modelo MBS1.

▪ Tirante principal

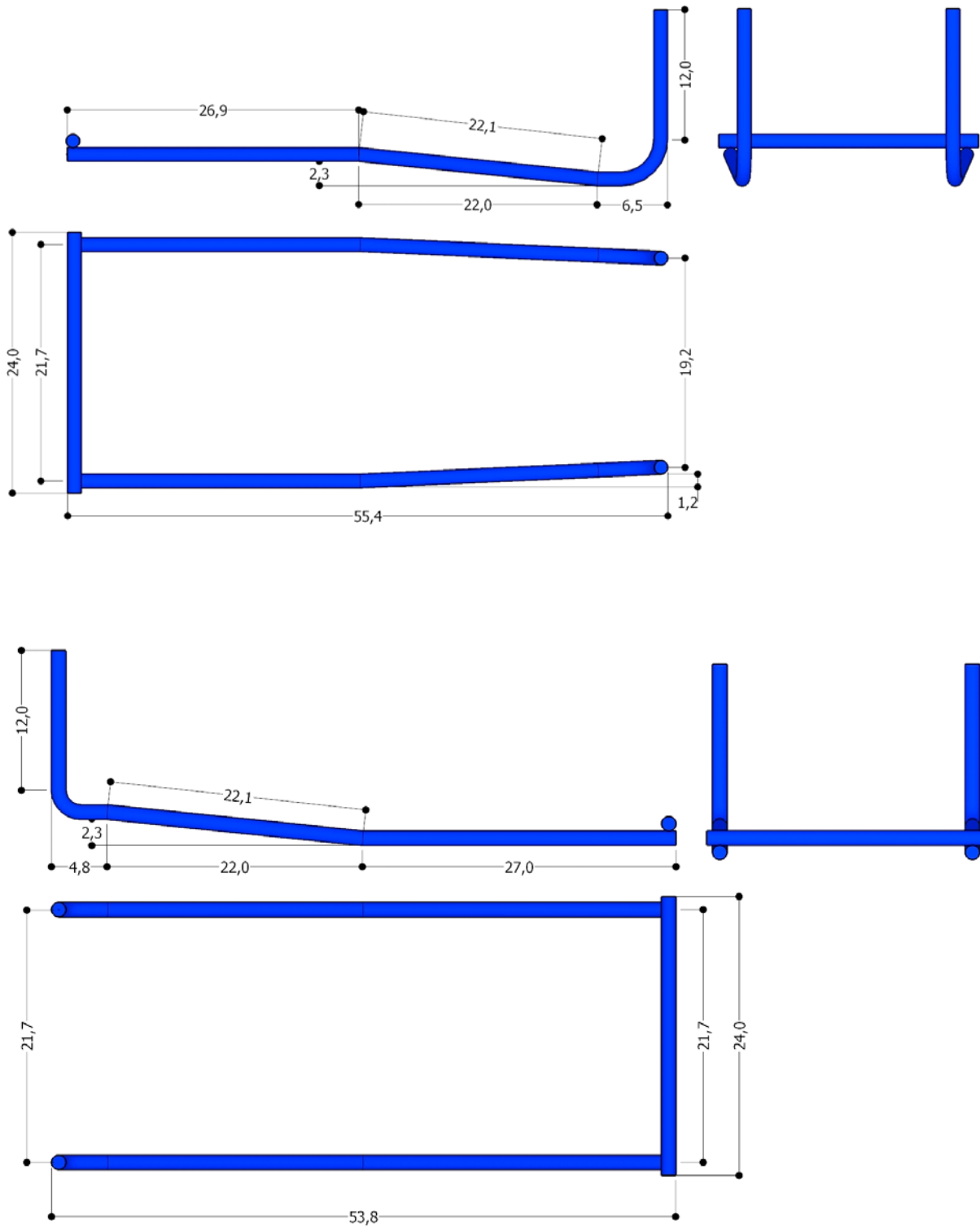


Figura 3.5 - Tirante principal do modelo MBS1 (medidas em cm).

O modelo MBC2 possui ancoragem do tirante na região central do pilar, em gancho. O modelo possui armadura de costura na interface consolo-pilar.

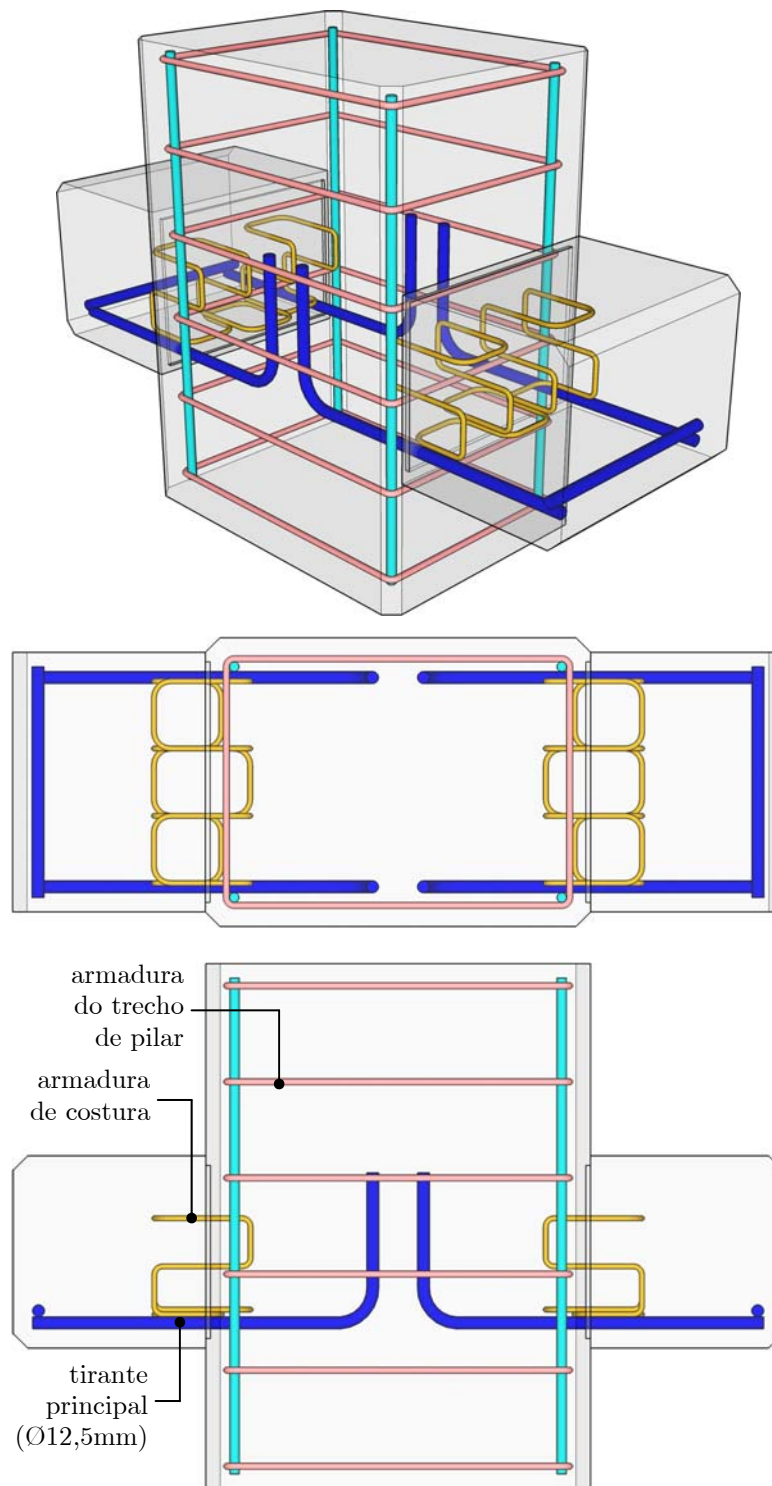


Figura 3.6 - Detalhes das armaduras do modelo MBC2.

- Tirante principal

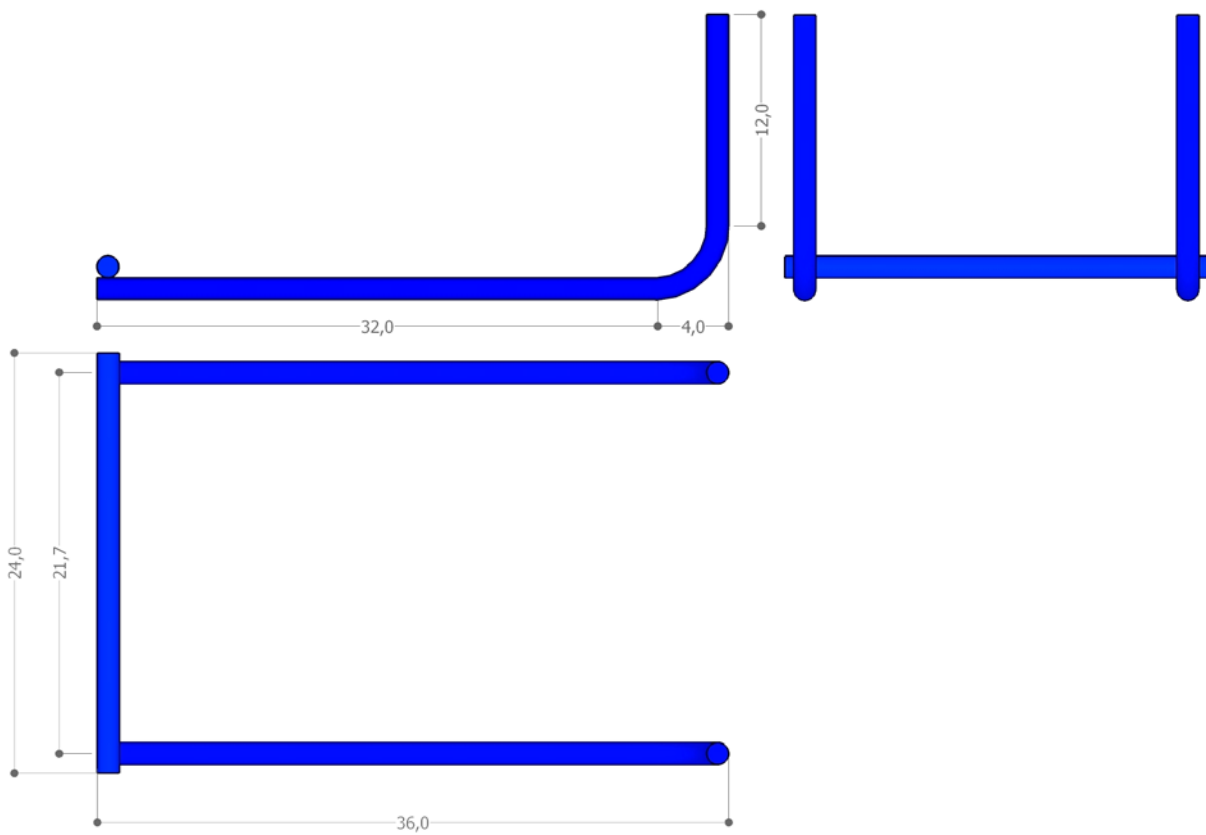


Figura 3.7 - Tirante principal do modelo MBC2 (medidas em cm).

- Armadura de costura

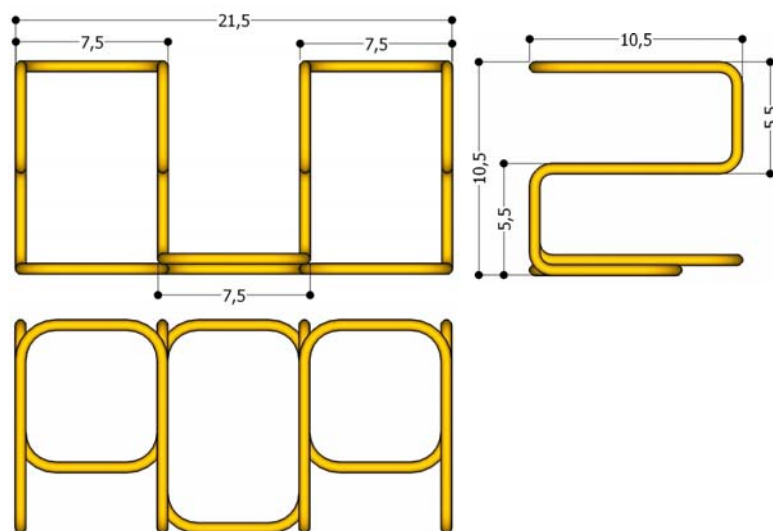


Figura 3.8 - Armadura de costura do modelo MBC2 (medidas em cm).

O modelo MMS3 tem a ancoragem do tirante na face oposta do pilar em forma de barra transversal soldada e não possui armadura de costura. Neste modelo, aparece uma armadura para combater o fendilhamento do concreto no pilar.

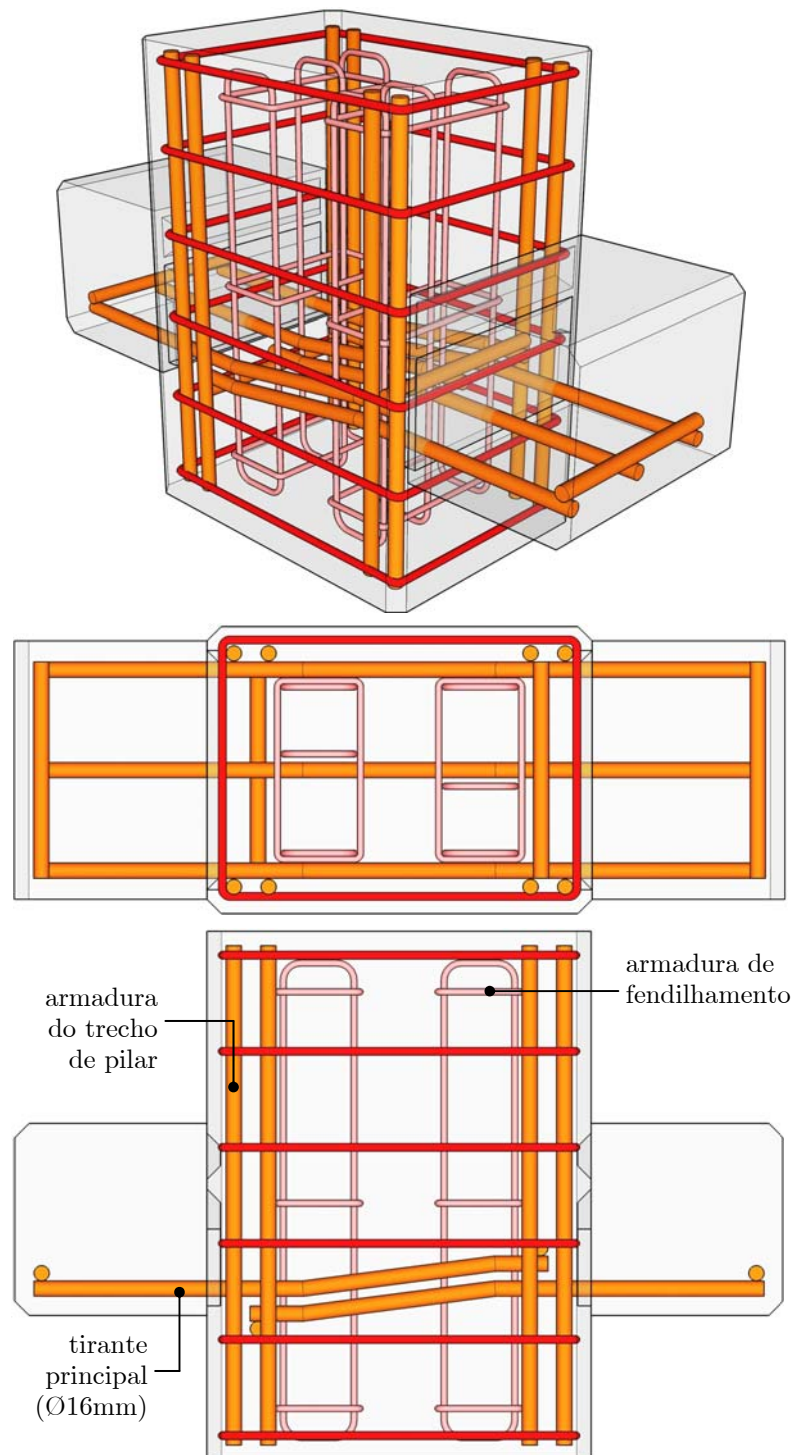


Figura 3.9 - Detalhes das armaduras do modelo MMS3.

▪ Tirante principal

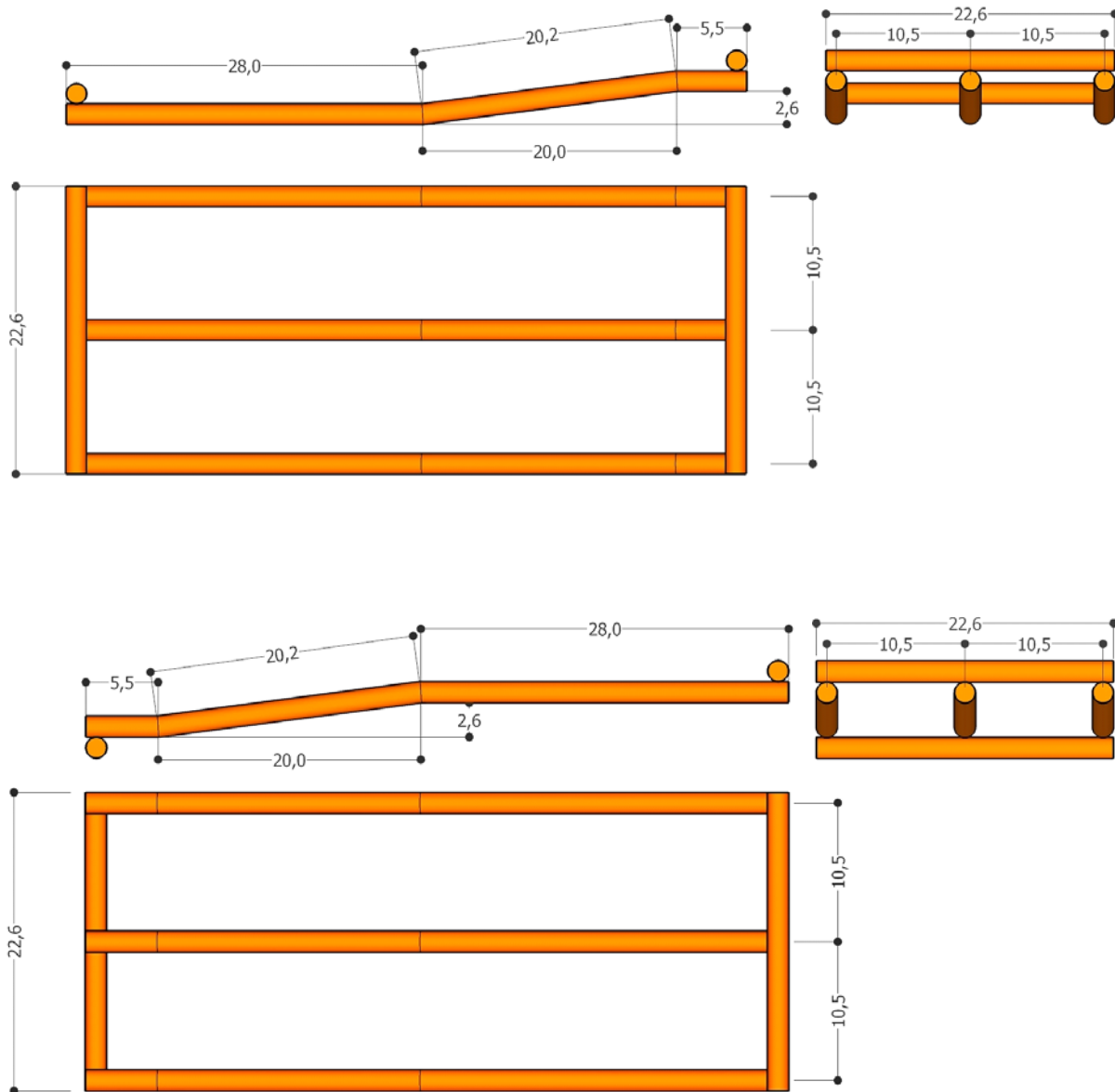


Figura 3.10 - Tirante principal do modelo MMS3 (medidas em cm).

Os modelos MMC4 e MMC5 têm arranjos de armaduras iguais. A ancoragem do tirante ocorre na face oposta do pilar em forma de barra transversal soldada. Os modelos possuem armadura de costura na interface consolo-pilar e armadura para combater o fendilhamento do concreto no pilar.

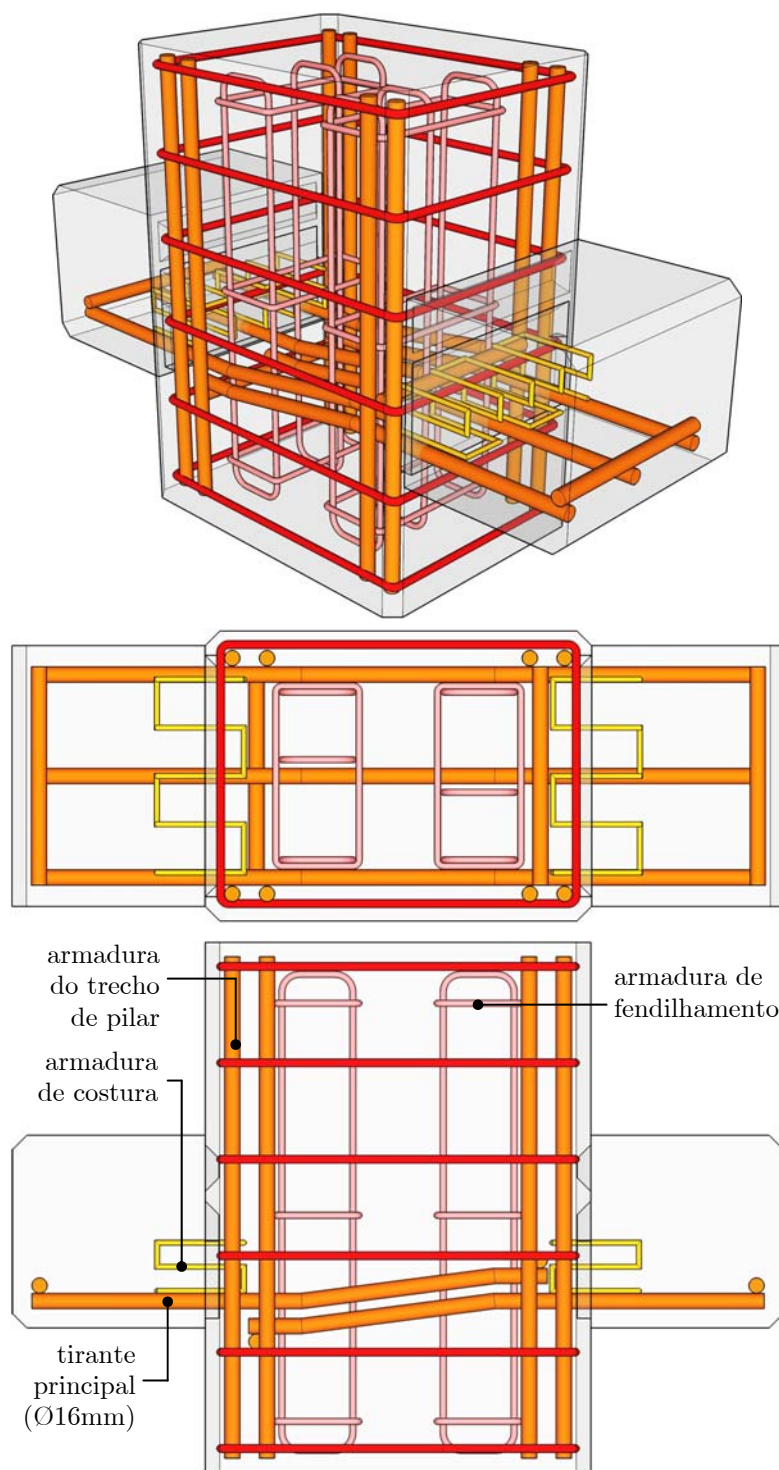


Figura 3.11 - Detalhes das armaduras dos modelos MMC4 e MMC5.

▪ Tirante principal

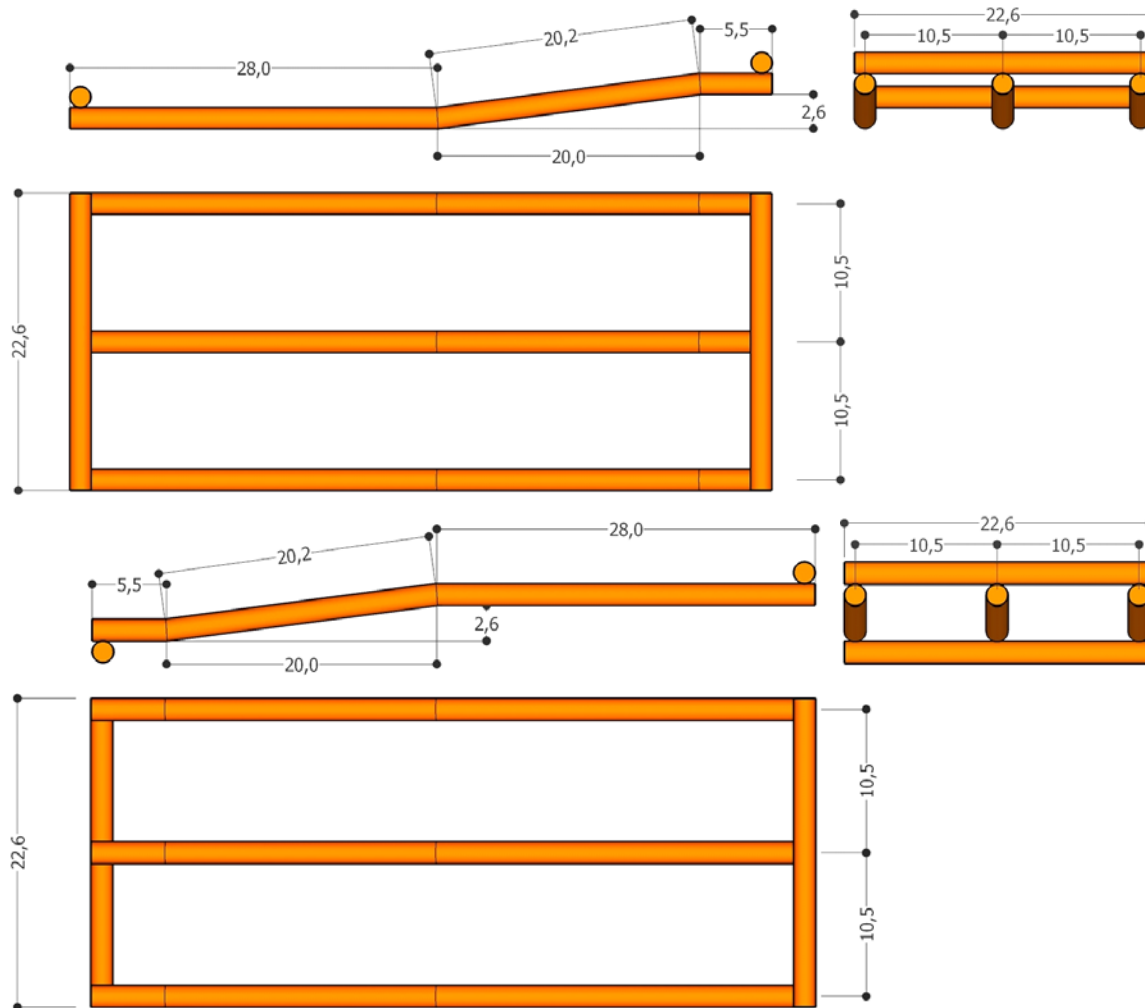


Figura 3.12 - Tirante principal dos modelos MMC4 e MMC5 (medidas em cm).

▪ Armadura de costura

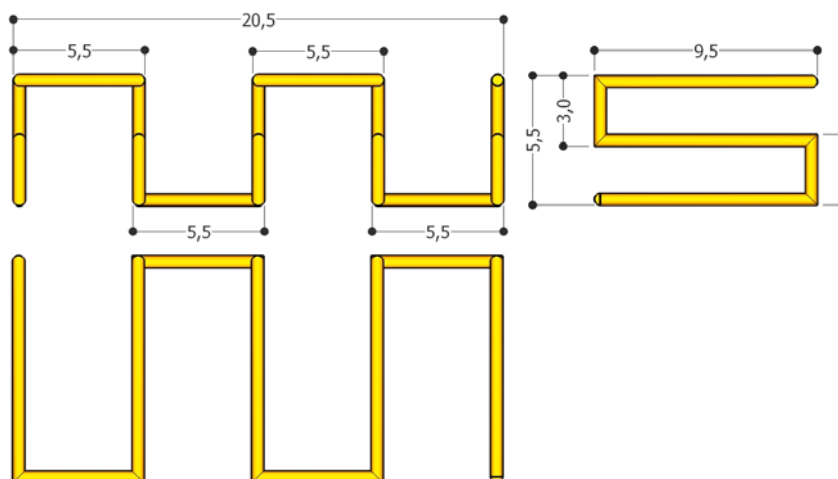


Figura 3.13 - Armadura de costura dos modelos MMC4 e MMC5 (medidas em cm).

O modelo MAC6 possui a taxa de armadura do tirante mais elevada. A ancoragem se dá em barra transversal soldada, na face oposta do pilar. O modelo apresenta armadura de costura na interface consolo-pilar e armadura para combater o fendilhamento do concreto no pilar.

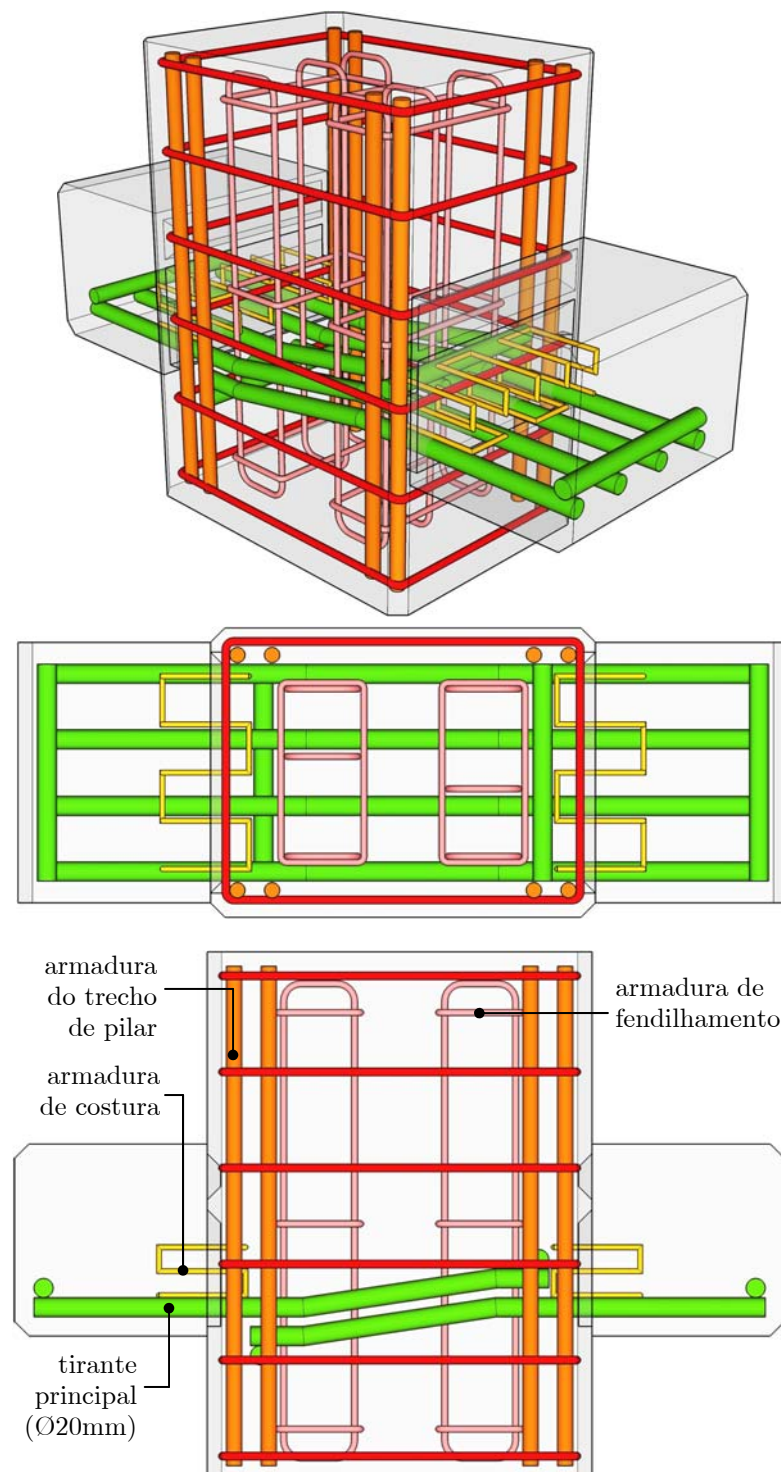


Figura 3.14 - Detalhes das armaduras do modelo MAC6.

▪ Tirante principal

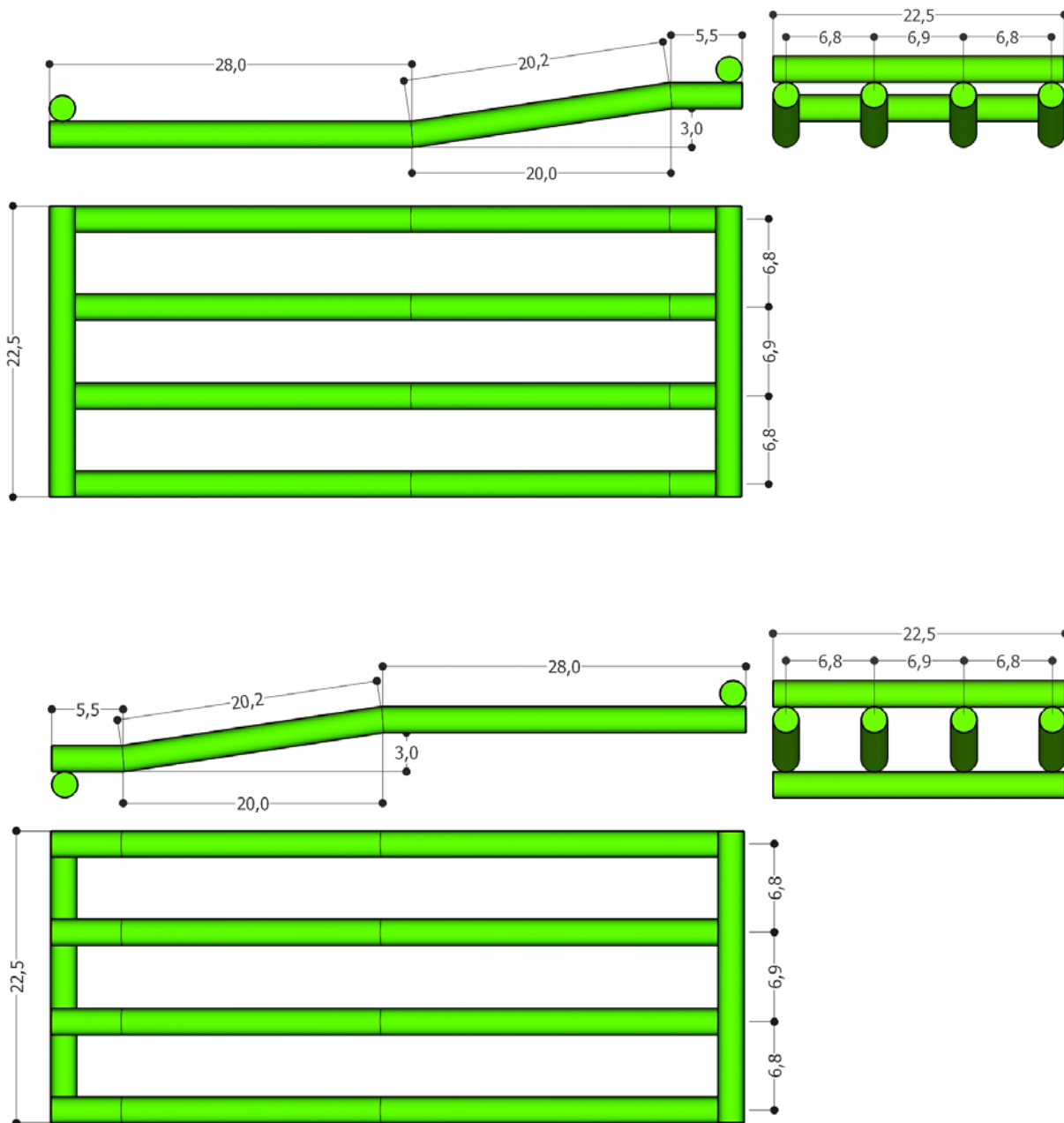


Figura 3.15 - Tirante principal do modelo MAC6 (medidas em cm).

▪ Armadura de costura

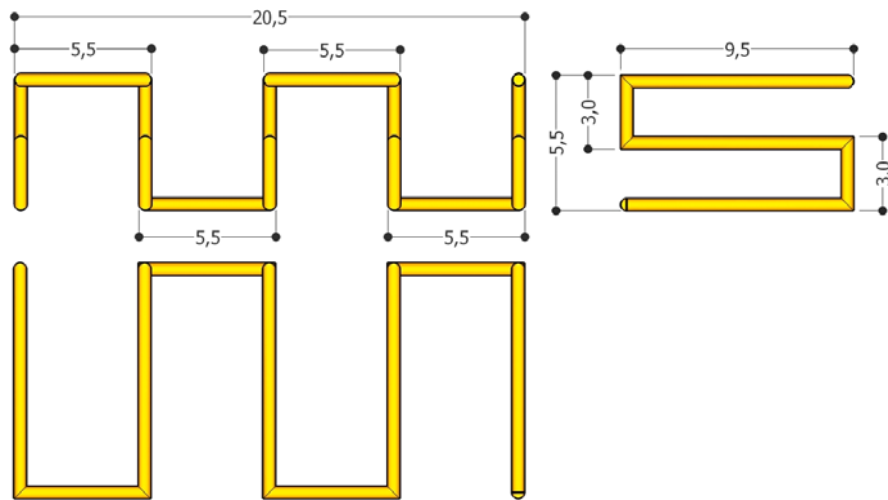


Figura 3.16 - Armadura de costura do modelo MAC6 (medidas em cm).

O modelo MRC7 tem um arranjo de armadura convencional para efeito de comparação de resultados com os demais modelos.

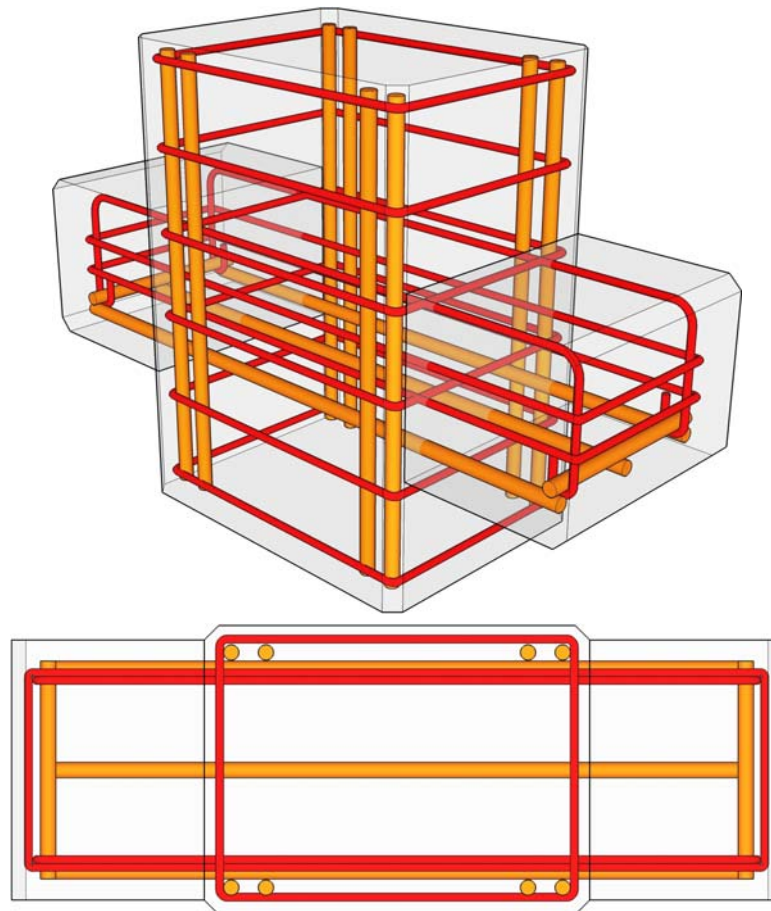


Figura 3.17 - Detalhes das armaduras do modelo MRC7.

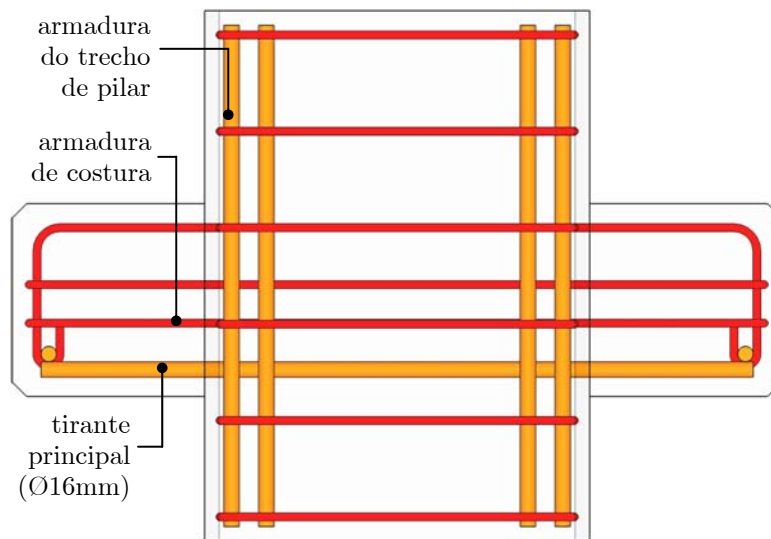


Figura 3.17 (cont.) - Detalhes das armaduras do modelo MRC7.

- Tirante principal

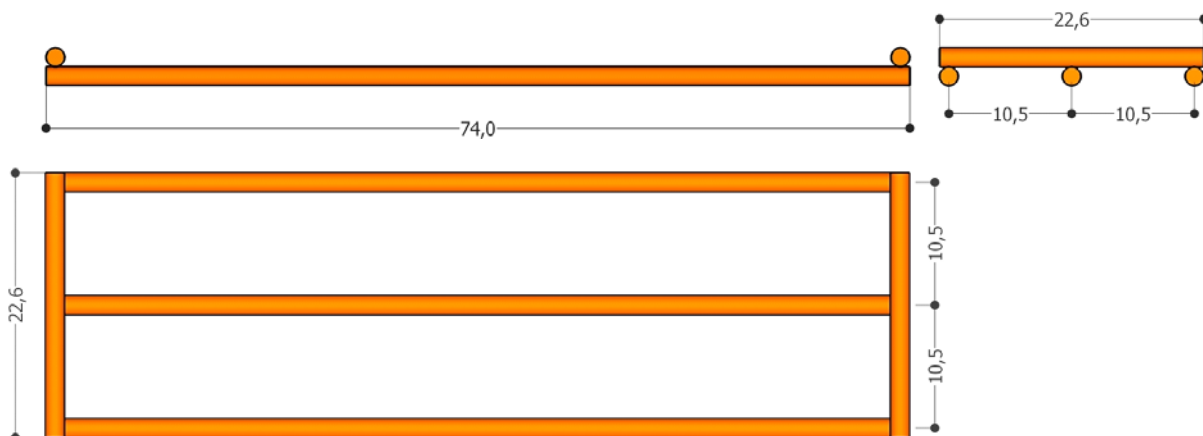


Figura 3.18 - Tirante principal do modelo MRC7 (medidas em cm).

- Armadura de costura

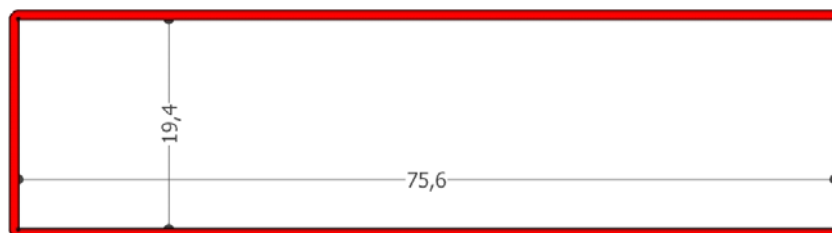


Figura 3.19 - Armadura de costura do modelo MRC7 (medidas em cm).

3.4. Fôrmas dos modelos experimentais

A montagem dos modelos se divide em duas concretagens (ou etapas) distintas com o objetivo de simular uma produção industrial mais eficiente. Na primeira, são moldados os consolos em fôrmas individuais. Após a desfôrma dos consolos, eles são encaixados em aberturas laterais da fôrma do pilar, para a segunda concretagem. O procedimento de execução é detalhado no item 3.8. À exceção dos outros, o modelo MRC7 é monolítico e, portanto, moldado em uma única etapa com fôrma única. Desta forma, existem dois tipos de fôrmas. As fôrmas dos consolos e as fôrmas do trecho de pilar. Todas as fôrmas foram fabricadas na marcenaria da EESC.

3.4.1. Fôrmas dos consolos

As fôrmas dos consolos foram confeccionadas com chapas de madeira compensada plastificada de 18mm de espessura. Fez-se o fechamento da fôrma através de uma grade metálica (Figura 3.21 e Figura 3.23) com o objetivo de moldar um tipo de interface consolo-pilar que apoiasse melhor as bielas de compressão e apresentasse interface rugosa com aparecimento de fibras metálicas na zona de tração. A grade, aqui denominada grade de interface, foi confeccionada a partir da dobra e solda de chapas de aço de 2mm de espessura. Maiores detalhes da interface resultante na interface consolo-pilar são apresentados no item 3.8.1.

As fôrmas e grade de interface do modelo MBS1 são apresentadas na Figura 3.20 e Figura 3.21.

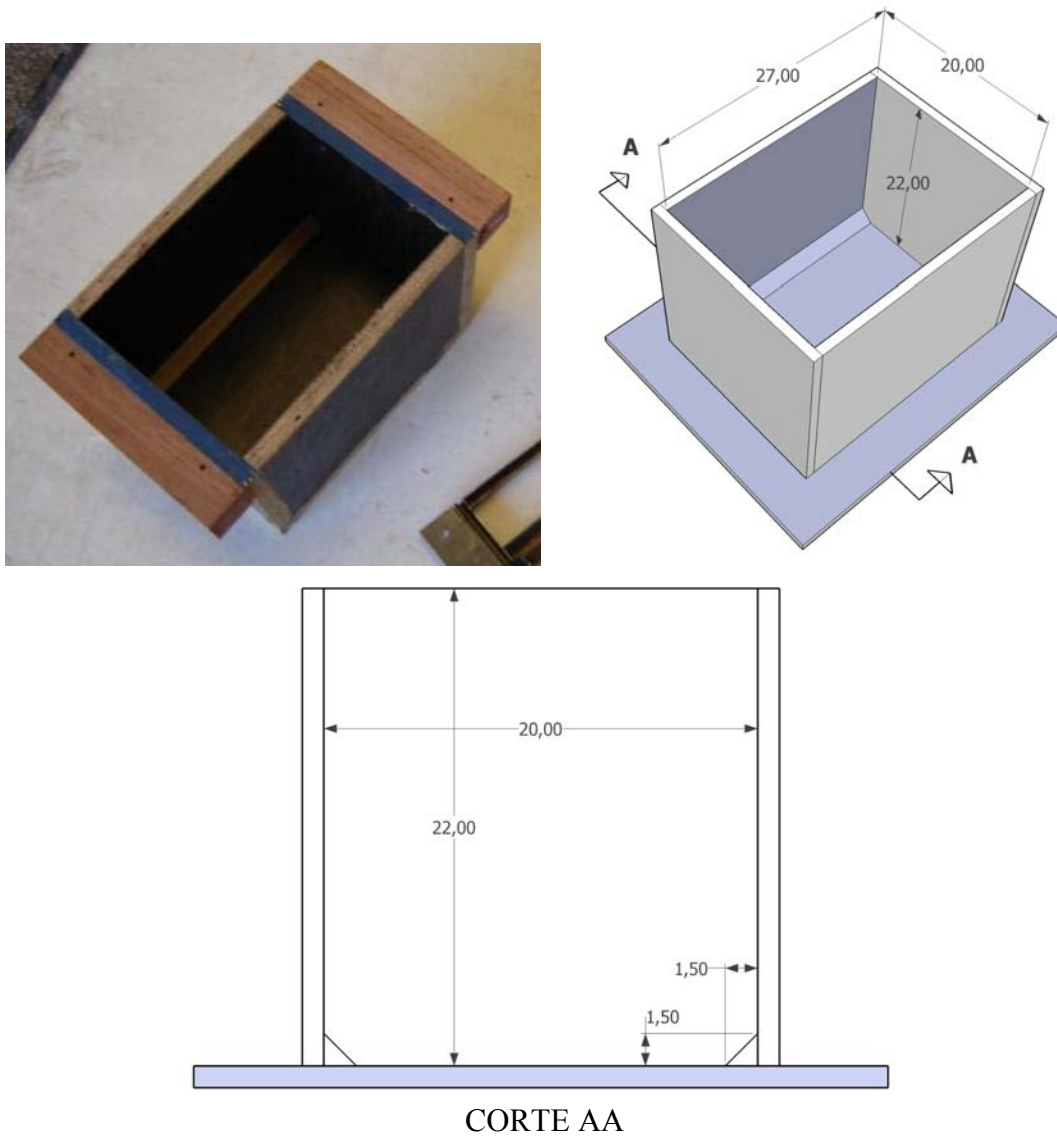


Figura 3.20 - Fôrmas dos consolos do modelo MBS1.

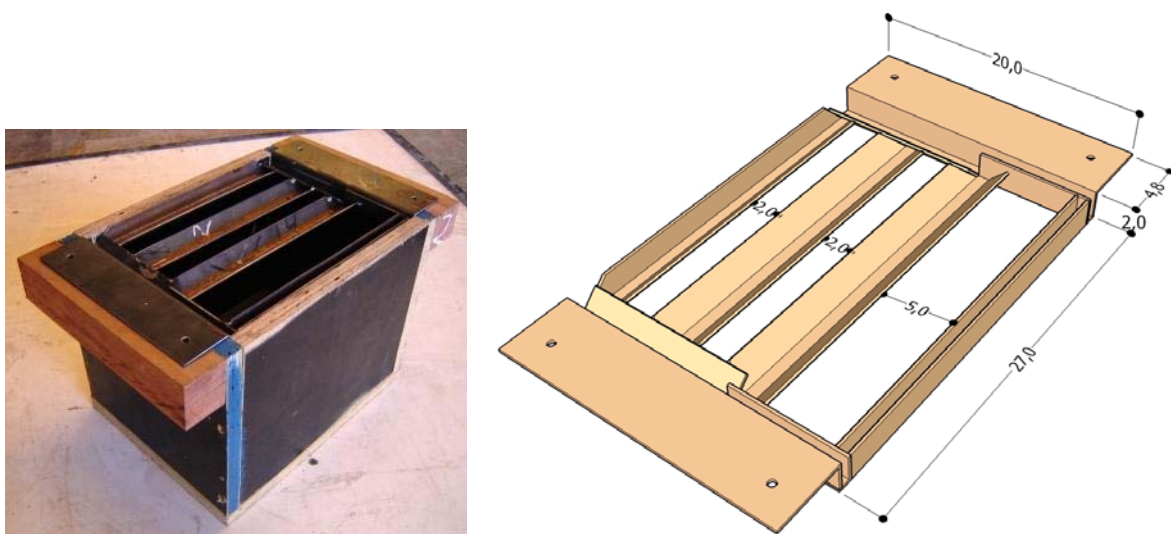


Figura 3.21 - Grade de interface do modelo MBS1.

O modelo MBC2 não possui grade de interface e sua fôrma de consolo é ligeiramente diferente da apresentada anteriormente.

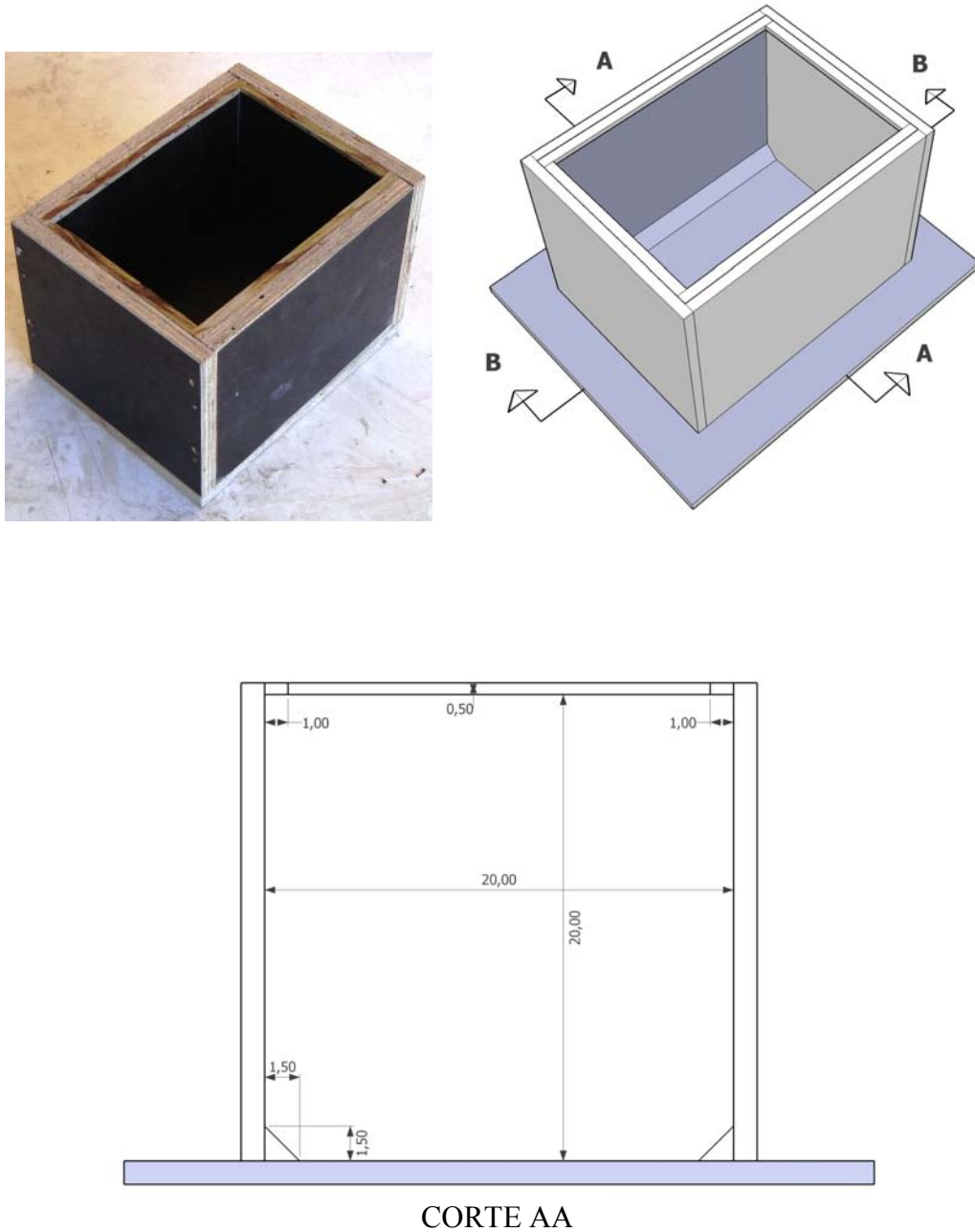
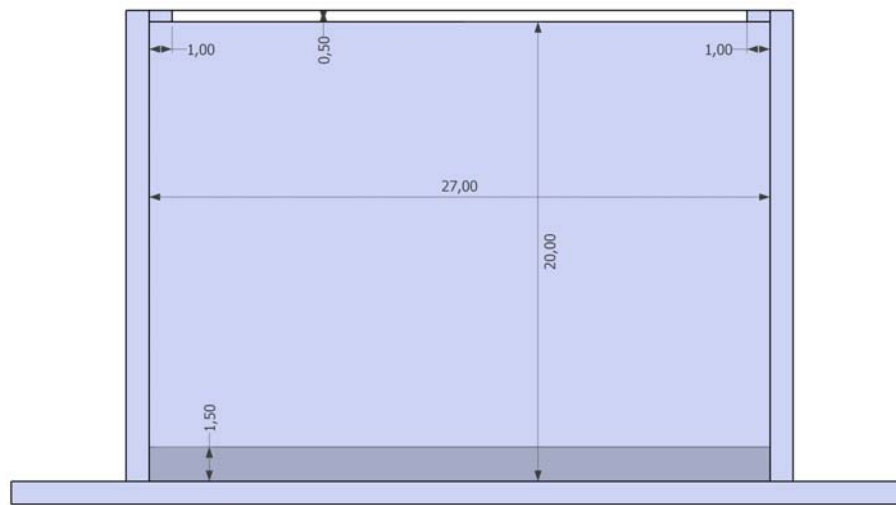


Figura 3.22 - Fôrmas dos consolos do modelo MBC2.

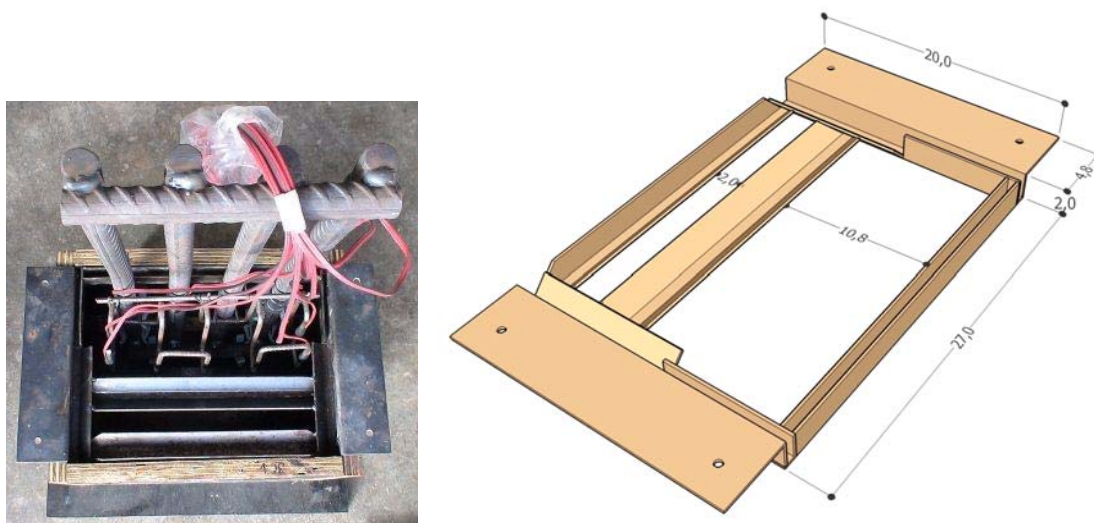


CORTE BB

Figura 3.22 (cont.) - Fôrmas dos consolos do modelo MBC2.

Os consolos dos modelos 3, 4, 5 e 6 foram concretados com dois jogos de fôrma iguais, sendo cada jogo reutilizado uma única vez. As medidas dessas fôrmas são idênticas às das fôrmas do modelo MBS1.

As grades de interface destes modelos tiveram maiores aberturas em relação às do modelo MBS1, em vista da dificuldade observada para o lançamento do concreto.

**Figura 3.23 - Grade de interface dos modelos MMS3, MMC4, MMC5 e MAC6.**

3.4.2. Fôrmas do trecho de pilar

As fôrmas dos trechos de pilar foram confeccionadas com chapas de madeira compensada plastificada de 18mm de espessura. Concretaram-se os pilares na disposição horizontal para simular a produção em indústrias de pré-moldagem.

Lateralmente às fôrmas ocorrem as aberturas para encaixe dos consolos já moldados em etapa anterior. A fôrma dispõe de um suporte metálico para o consolo que tem o objetivo de centralizar e posicionar o consolo perpendicularmente à face do pilar. Os trechos de pilar dos modelos 1 a 6 foram concretados com dois jogos de fôrma iguais, reutilizados três vezes cada jogo.

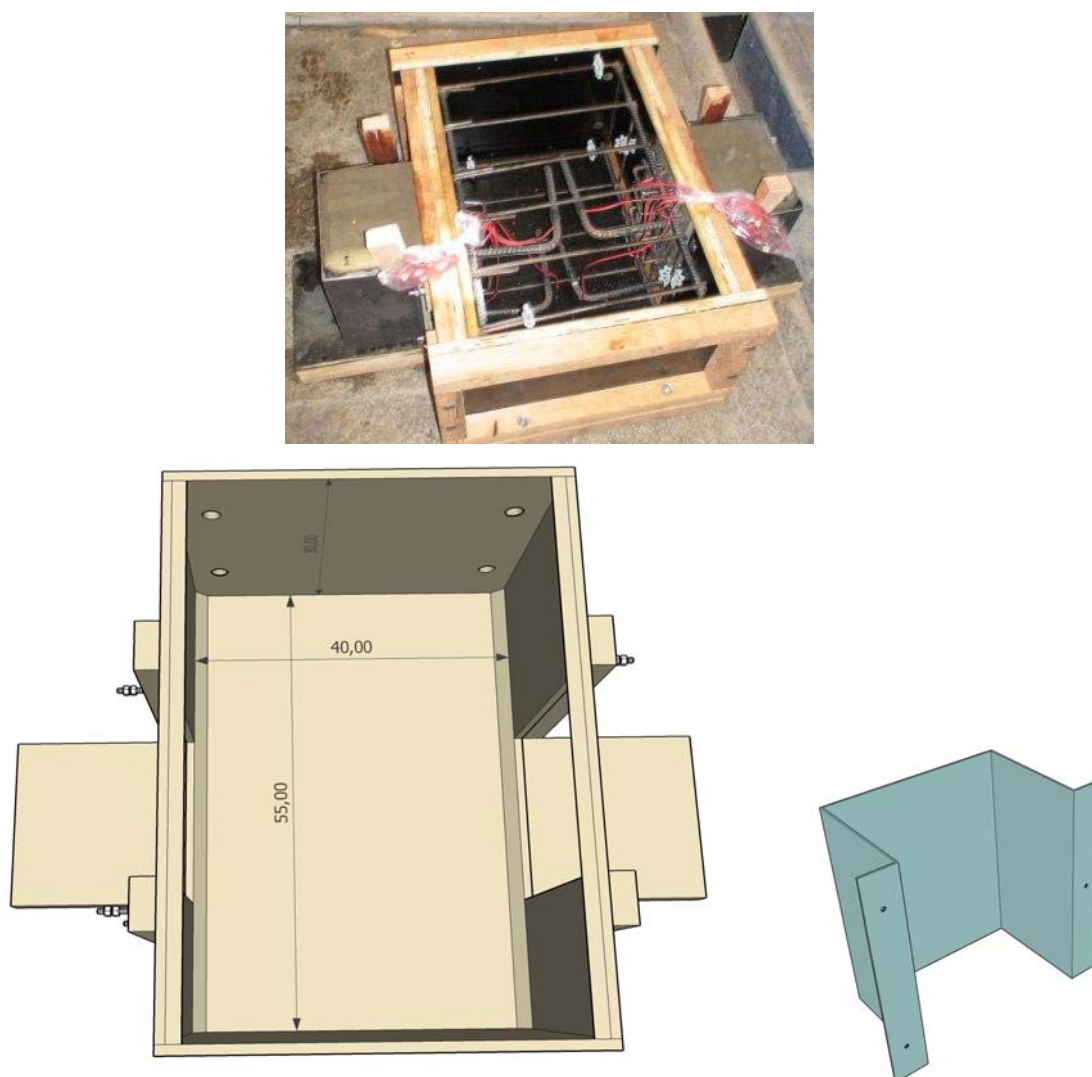


Figura 3.24 - Fôrma do trecho de pilar dos modelos MBS1, MBC2, MMS3, MMC4, MMC5 e MAC6.

O modelo MRC7, diferentemente dos outros, teve uma fôrma única para pilar e consolo porque foram moldados em única etapa e com o mesmo concreto.

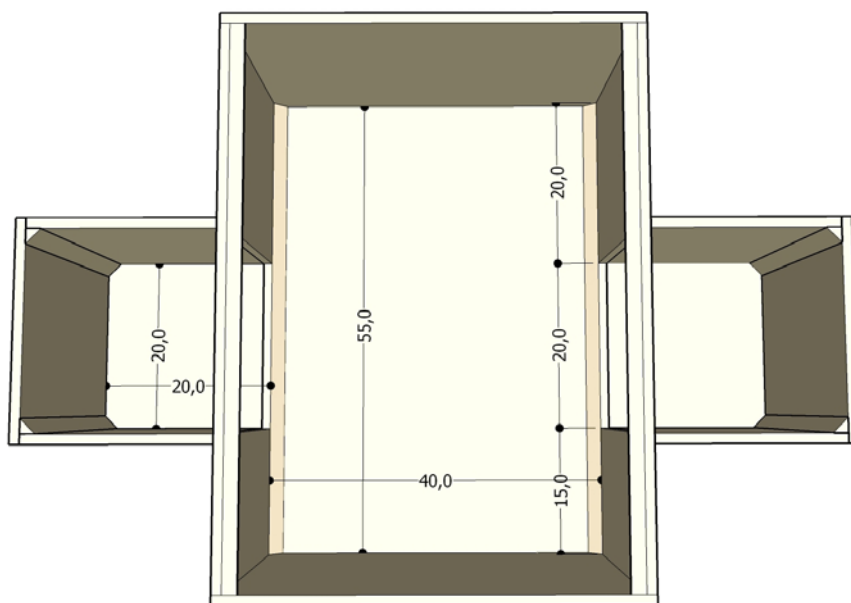


Figura 3.25 - Fôrma do modelo MRC7.

3.5. Concreto dos modelos experimentais

As duas etapas de concretagem dos modelos 1 a 6 são realizadas com concretos distintos. O primeiro concreto com 2% de fibras de aço, constituinte dos consolos, e o segundo concreto convencional, constituinte do trecho de pilar.

3.5.1. Concreto com adição de fibras de aço

O traço com fibras de aço incorporadas é uma adaptação da pesquisa de Ferreira, Hanai e Ferrari [10], realizada com os mesmos materiais do Laboratório de Estruturas do SET/EESC/USP. Com esse traço, esperava-se atingir a resistência de 65MPa.

Na primeira concretagem, dos modelos MBS1 e MBC2, o concreto se apresentou mais fluido do que o desejado. Desta forma, para os outros modelos a quantidade de superplastificante foi reduzida de 1,0% para 0,8% da massa de cimento e o fator água-cimento aumentado de 0,35 para 0,38.

A investigação de Ferreira, Hanai e Ferrari [10] utiliza altas taxas de fibras de aço com 13 e 25mm de comprimento, com ganchos, para controlar a microfissuração e melhorar as propriedades mecânicas do concreto. As fibras de 13mm não são usuais, mas demonstraram efetividade no combate ao aparecimento prematuro de fissuras, sem comprometer a trabalhabilidade e, portanto, foram utilizadas. De acordo com os referidos autores: “De forma geral, observa-se um aumento gradual do desempenho dos Concretos Híbridos de Alta Resistência Reforçados com Fibras de Aço, com o crescimento do teor de fibras adicionado [...] Em laboratório, verificou-se que o processo evolutivo de hibridização com microfibras de aço ocorre sem que haja qualquer prejuízo para a trabalhabilidade da mistura, mesmo para teores elevados, uma vez que as microfibras adotadas possuem comprimentos reduzidos, comparativamente à dimensão característica do agregado [...] Com o aumento gradual do teor de microfibras, as resistências à tração na flexão passaram a apresentar

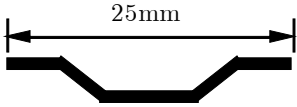
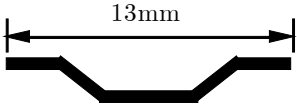
aumentos significativos com o crescimento do teor de microfibras, resistências que se mantiveram aproximadamente constantes, até níveis elevados de deslocamento e de fissuração, com conseqüente aumento da resistência ao fraturamento”.

As fibras metálicas foram doadas pela empresa Maccaferri e são da linha Wirand.

Tabela 3.3 - Traço em massa do concreto com fibras de aço.

Modelos	MBS1 e MBC2	MMS3, MMC4, MMC5 e MAC6
Cimento CPV-ARI	1,00	1,00
Areia seca	2,13	2,13
Brita 1	1,83	1,83
Fator a/c	0,35	0,38
Glenium 51 Degussa (superplastificante)	1,0%	0,8%
Fibras aço Wirand FS8 0,75x25mm	1,0%	1,0%
Fibras aço 0,75x13mm	1,0%	1,0%
Consumo cimento (kg/m ³ concreto)	450,00	450,00

Tabela 3.4 - Características das fibras de aço utilizadas.

Fibras de aço	FS8 Wirand - 25mm	13mm
Formato longitudinal		
Diâmetro nominal	0,75mm	0,75mm
Área da seção transversal	0,4418mm ²	0,4418mm ²
Fator de forma	33	17
Tensão máxima de tração	1.100MPa	1.100MPa
Peso específico	7.850kg/m ³	7.850kg/m ³

3.5.2. Concreto convencional

O concreto convencional foi fundamentado nos estudos de Aguiar [11], por ser um traço já experimentado com os mesmos materiais do Laboratório de Estruturas do SET/EESC/USP. De acordo com as indicações de Aguiar [11], esperava-se obter uma resistência característica à compressão da ordem de 40MPa e abatimento do tronco de cone (slump) de 10 ± 1 cm. Na Tabela 3.5 é apresentado o traço do concreto convencional utilizado no modelo MRC7 e nos trechos de pilar dos demais modelos.

Tabela 3.5 - Traço em massa do concreto convencional.

Modelos	MBS1, MBC2, MMS3, MMC4, MMC5, MAC6 e MRC7
Cimento CPV-ARI	1,00
Areia seca	1,75
Brita 1	2,63
Fator a/c	0,50
Consumo cimento (kg/m ³ concreto)	396,00

3.6. Propriedades mecânicas dos materiais

3.6.1. Concreto com adição de fibras de aço

Em cada concretagem realizada foram moldados seis corpos-de-prova cilíndricos de 10x20cm², sendo três destinados aos ensaios de compressão diametral e três para compressão simples, com medição do módulo de elasticidade. Na primeira concretagem de consolos, referente aos modelos MBS1 e MBC2, o volume de concreto se mostrou menor que o esperado e foram moldados apenas quatro corpos-de-prova, sendo destinados dois para cada ensaio.

As curvas médias de resistência à compressão versus deformação dos corpos-de-prova dos concretos com fibras são apresentados na Figura 3.26, e os valores das resistências à compressão e módulo de elasticidade de cada corpo-de-prova são mostrados na Tabela 3.6.

Na Tabela 3.7 são apresentados os resultados obtidos para a resistência à tração por compressão diametral.

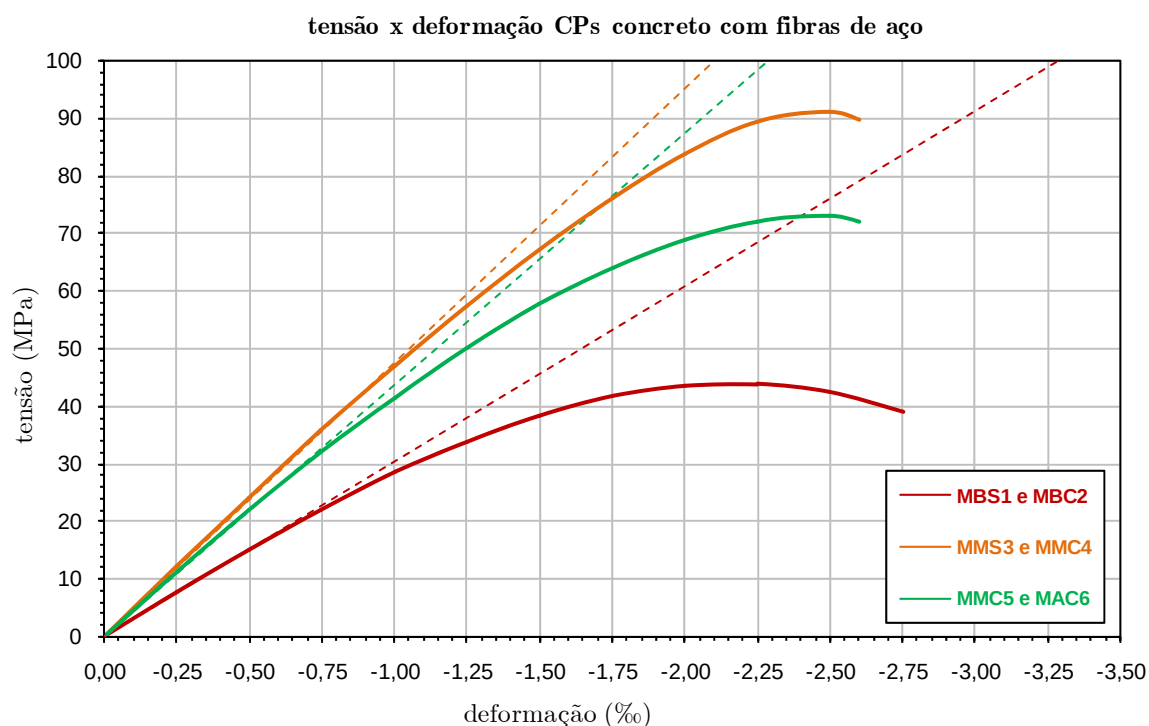


Figura 3.26 - Curva de tensão x deformação dos corpos-de-prova de concreto com fibras de aço.

Tabela 3.6 - Resistência à compressão dos concretos com fibras.

Modelo experimental	Corpo-de-prova	Idade (dias)	Abatimento do tronco de cone (cm)	Tensão (MPa)	Tensão média (MPa)	Módulo de Elasticidade Tangente (GPa)	Módulo de Elasticidade Tangente médio (GPa)
MBS1 e	1	30	20	42,95	44,06	30,77	30,46
MBC2	2	30	20	45,17		30,15	
MMS3 e	1	197	11	92,30	92,24	46,51	47,58
MMC4	2	197	11	89,41		48,28	
	3	197	11	95,02		47,95	
MMC5 e	1	16	7	73,07	73,90	44,03	43,69
MAC6	2	16	7	72,46		44,87	
	3	16	7	76,17		42,17	

Tabela 3.7 - Resistência à tração por compressão diametral dos concretos com fibras.

Modelo experimental	Corpo-de-prova	Idade (dias)	Tensão (MPa)	Tensão média (MPa)
MBS1 e	1	30	3,36	3,43
MBC2	2	30	3,50	
MMS3 e	1	197	5,93	6,12
MMC4	2	197	5,96	
	3	197	6,47	
MMC5 e	1	16	5,65	5,41
MAC6	2	16	5,37	
	3	16	5,20	

3.6.2. Concreto convencional

Foram moldados seis corpos-de-prova de 10x20cm² de concreto convencional, sendo três destinados para o ensaio de compressão simples com medição do módulo de elasticidade e três para o ensaio de compressão diametral.

As curvas médias de resistência à compressão x deformação são apresentadas na Figura 3.27 e os valores das resistências à compressão e módulo de elasticidade de cada corpo-de-prova são mostrados na Tabela 3.8.

O concreto convencional foi utilizado na concretagem de todo o modelo MRC7, e dos trechos de pilar dos demais modelos.

Na Tabela 3.9 são apresentados os valores obtidos para a resistência à tração por compressão diametral.

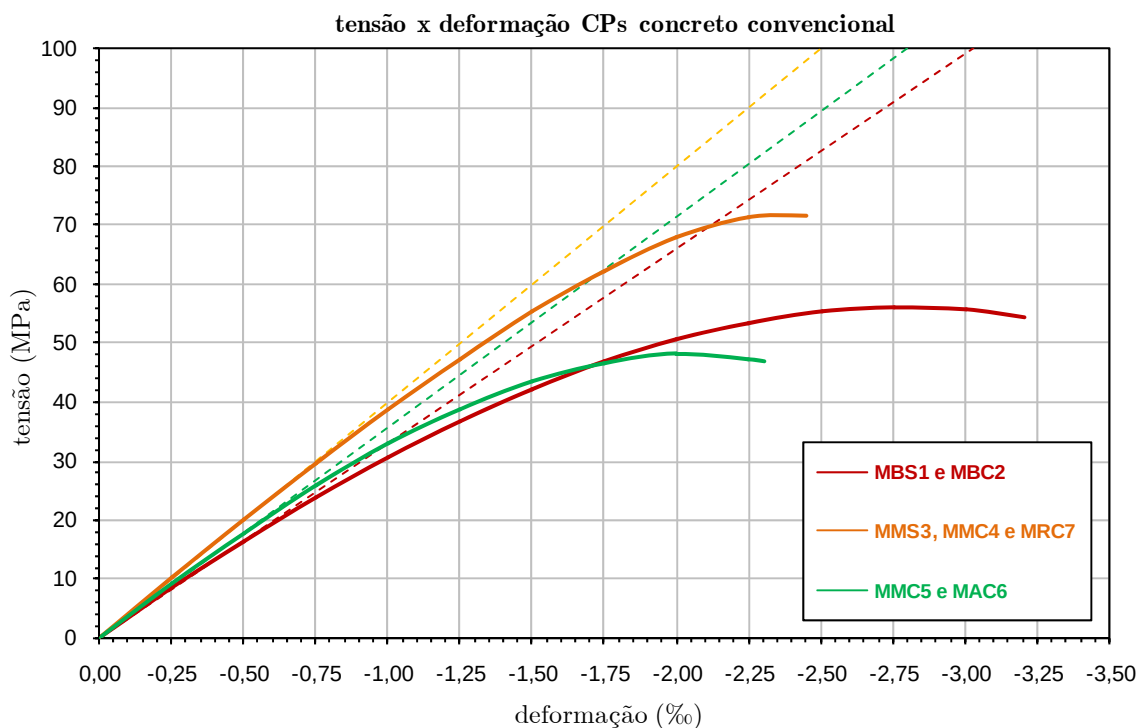


Figura 3.27 - Curva de tensão x deformação dos corpos-de-prova de concreto convencional.

Tabela 3.8 - Resistência à compressão do concreto convencional.

Modelo experimental	Corpo-de-prova	Idade (dias)	Abatimento do tronco de cone (cm)	Tensão (MPa)	Tensão média (MPa)	Módulo de Elasticidade Tangente (GPa)	Módulo de Elasticidade Tangente médio (GPa)
MBS1 e MBC2	1	16	13	55,18	56,78	33,33	33,03
	2	16	13	57,07		33,15	
	3	16	13	58,09		32,61	
MMS3,	1	186	12	70,04	71,52	39,74	40,01
MMC4 e	2	186	12	72,01		40,82	
MRC7	3	186	12	72,52		39,47	
MMC5 e MAC6	1	9	13	46,29	48,25	35,50	35,79
	2	9	13	48,96		36,36	
	3	9	13	49,51		35,50	

Tabela 3.9 - Resistência à tração por compressão diametral do concreto convencional.

Modelo experimental	Corpo-de-prova	Idade (dias)	Tensão (MPa)	Tensão média (MPa)
MBS1 e MBC2	1	16	2,66	2,77
	2	16	3,01	
	3	16	2,65	
MMS3, MMC4 e MRC7	1	186	4,04	4,08
	2	186	4,10	
	3	186	4,12	
MMC5 e MAC6	1	9	2,36	2,45
	2	9	2,51	
	3	9	2,48	

3.6.3. Aço

As barras de diâmetro nominal até 8mm foram ensaiadas no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LAMEM). As barras com diâmetros maiores foram ensaiadas no Laboratório de Estruturas do SET/EESC/USP. O aço utilizado em todos os modelos foi do tipo CA-50 da Gerdau. Foram retiradas três amostras de cada diâmetro de barras de aço dos modelos nas duas compras de aço que ocorreram. O primeiro lote de aço se refere aos modelos MBS1 e MBC2, e o segundo, aos demais modelos. Os valores médios da resistência ao escoamento (f_y), resistência de ruptura (f_u) e módulo de elasticidade (E) para cada diâmetro são apresentados na Tabela 3.10 e Tabela 3.11. Alguns módulos de elasticidade tiveram valores fora do esperado, que era de 210GPa.

Tabela 3.10 - Propriedades mecânicas dos aços dos modelos MBS1 e MBC2.

Diâmetro nominal (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (GPa)
5,0	596,00	701,35	189,00
6,3	550,00	669,52	239,13
10,0	440,00	757,30	176,00
12,5	556,50	593,36	222,91

Tabela 3.11 - Propriedades mecânicas dos aços dos modelos MMS3, MMC4, MMC5, MAC6 e MRC7.

Diâmetro nominal (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (GPa)
5,0	671,67	778,43	258,24
6,3	555,00	693,60	258,06
8,0	560,00	670,48	255,72
16,0	517,33	619,18	214,42
20,0	516,00	634,24	210,53

3.7. Instrumentação dos modelos

A instrumentação utilizada nos modelos é dividida em interna e externa. A interna corresponde a extensômetros elétricos de resistência posicionados nas barras da armadura do modelo e, portanto, imersos no concreto. A instrumentação externa é composta de transdutores de deslocamento posicionados externamente ao modelo. O detalhamento de toda a instrumentação dos modelos é apresentado da Figura 3.29 à Figura 3.34.

Toda a instrumentação foi realizada pelos técnicos do Laboratório de Estruturas do SET/EESC/USP.

Cada ponto instrumentado possui um código de identificação, segundo a Tabela 3.12. As especificações dos equipamentos de medição são apresentadas na Tabela 3.13.

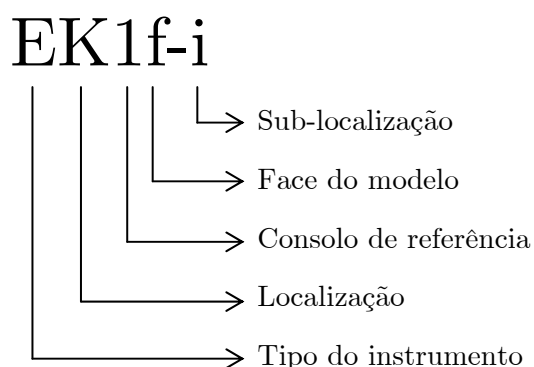


Tabela 3.12 - Código de identificação da instrumentação.

Tipo de instrumento	E	extensômetro elétrico de resistência
	T	transdutor de deslocamento
Localização	C	consolo
	M	plano médio do modelo
	I	interface consolo-pilar
	A	gancho de ancoragem da armadura
	K	armadura de costura

Tabela 3.12 (cont.) - Código de identificação da instrumentação.

Consolo de referência	1	consolo da esquerda
	2	consolo da direita
Face do modelo	f	face frontal
	p	face posterior
	b	barras intermediárias
Sub-localização	i	inferior
	s	superior

Tabela 3.13 - Equipamentos de medição e instrumentação utilizados.

Equipamento/ Instrumento	Fabricante	Modelo	Especificações		Função
Extensômetro elétrico de resistência	KYOWA	KGF-5-120-C1-11	GF = 2,12 Base = 5mm		Medição de deformação
Transdutor de deslocamento	KYOWA	Tipo	Curso (mm)	Resolução (mm)	Medição de deslocamento
		DT-10D	10	0,003	
		DTH-A-10	10	0,001	
		DT-50A	50	0,01	
	VISHAY	HS10	10	0,001	
Máquina de ensaio servo-controlada	INSTRON	8506	Capacidade nominal de 2500kN		Ensaio de modelos
Sistema de aquisição de dados	VISHAY	System 5000	Aquisição de dados de extensômetros e transdutores		Aquisição automática de dados
Máquina de ensaio servo-controlada	INSTRON	5595-300HVL	Capacidade nominal de 1500 kN		Determinação de módulo de elasticidade

A instrumentação externa foi arranjada na ocasião do ensaio, já com o modelo posicionado na máquina INSTRON 8506. Esses equipamentos têm o objetivo de medir os deslocamentos do modelo e rotações relativas dos consolos. Foram utilizados transdutores de deslocamento para medir a abertura de fissuras na interface consolo-pilar. Também foram utilizados transdutores na face superior do consolo e na base do modelo para medir a rotação relativa do consolo e o deslocamento vertical do modelo.

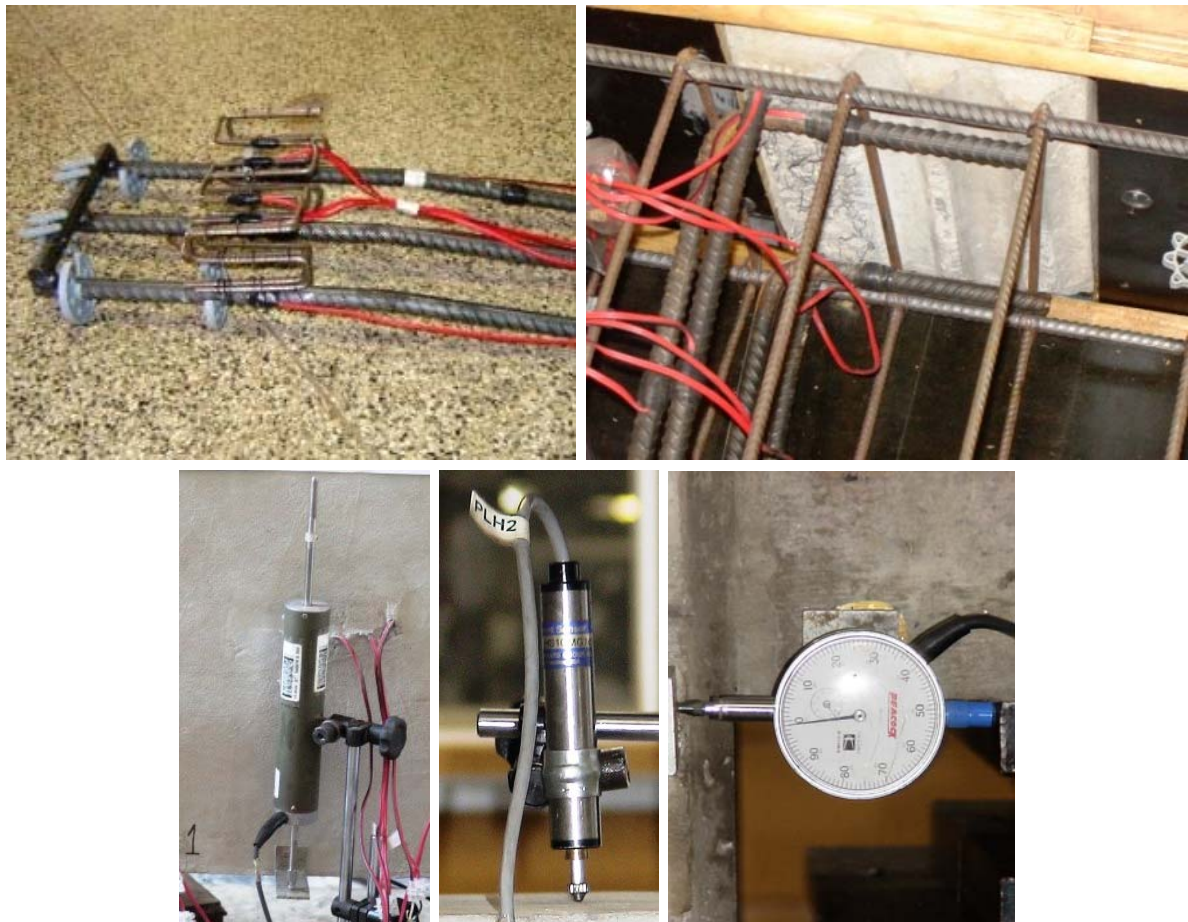


Figura 3.28 - Detalhes da instrumentação.

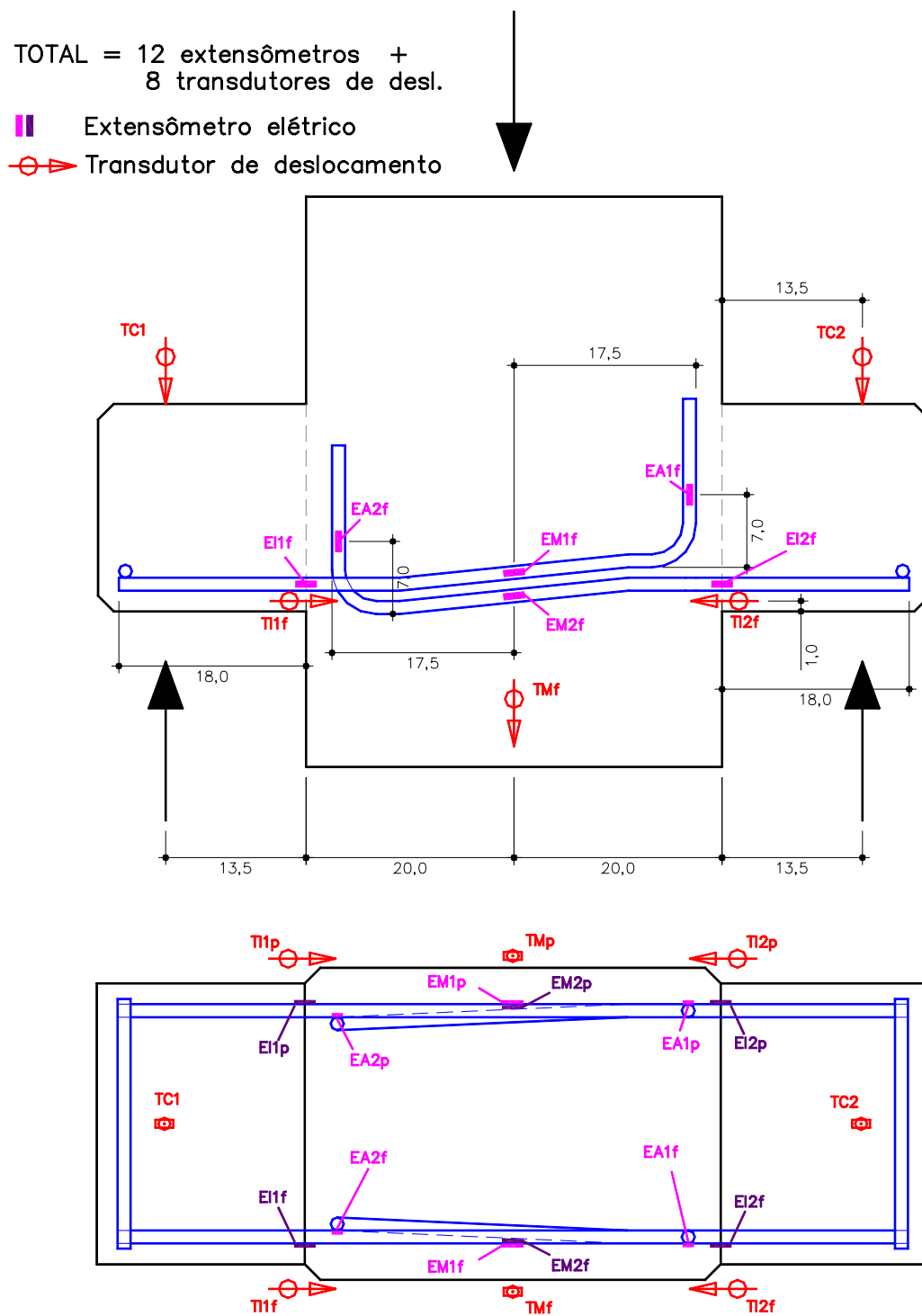


Figura 3.29 - Instrumentação do modelo MBS1 (medidas em cm).

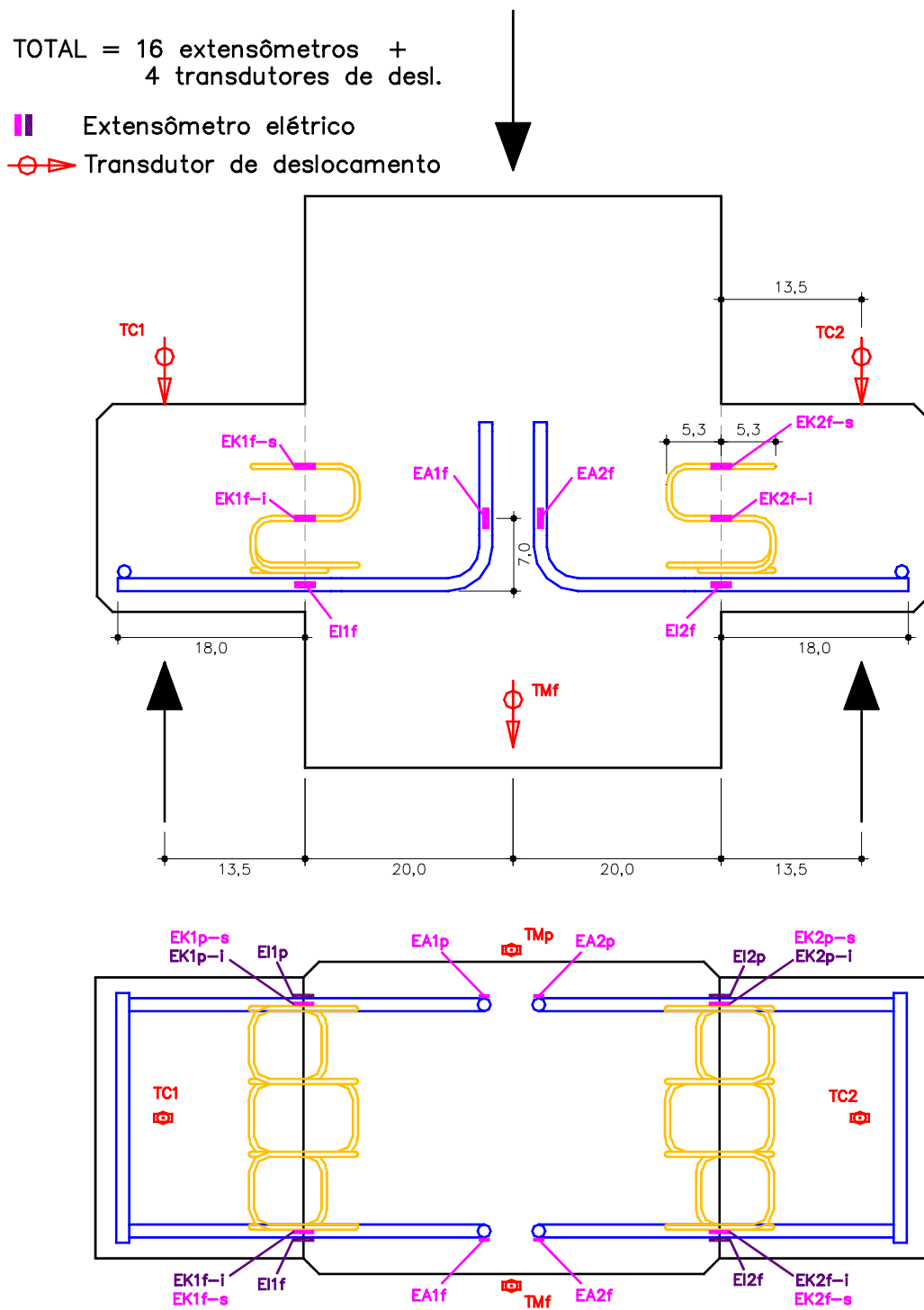


Figura 3.30 - Instrumentação do modelo MBC2 (medidas em cm).

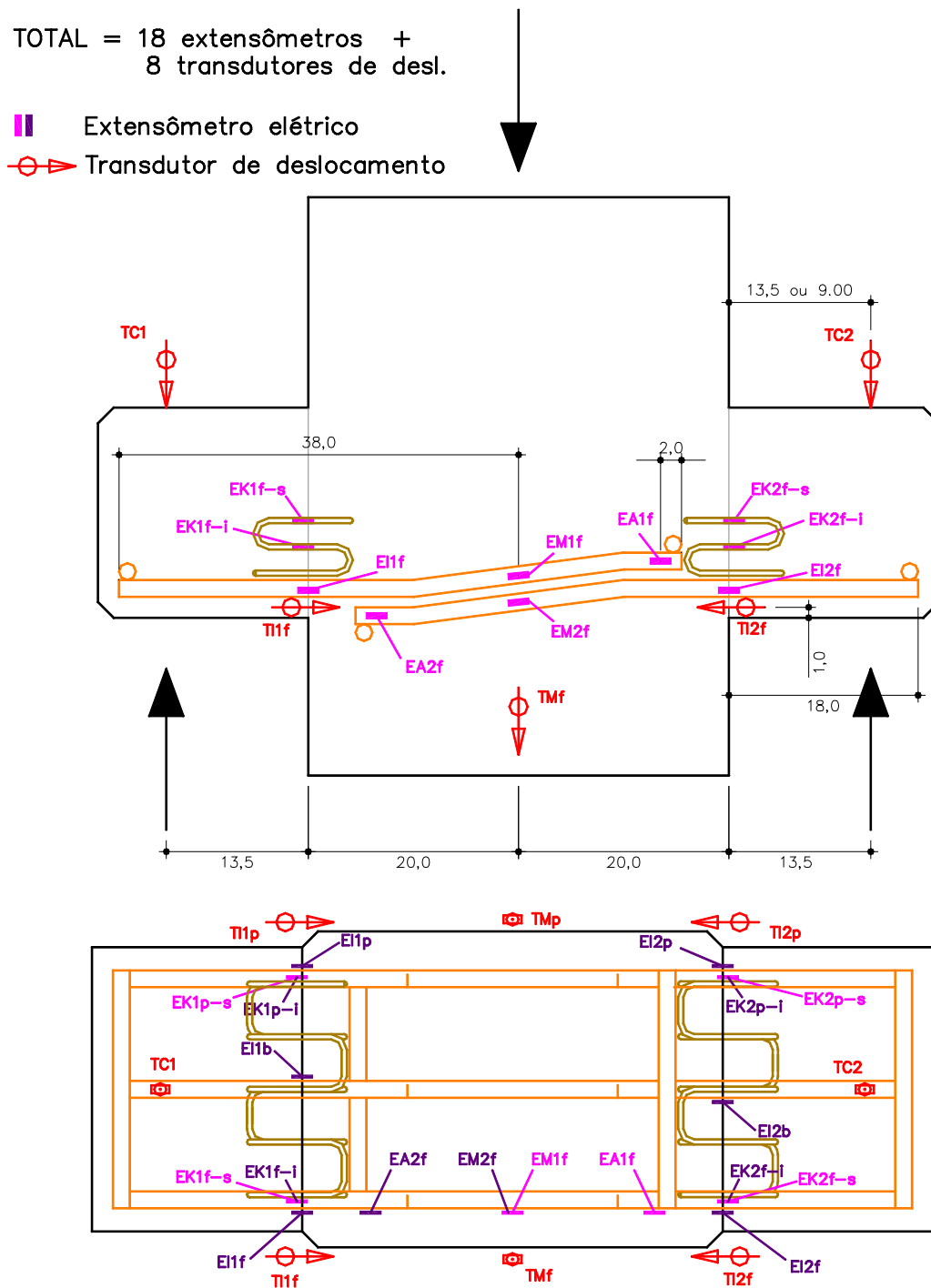


Figura 3.32 - Instrumentação dos modelos MMC4 e MMC5 (medidas em cm).

TOTAL = 18 extensômetros +
8 transdutores de desl.

■ Extensômetro elétrico

⊖ Transdutor de deslocamento

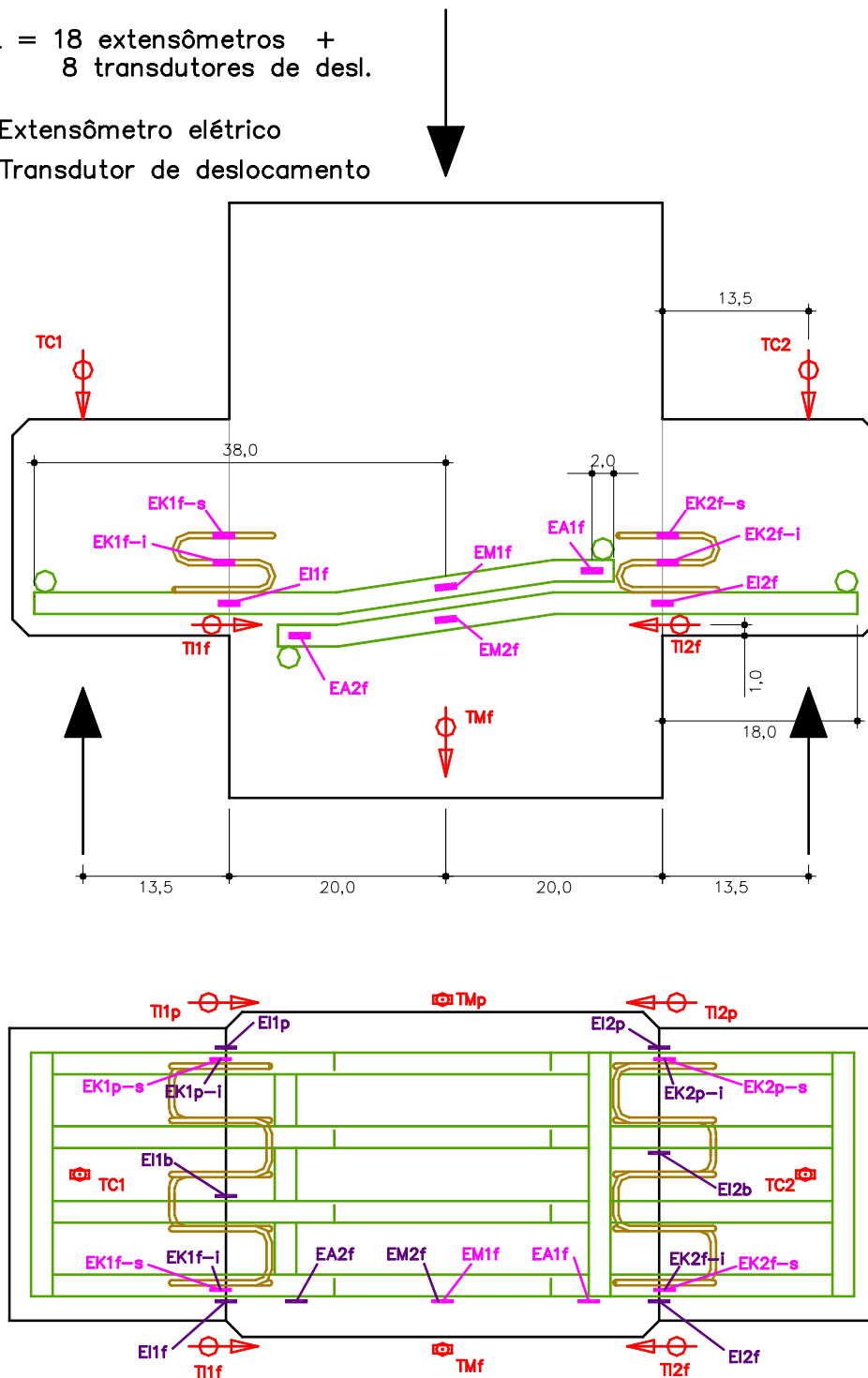


Figura 3.33 - Instrumentação do modelo MAC6 (medidas em cm).

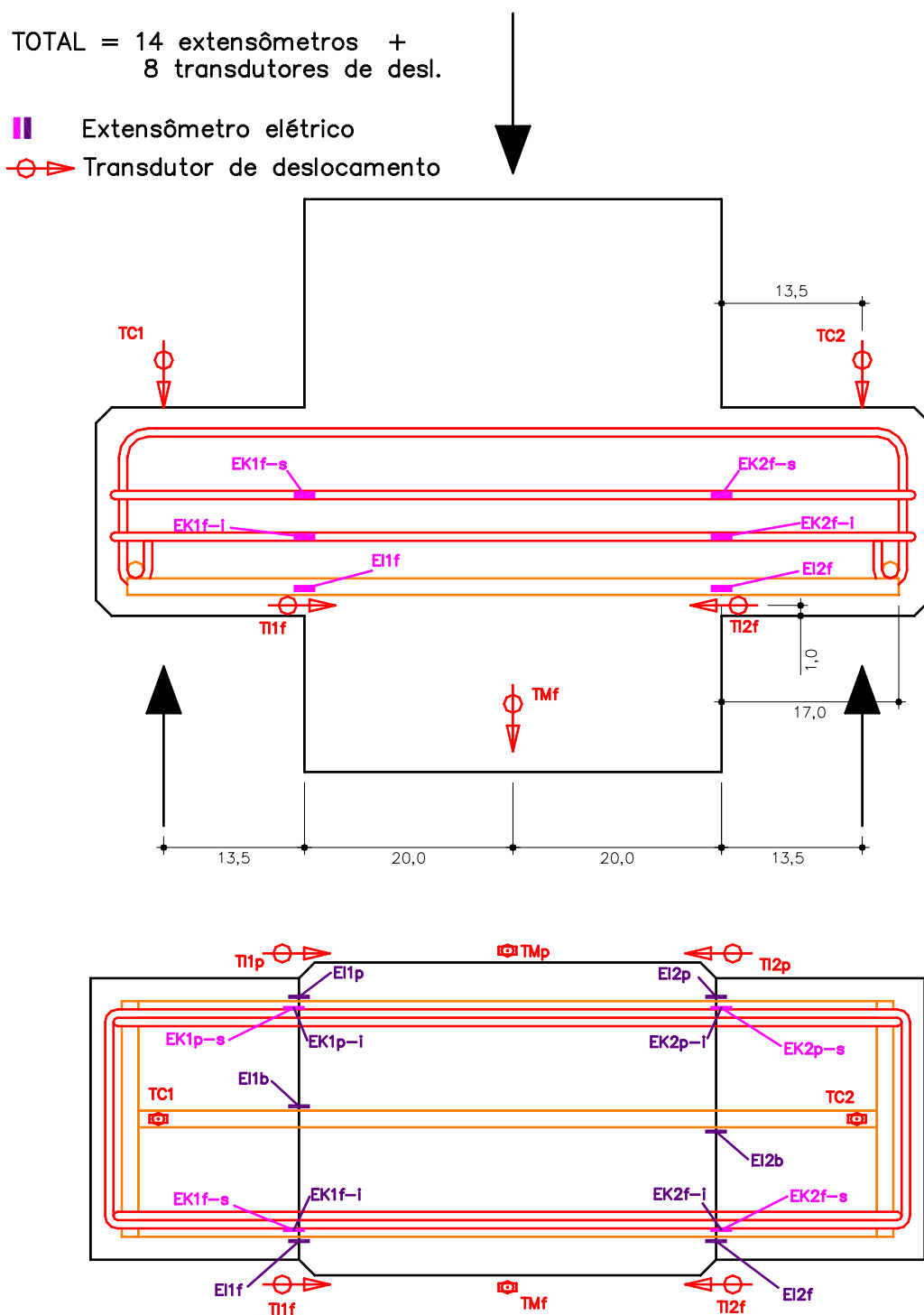


Figura 3.34 - Instrumentação do modelo MRC7 (medidas em cm).

3.8. Procedimentos de moldagem

Todos os procedimentos de moldagem dos modelos experimentais foram realizados dentro do Laboratório de Estruturas (LE) do Departamento de Engenharia de Estruturas (SET) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC). Todo o concreto utilizado foi moldado no LE com os materiais disponíveis. O procedimento se constitui da concretagem dos consolos e, em seguida, da concretagem dos trechos de pilar.

3.8.1. Concretagem dos consolos

A primeira concretagem do modelo é a moldagem dos consolos com concreto acrescido de fibras de aço. Inicialmente aplicou-se óleo desmoldante nas fôrmas dos consolos e em seguida foram fixadas as armaduras do tirante e de costura através de espaçadores plásticos e arame 18 recozido. O desmoldante também foi aplicado nas grades de interface para não aderirem ao concreto.

As fôrmas dos consolos foram preenchidas com concreto e o adensamento feito com as fôrmas sobre uma mesa vibratória. Também foram moldados para cada concretagem seis corpos-de-prova cilíndricos de $10 \times 20 \text{ cm}^2$ destinados aos ensaios de compressão simples e compressão diametral. Para os modelos MBS1 e MBC2, entretanto, o volume de concreto se mostrou menor do que o esperado e moldou-se apenas quatro corpos-de-prova.

A grade de interface, nos casos em que era prevista, foi encaixada quando faltavam 3cm para preencher a fôrma, sendo completada a fôrma logo em seguida. Algumas horas após a moldagem cobriram-se as fôrmas de espuma molhada e lona plástica para garantir uma melhor cura do concreto.

A Figura 3.35 mostra alguns detalhes da concretagem dos consolos.

A Figura 3.36 ilustra um esquema representativo da moldagem do consolo.



Figura 3.35 - Detalhes da concretagem dos consolos.

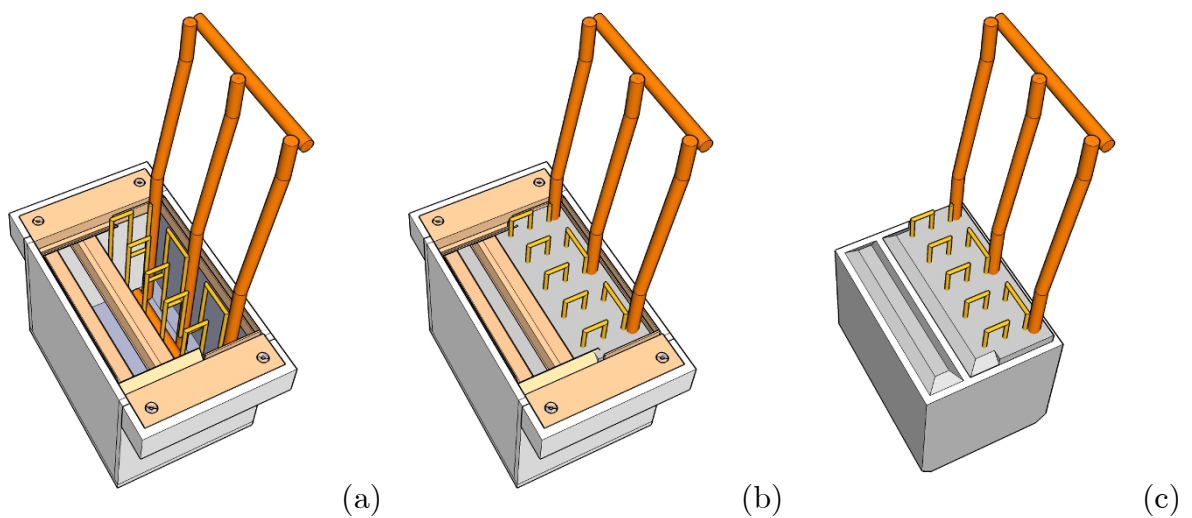


Figura 3.36 - Esquema de concretagem do consolo.

A desfôrma dos consolos ocorreu no mínimo dois dias após a concretagem. A retirada das grades de interface se deu sempre no mesmo dia da concretagem, para evitar que aderissem ao concreto.

A grade de interface garantiu uma conformação rugosa à face do consolo, com o objetivo de apoiar melhor as bielas de compressão e promover o aparecimento de fibras metálicas na zona de tração. Após a desfôrma houve ainda a tentativa de picotar o concreto na zona tracionada do consolo para maior aparecimento das fibras, mas não proporcionou o resultado esperado.

Os consolos dos modelos MBS1 e MBC2 foram concretados conjuntamente, por volta das 9 horas da manhã do dia 22 de agosto de 2007. Apesar de o traço ser baseado nos estudos de Ferreira, Hanai e Ferrari [10], feito com os materiais do mesmo laboratório, o concreto se mostrou muito fluido, com o abatimento do tronco de cone (slump) atingindo os 20cm. Em um dos consolos o concreto chegou a segregar na superfície. Por isso, para as concretagens posteriores, houve pequena modificação na quantidade de superplastificante e água.

As grades de interface apresentaram aberturas muito pequenas, o que dificultou a passagem do agregado graúdo. Portanto, para as grades dos demais modelos, as aberturas foram aumentadas.

Os consolos dos modelos MMS3 e MMC4 foram moldados na mesma concretagem, por volta das 9 horas da manhã do dia 06 de dezembro de 2007. A quantidade de superplastificante e água foram modificadas em relação ao concreto dos modelos MBS1 e MBC2, de forma que se obteve um concreto com ótima consistência e trabalhabilidade, com o abatimento de 11cm.

Os consolos dos modelos MMC5 e MAC6 foram moldados conjuntamente por volta das 9 horas da manhã do dia 10 de junho de 2008. O concreto teve uma boa trabalhabilidade e consistência, com abatimento de 7cm. O calendário completo de concretagens é apresentado no item 3.10.

3.8.2. Concretagem do trecho de pilar

A fôrma dos trechos de pilar teve aplicação de desmoldante e, em seguida, as armaduras do trecho de pilar e de fendilhamento foram dispostas e fixadas por meio de espaçadores plásticos e arame 18 recozido. Os consolos foram encaixados nas aberturas laterais da fôrma, com seus tirantes se encaixando nas demais armaduras.

O concreto foi lançado dentro da fôrma e fez-se o adensamento através de vibrador de imersão com agulha de 25mm de diâmetro. De forma semelhante ao concreto com fibras, moldaram-se seis corpos-de-prova cilíndricos de 10x20cm² para cada concretagem, destinados aos ensaios de compressão simples e compressão diametral.



Figura 3.37 - Detalhes da concretagem dos trechos de pilar.

A sequência de concretagem do trecho de pilar é representada na Figura 3.38.

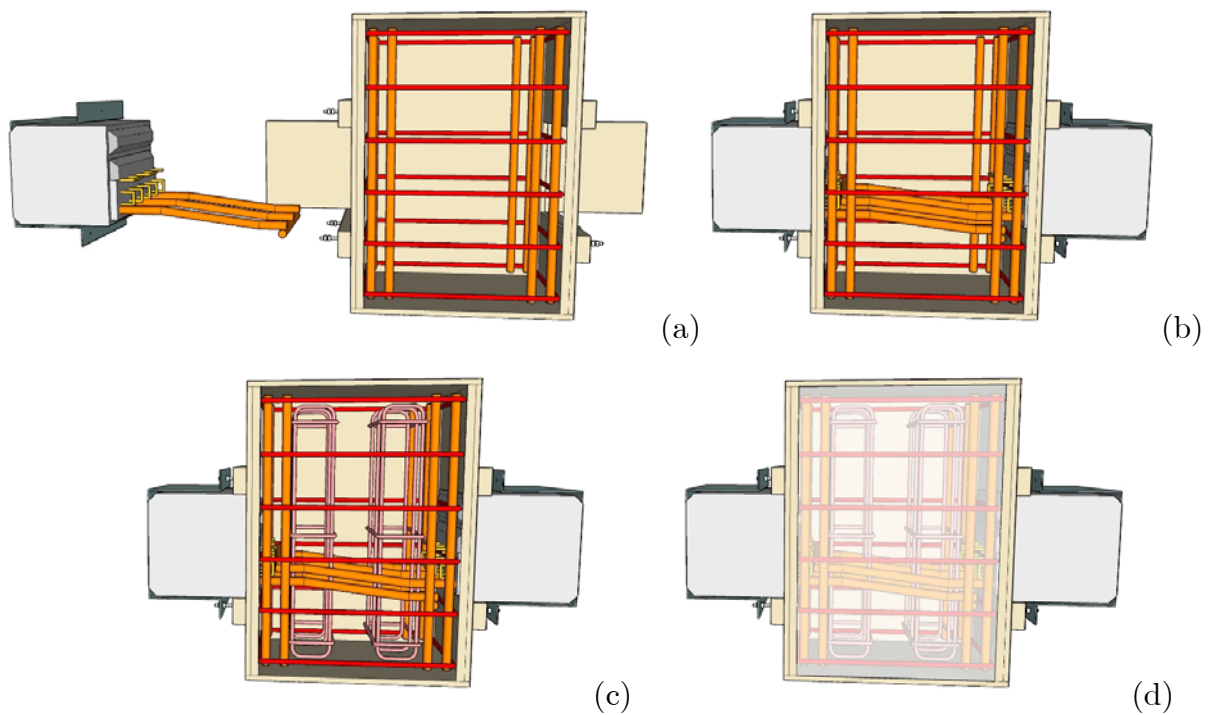


Figura 3.38 - Esquema de concretagem do trecho de pilar.

Algumas horas após a concretagem, o modelo foi coberto com espuma molhada e lona plástica por mais dois dias, para melhor cura do concreto. As desfôrmas dos trechos de pilar ocorreram, no mínimo, seis dias após a concretagem.



Figura 3.39 - Modelo concretado.

Os trechos de pilar dos modelos MBS1 e MBC2 foram moldados na mesma concretagem, por volta das 9 horas da manhã do dia 5 de setembro de 2007. O concreto teve ótima trabalhabilidade, com abatimento do tronco de cone (slump) médio de 13cm.

O modelo MRC7 e os trechos de pilar dos modelos MMS3 e MMC4 foram moldados com o mesmo concreto, por volta das 15 horas do dia 17 de dezembro de 2007. O concreto teve um abatimento de 12cm.

Os trechos de pilar dos modelos MMC5 e MAC6 foram moldados conjuntamente no dia 17 de junho de 2008, por volta das 9 horas da manhã. Devido à temperatura fria no dia da concretagem, o concreto se apresentou um pouco mais fluido do que o usual, com abatimento de 13cm.

3.9. Procedimentos de ensaio

Os ensaios foram realizados em duas etapas. Primeiramente, ensaios-piloto com os modelos MBS1 e MBC2, nos dias 19 e 20 de setembro de 2007. Os demais modelos foram ensaiados no período de 17 a 24 de junho de 2008.

Todos os modelos foram ensaiados na máquina servo-controlada INSTRON 8506, com capacidade nominal de 2500kN. Por uma questão de conveniência do ensaio, os modelos foram posicionados na máquina com a base para cima e o topo para baixo. Desta forma, os tirantes dos consolos aparecem na parte inferior, próximos à face dos apoios rotulados, conforme representado na Figura 3.40. A opção pelos apoios rotulados é para permitir a livre rotação do consolo. Realizaram-se os ensaios com a velocidade de 0,005mm/s.

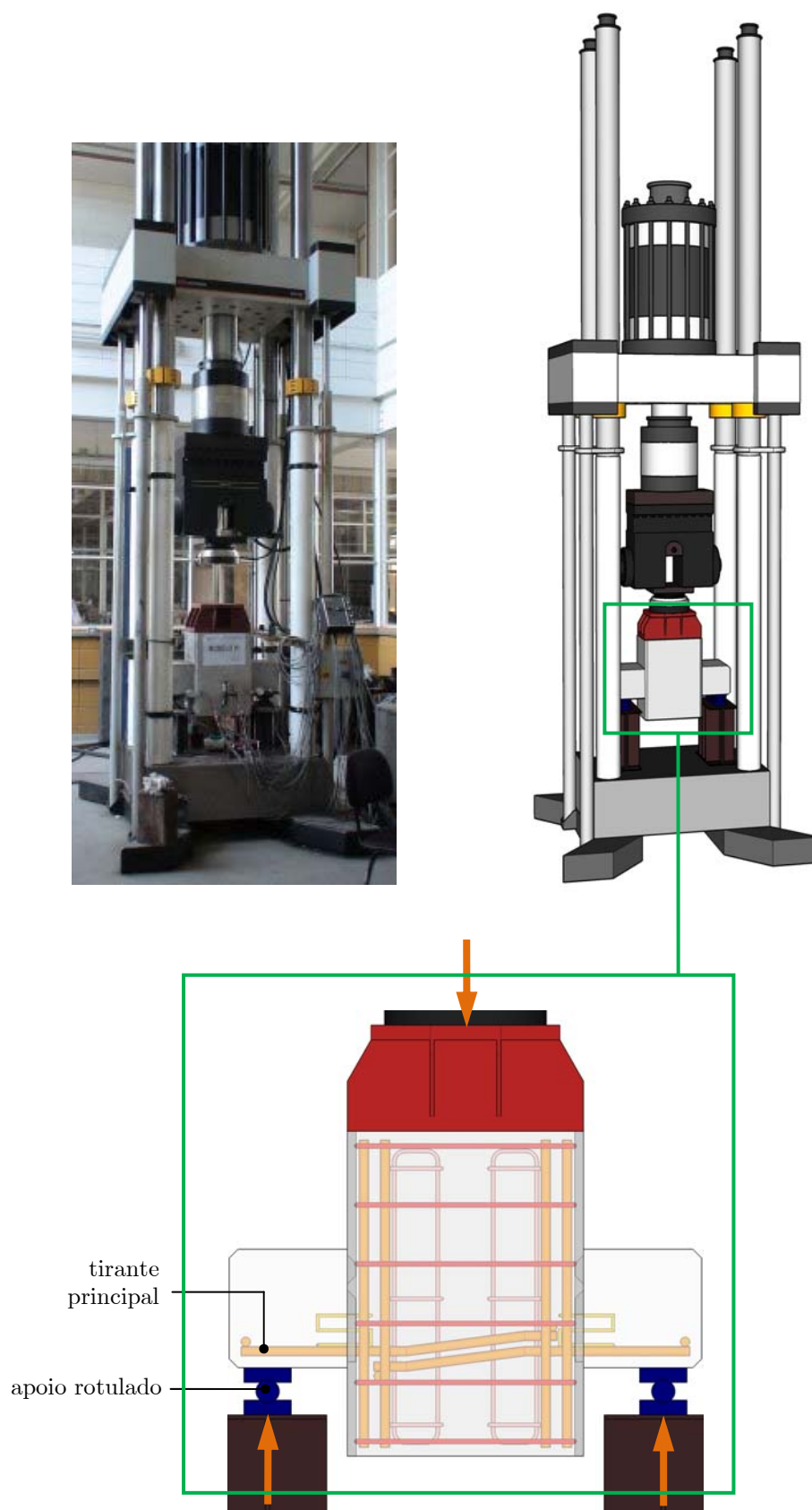


Figura 3.40 - Posicionamento do modelo na máquina de ensaio.

Os modelos concretados conjuntamente foram ensaiados em sequência e os corpos-de-prova cilíndricos, referentes ao concreto na data do ensaio, foram rompidos sob compressão simples, com medição do módulo de elasticidade e compressão diametral. Os ensaios de compressão simples foram realizados no Laboratório de Estruturas do SET/EESC/USP, na máquina INSTRON 5595-300HVL, e a compressão diametral na máquina ELE-AUTOTEST 2000.



Figura 3.41 - Ensaio dos corpos-de-prova cilíndricos de concreto.

Para as barras de aço da armadura também foram reservadas amostras, ensaiadas ao final de todos os ensaios de modelos. As barras de diâmetro nominal a partir de 10mm foram ensaiadas no Laboratório de Estruturas, na máquina de ensaio servo-controlada INSTRON 8506, e as de menor diâmetro, no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LAMEM) do SET/EESC/USP, pela necessidade de uma máquina de menor porte.

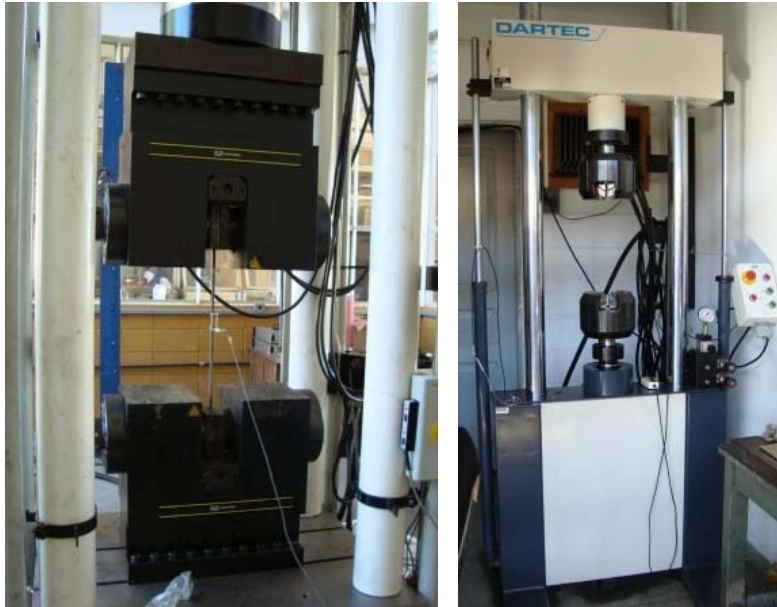


Figura 3.42 - Ensaios das barras de aço.

3.10. Calendário de concretagens e ensaios

Após a definição do programa experimental detalhado, foi iniciada a produção dos modelos-piloto (MBS1 e MBC2) em agosto de 2007. Baseado nos ensaios destes modelos, em setembro de 2007, foram discutidas modificações para os modelos definitivos. No mesmo ano foram moldados os modelos MMS3, MMC4 e MRC7.

Houve um intervalo de tempo entre dezembro de 2007 e junho de 2008, devido ao recesso de final de ano do Laboratório de Estruturas e indisponibilidade por motivo de viagem. Em seguida, foi retomada a moldagem dos modelos restantes (MMC5, MAC6) e ensaiados todos os modelos definitivos.

O calendário completo de atividades no laboratório é apresentado a seguir.

Agosto de 2007

22/08/07	Concretagem dos consolos dos modelos MBS1 e MBC2.
----------	---

Setembro de 2007

05/09/07	Concretagem dos trechos de pilar do modelo MBS1 e MBC2.
19/09/07	Ensaio do modelo MBC2.
20/09/07	Ensaio do modelo MBS1.
21/09/07	Ensaio de resistência à compressão com módulo de elasticidade e resistência à tração dos corpos-de-prova com fibras (30 dias de idade) e sem fibras (16 dias de idade), referentes aos modelos MBS1 e MBC2.

Dezembro de 2007

06/12/07	Concretagem dos consolos dos modelos MMS3 e MMC4.
17/12/07	Concretagem dos trechos de pilar dos modelos MMS3 e MMC4, e do modelo MRC7.

Junho de 2008

10/06/08	Concretagem dos consolos dos modelos MMC5 e MAC6.
17/06/08	Concretagem dos trechos de pilar dos modelos MMC5 e MAC6.
17/06/08	Ensaio do modelo MMC4.
18/06/08	Ensaio do modelo MMS3.
20/06/08	Ensaio do modelo MRC7.
20/06/08	Ensaio de resistência à compressão com módulo de elasticidade e resistência à tração dos corpos-de-prova com fibras (197 dias de idade) e sem fibras (186 dias de idade), referentes aos modelos MMS3, MMC4 e MRC7.
24/06/08	Ensaio do modelo MMC5.
24/06/08	Ensaio do modelo MAC6.
26/06/08	Ensaio de resistência à compressão com módulo de elasticidade e resistência à tração dos corpos-de-prova com fibras (16 dias de idade) e sem fibras (9 dias de idade), referentes aos modelos MMC5 e MAC6.
26/06/08	Ensaio das barras de aço referentes aos modelos MBS1, MBC2, MMS3, MMC4, MMC5, MAC6 e MRC7.

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios dos modelos experimentais, forças últimas, abertura de fissura na interface consolo-pilar, deformação de armaduras, quadro de fissuração dos modelos ensaiados e aspecto de ruptura.

4.1. Análise das forças últimas

Através dos transdutores de deslocamento na base do pilar e no banzo superior dos consolos, foi medido o deslocamento vertical do ponto de aplicação da força no consolo. Os resultados apresentados na Figura 4.1 representam a média dos valores dos transdutores.

Os modelos MMS3, MMC4 e MMC5, mesmo não atingindo a suas forças resistentes máximas, começaram a apresentar excessiva deformação nas barras do tirante (acima de 10‰) e os ensaios foram interrompidos por motivo de segurança. Considerou-se que uma ruptura brusca dos tirantes poderia ocasionar o tombamento do modelo.

No início do ensaio do modelo MRC7, com a força aplicada pela máquina de ensaio por volta de 150kN, o sistema de aquisição de dados começou a apresentar falhas e o ensaio foi interrompido. Nesta ocasião os consolos não estavam visualmente prejudicados. Após a solução do problema, no dia seguinte, o ensaio foi reiniciado e levado à ruptura.

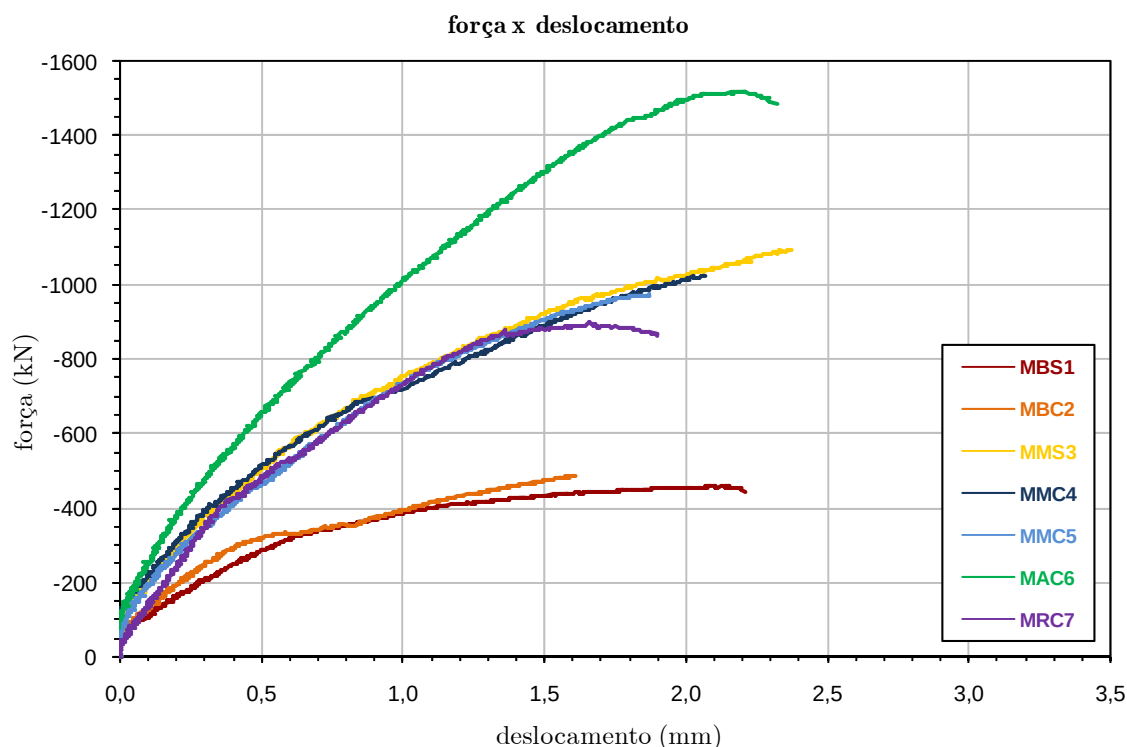


Figura 4.1 - Curva de força x deslocamento do ponto de aplicação da força no consolo.

A Tabela 4.1 apresenta a força máxima calculada e a força máxima obtida experimentalmente para cada modelo. O valor teórico da força máxima se baseou no método de cálculo descrito por El Debs [1]. A força máxima foi calculada segundo o critério da resistência do concreto e resistência do aço, sendo considerada a de menor valor. Os valores de resistência do concreto e aço utilizados nas equações foram obtidos pelos ensaios de corpos-de-prova cilíndricos de concreto e barras de aço.

Os modelos de cálculo da resistência máxima apresentam diferença em relação à força de ruptura obtida experimentalmente. O modelo MRC7, com consolos tradicionais, apresentou uma diferença entre a força máxima calculada e a experimental de 20%. Nos demais modelos, alguns que não atingiram a ruptura, a diferença variou entre valores superiores a 31% e 47%.

A comparação das forças de ruptura do modelo de referência (MRC7) e do modelo com armadura média MMC5 demonstra que a presença de fibras no consolo aumentou a resistência à ruptura do modelo em 8%. O grande benefício das fibras,

porém, foi manter uma boa ductilidade dos consolos, mesmo com o aumento da resistência. Isso fica ainda mais enfatizado no modelo com alta quantidade de armadura (MAC6), no qual a força de ruptura é 69% maior que o modelo de referência e, mesmo com o concreto mais solicitado, ainda se comporta de forma dúctil. A boa ductilidade também pode ser observada nos modelos de baixa armadura (MBS1 e MBC2).

Tabela 4.1 - Força máxima teórica e experimental dos modelos.

Modelo	f_{cj} do consolo (MPa)	f_{cj} do pilar (MPa)	f_y (MPa)	critério de ruptura	Força máxima teórica (kN)	Força máxima experimental (kN)
MBS1	44,06	56,78	556,50	resist. aço	333,90	459,26
MBC2	44,06	56,78	556,50	resist. aço	333,90	485,28
MMS3	92,24	71,52	517,33	resist. aço	744,96	1094,60*
MMC4	92,24	71,52	517,33	resist. aço	744,96	1026,40*
MMC5	73,90	48,25	517,33	resist. aço	744,96	973,09*
MAC6	73,90	48,25	516,00	resist. concreto	1103,64	1517,40
MRC7	71,52	71,52	517,33	resist. aço	744,96	897,78

*não atingiu a ruptura

Nos critérios de cálculo da resistência, o valor da resistência máxima do consolo foi determinado pelo escoamento do aço, e não pela resistência do concreto. Isto porque a resistência do concreto dos consolos se mostrou maior do que a esperada. A única exceção foi o modelo MAC6, que tinha altas taxas de armadura no tirante, em contrapartida à resistência do concreto.

4.2. Análise da deformação da armadura

4.2.1. Extensômetros no tirante principal

Foram dispostos extensômetros elétricos de resistência nas barras do tirante principal com a finalidade de medir sua deformação durante o ensaio. As três regiões instrumentadas do tirante são a região da interface do consolo com o pilar, a região central do trecho de pilar e a ancoragem das barras, respectivamente, os extensômetros de código “EI”, “EM” e “EA”. Na Figura 4.2 e Figura 4.3 são apresentadas as médias das medidas dos extensômetros para cada modelo.

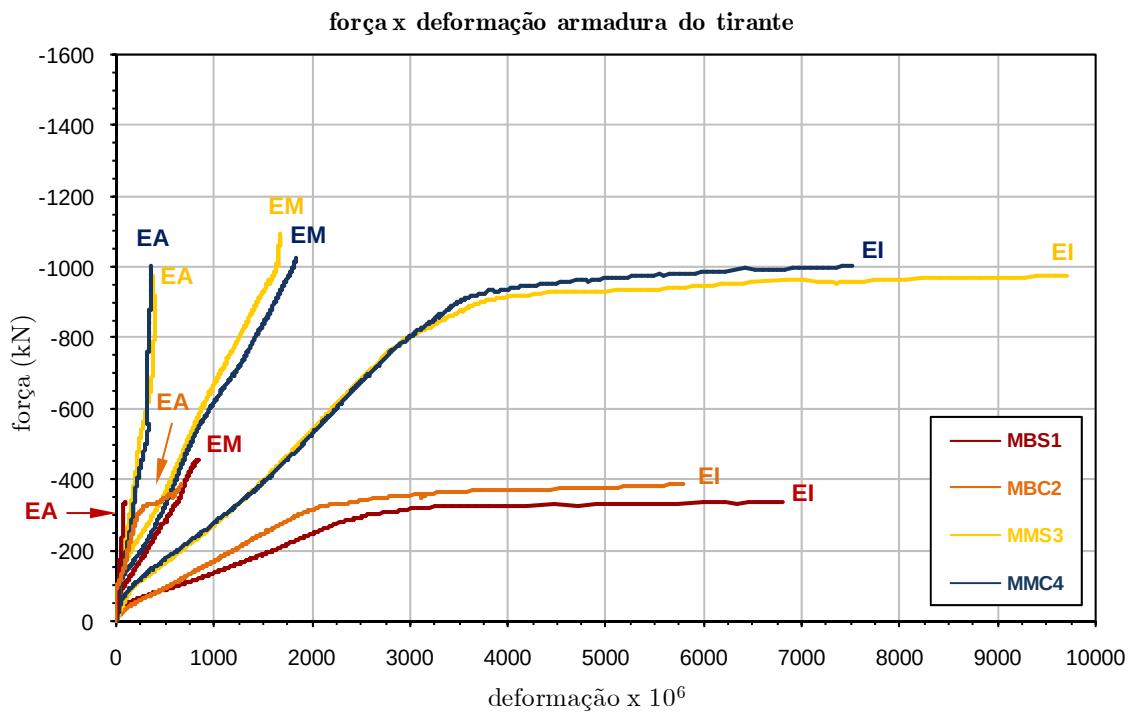


Figura 4.2 - Curva de força x deformação do tirante principal nos modelos MBS1, MBC2, MMS3 e MMC4.

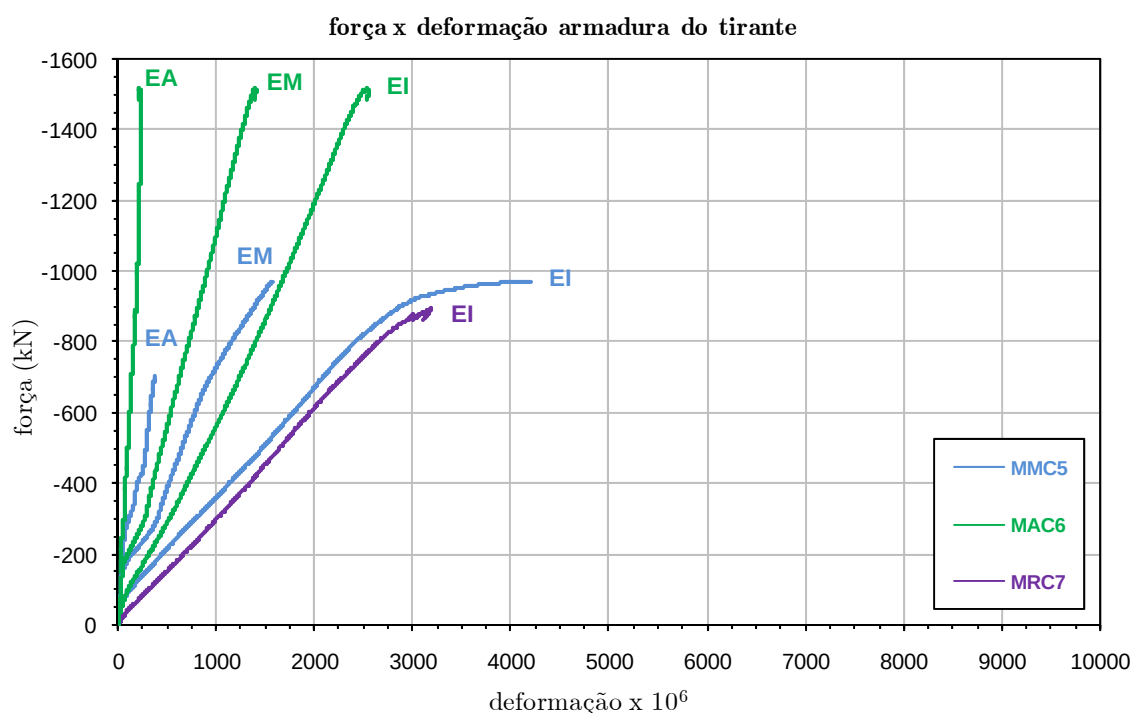


Figura 4.3 - Curva de força x deformação do tirante principal nos modelos MMC5, MAC6 e MRC7.

Os extensômetros na região do centro do trecho de pilar (EM) não aparecem nos modelos MBC2 e MRC7. O modelo de referência MRC7 não tinha ancoragem na região do pilar e, portanto, não dispunha dos extensômetros na região de ancoragem das barras dos tirantes (EA).

Dois extensômetros (EI2f e EI2p), colados no tirante principal do modelo MMS3, apresentaram comportamento anormal e foram descartados.

O escoamento das barras do tirante se deu primeiramente na região da interface consolo-pilar. O modelo MAC6, com grande quantidade de armadura, não apresentou escoamento do tirante, enquanto o modelo MRC7 estava no início do escoamento das barras. Os modelos MBS1 e MBC2 tinham pequena quantidade de armadura e as barras escoaram bastante antes da ruptura. Nos modelos MMS3, MMC4 e MMC5, os ensaios foram interrompidos antes da ruptura do modelo, devido às deformações em algumas barras de aço estarem acima de 10‰, o que caracterizou uma condição insegura de ruptura.

Os modelos, em geral, apresentaram baixas deformações na região da ancoragem das barras, representando sua efetividade. Apenas o modelo MBC2 apresentou um aparente escorregamento da ancoragem.

4.2.2. Extensômetros na armadura de costura

Para avaliar a eficiência da armadura de costura, foram posicionados extensômetros na camada de cima e média da armadura de costura, respectivamente, os extensômetros de código “EK-s” e “EK-i”. A Figura 4.4 e Figura 4.5 apresentam as médias das medidas dos extensômetros para cada modelo. Os modelos MBS1 e MMS3 não tinham armadura de costura.

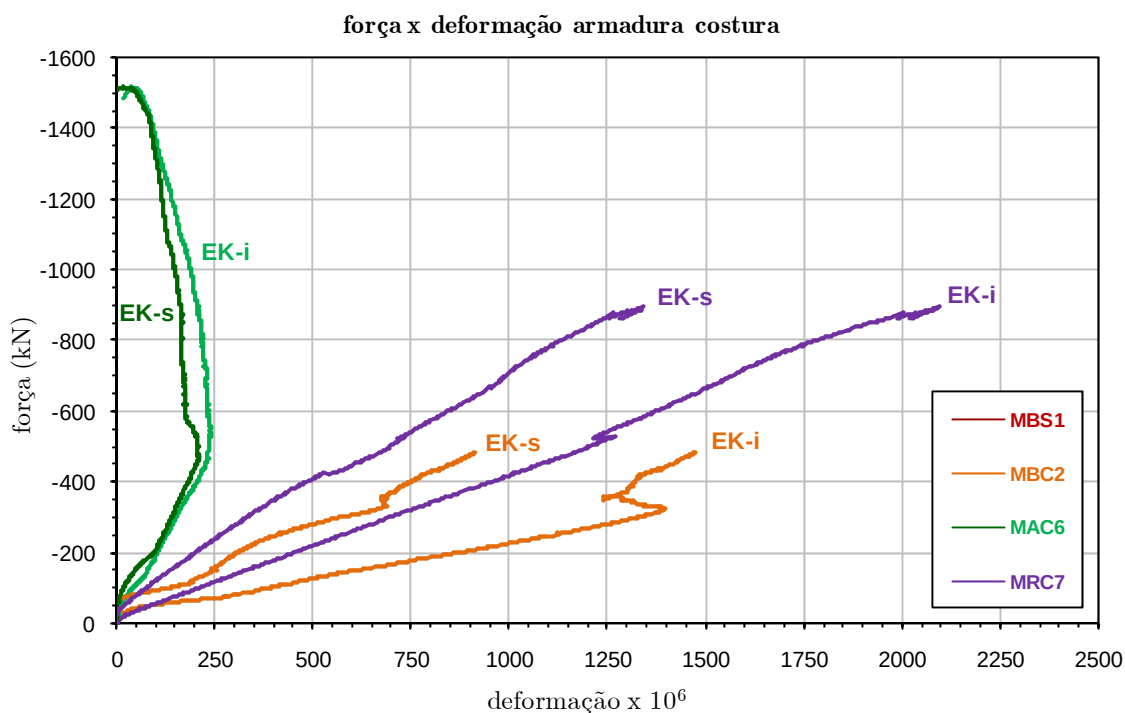


Figura 4.4 - Curva de força x deformação da armadura de costura nos modelos MBC2, MAC6 e MRC7.

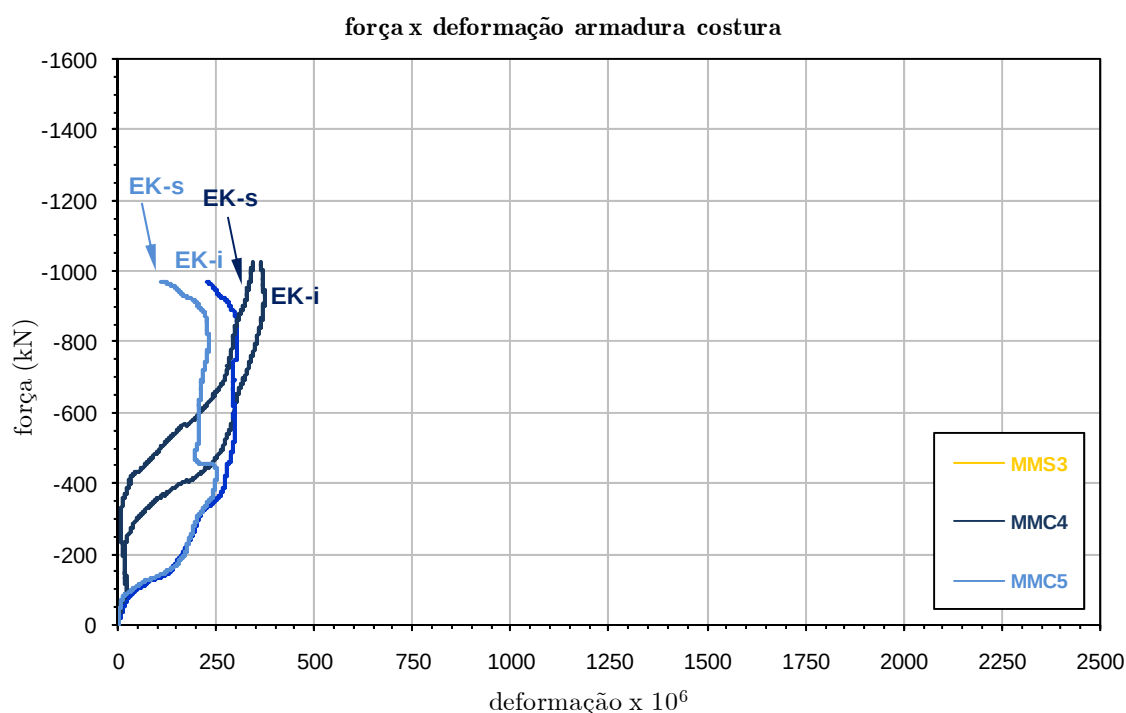


Figura 4.5 - Curva de força x deformação da armadura de costura nos modelos MMC4 e MMC5.

O extensômetro EK2p-s, do modelo MMC4, apresentou irregularidades durante o ensaio e foi desconsiderado. Da mesma forma, o extensômetro EK2p-i do modelo MMC5 apresentou falhas e foi descartado.

A forma de produção dos consolos em etapa distinta da dos pilares se mostrou eficiente. Entretanto, a armadura de costura foi de difícil confecção e só foi submetida a tensões significativas no modelo MBC2 e modelo MRC7, com arranjo convencional de estribos.

As armaduras de costura dos modelos MMC4, MMC5 e MAC6 não apresentaram valores de tração significativos.

4.3. Análise da abertura de fissuras

A abertura da fissura na interface consolo-pilar foi determinada por meio de transdutores de deslocamento fixados paralelamente ao banzo tracionado do consolo.



Figura 4.6 - Transdutores de deslocamento para medida da abertura da fissura na interface consolo-pilar.

A medida do transdutor inclui a abertura da fissura e a deformação do concreto à tração. Desta forma, os valores das aberturas de fissura apresentados na Figura 4.7 são a média das medidas dos transdutores de cada modelo, descontado o valor da deformação do concreto, calculada com base nas teorias da flexão. Os valores em destaque na curva são as aberturas referentes à força de serviço dos consolos, considerada como a metade da força de ruptura do modelo. Esse critério é baseado na diferença aproximada entre valores médios e valores de projeto para estruturas de Concreto Armado.

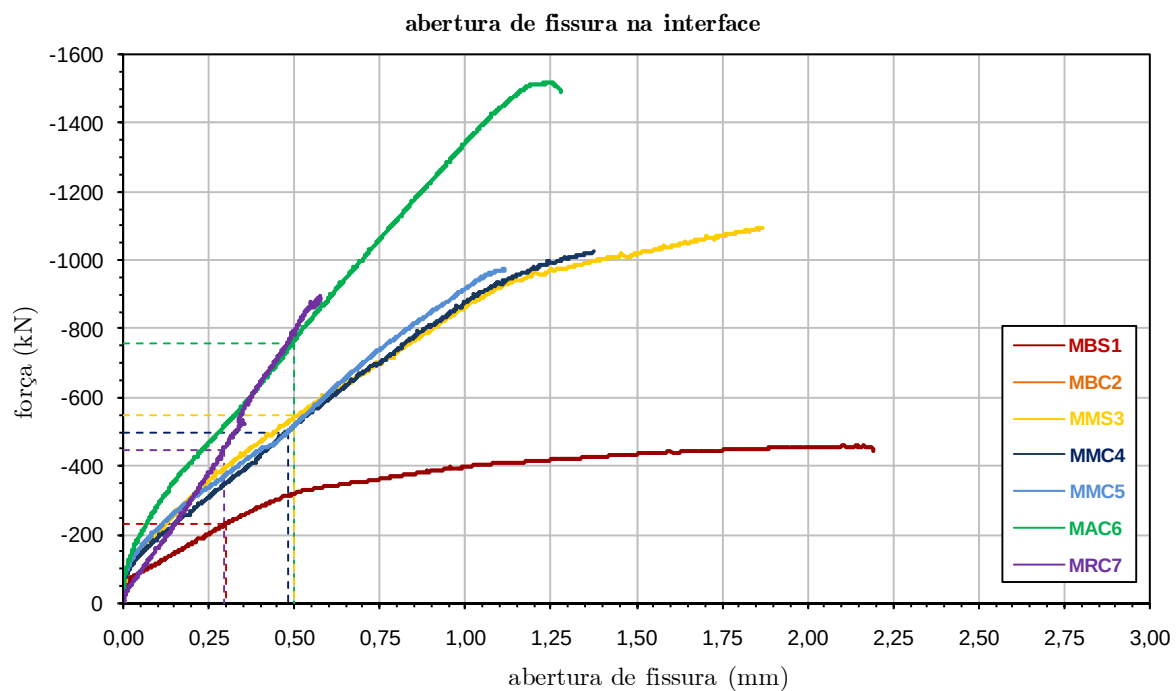


Figura 4.7 - Curva de abertura de fissura na interface consolo-pilar.

O modelo MBC2 foi o primeiro a ser ensaiado e nele não foram colocados os transdutores para medida da abertura da fissura. Os transdutores TI1f dos modelos MMS3 e MMC4 apresentaram erros de medição durante o ensaio e foram descartados.

A Tabela 4.2 apresenta as aberturas de fissura referentes à força de serviço de cada modelo, detalhadas por transdutor.

Tabela 4.2 - Abertura de fissura na interface consolo-pilar para força de serviço.

Modelo	Consolo 1 (esquerdo)				Consolo 2 (direito)			
	Transd.	Deslocam. concreto (mm)	Abertura fissura (mm)	Média (mm)	Transd.	Deslocam. concreto (mm)	Abertura fissura (mm)	Média (mm)
MBS1	TI1f	0,02	0,31	0,39	TI2f	0,02	0,29	0,22
	TI1p	0,02	0,46		TI2p	0,02	0,14	
MMS3	TI1f	-	-	0,49	TI2f	0,03	0,54	0,53
	TI1p	0,03	0,49		TI2p	0,03	0,52	
MMC4	TI1f	-	-	0,55	TI2f	0,03	0,56	0,48
	TI1p	0,03	0,55		TI2p	0,03	0,40	
MMC5	TI1f	0,03	0,50	0,41	TI2f	0,03	0,45	0,53
	TI1p	0,03	0,31		TI2p	0,03	0,61	
MAC6	TI1f	0,04	0,43	0,50	TI2f	0,04	0,61	0,50
	TI1p	0,04	0,58		TI2p	0,04	0,38	
MRC7	TI1f	0,03	0,33	0,30	TI2f	0,03	0,36	0,30
	TI1p	0,03	0,27		TI2p	0,03	0,23	

A assimetria dos tirantes dos consolos tornou a abertura de fissura na interface consolo-pilar também assimétrica. Nos modelos MBS1, MMS3, MMC4 e MMC5 um dos consolos apresentou maior abertura de fissura que o outro. O modelo MAC6, apesar dos tirantes assimétricos, apresentou aberturas de fissura semelhantes nos dois

consolos. O modelo MRC7, com armaduras simétricas, apresentou comportamento bem semelhante entre os dois consolos.

Para o patamar de força de serviço do MRC7, os modelos MMS3, MMC4 e MMC5 demonstraram uma abertura na interface 33% maior que os consolos do modelo de referência. Para este mesmo patamar de força, o MAC6 apresentou aberturas 23% menores que no modelo de referência.

Tomando por base os valores da Tabela 4.2, o modelo de referência MRC7 teve as menores aberturas de fissura. Entretanto, este foi o modelo onde a abertura da interface começou a aparecer primeiramente.

4.4. Quadro de fissuração do modelo e forma de ruptura

O modo de ruptura dos modelos, em alguns casos, é de difícil definição, demonstrando características de modos de ruptura diferentes. Em alguns modelos até os dois consolos parecem ter modos de ruptura diferentes. A comparação de quadros de fissuração entre os modelos foi dificultada pela grande diferença entre as resistências dos concretos na data dos ensaios. Apesar de o traço de concreto ser basicamente o mesmo, a idade dos concretos tinha grande diferença.

O modelo MBS1 apresentou fissuras mais expressivas do que o modelo MBC2. As fissuras da interface começaram a aparecer com o carregamento de aproximadamente 180kN, correspondente a 39% da força última. O consolo 1 teve uma abertura de fissura na interface consolo-pilar maior que o consolo 2.

As bielas de concreto dos consolos do modelo MBS1 permaneceram intactas e a ruptura do modelo se deu pelo escoamento das barras do tirante.

O quadro de fissuração do modelo MBS1 é apresentado na Figura 4.8.



Figura 4.8 - Quadro de fissuração do modelo MBS1.

As fissuras nos consolos e interface consolo-pilar do modelo MBC2 foram pouco expressivas. As primeiras fissuras apareceram a aproximadamente 200kN, correspondente a 41% da força última. Os consolos do modelo MBC2, diferentemente do modelo MBS1, apresentaram uma pequena fissura próxima à biela de compressão.

As fissuras no trecho de pilar do modelo MBC2, na região de tração da interface 1f, sugerem fendilhamento do concreto pelo deslocamento do tirante do consolo. O aparecimento de uma fissura no meio do pilar e o comportamento dos extensômetros na região da ancoragem demonstra que o arranjo de armadura do

tirante não apresentou ancoragem suficiente. No trecho de pilar, abaixo do consolo 1, apareceu uma fissura de arrancamento do concreto.

O quadro de fissuração do modelo MBC2 é apresentado na Figura 4.9.



Figura 4.9 - Quadro de fissuração do modelo MBC2.

O modelo MMS3 começou a apresentar fissuras na interface consolo-pilar com 325kN de carregamento, que corresponde a menos de 30% da força última. Como já comentado anteriormente, o modelo não foi levado à ruptura. Entretanto, as fissuras na biela dos consolos e o grande escoamento das barras do tirante sugerem um maior aproveitamento da resistência do concreto e do aço, com um modo de ruptura por flexão. Algumas fissuras apareceram na face frontal do trecho de pilar do referido modelo.

O quadro de fissuração do modelo MMS3 é apresentado na Figura 4.10.



(a) face frontal



(b) interface 1f



(c) face posterior



(d) interface 2p

Figura 4.10 - Quadro de fissuração do modelo MMS3.

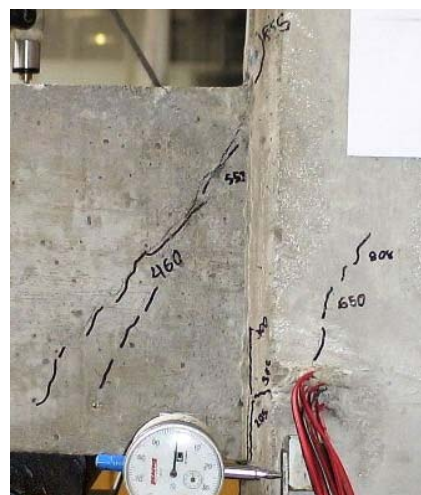
As primeiras fissuras na interface consolo-pilar do modelo MMC5 apareceram por volta de 205kN de carregamento, correspondente a menos de 21% da força última. O modelo não foi levado até a sua ruptura, mas o seu comportamento sugere uma ruptura por flexão, com escoamento do aço e fissuras na biela de compressão.

Os modelos MMS3, MMC4 e MMC5 têm basicamente a mesma armadura e traço de concreto. Entretanto, a idade dos concretos na data do ensaio é muito diferenciada, o que torna diferentes seus comportamentos e quadros de fissuração.

O quadro de fissuração do modelo MMC5 é apresentado na Figura 4.12.



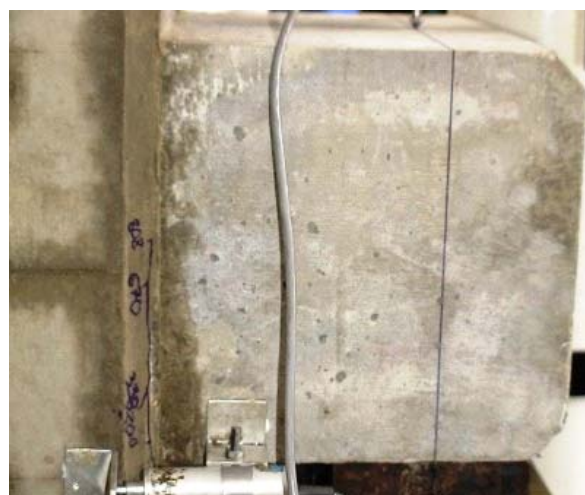
(a) face frontal



(b) interface 1f



(c) interface 2p



(d) interface 1p

Figura 4.12 - Quadro de fissuração do modelo MMC5.

O modelo MRC7 representa os consolos tradicionais, sem adição de fibras e com arranjo usual de armaduras. O modelo foi o que apresentou fissuras visíveis na interface consolo-pilar com a menor força atuante, 120kN, que representa 13% da força última.

Os consolos do modelo MRC7 apresentaram múltiplas fissuras com aberturas de até 0,7mm, maiores que as observadas nos outros modelos. O aparecimento e abertura dessas fissuras ocorreram durante o escoamento do aço do tirante principal, configurando uma ruptura por flexão. A armadura de costura em estribos se mostrou efetiva neste modelo. O trecho de pilar permaneceu praticamente intacto, a não ser por pequenas fissuras na região da interface consolo-pilar. O quadro de fissuração do modelo MRC7 é apresentado na Figura 4.14.

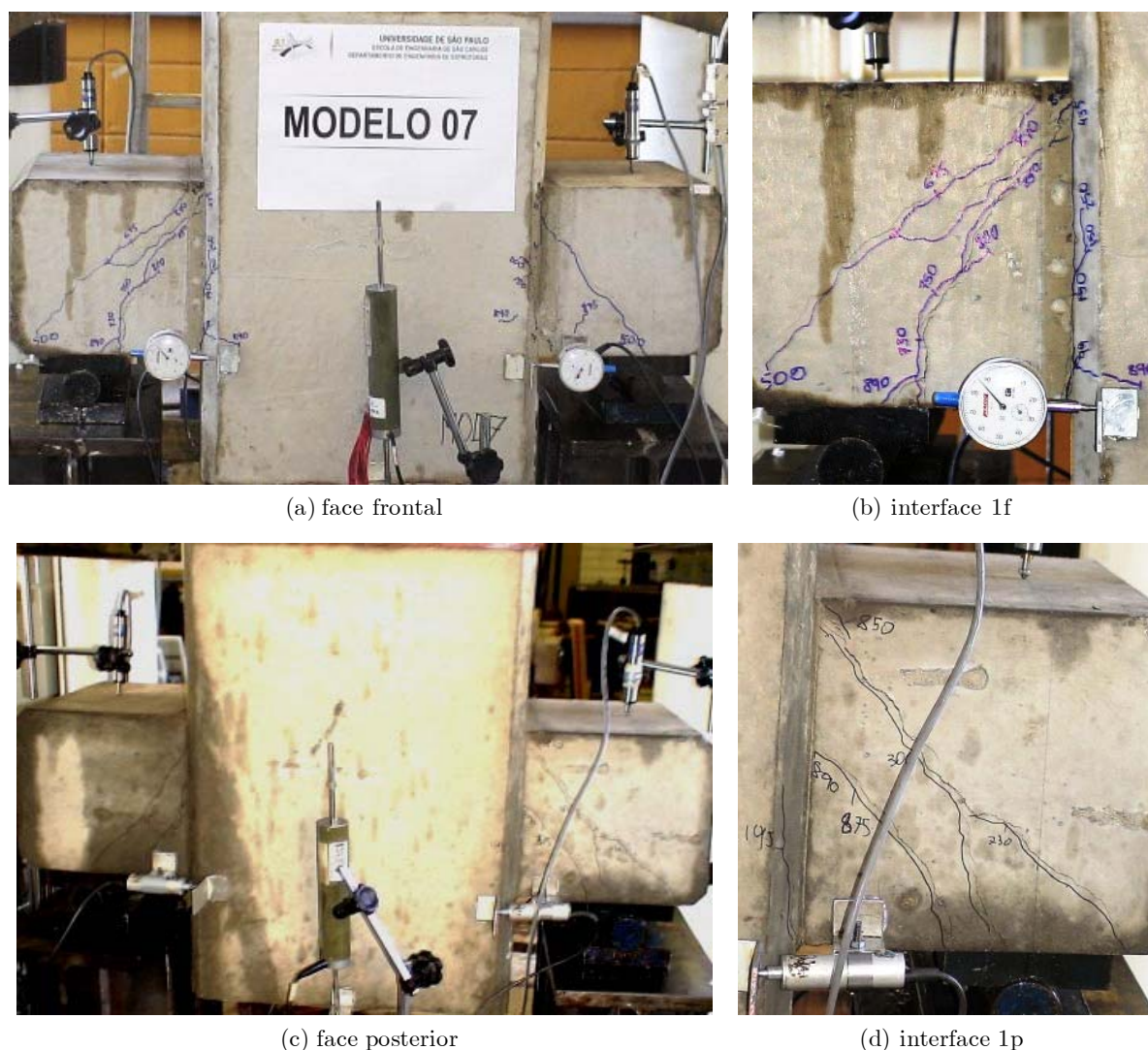


Figura 4.14 - Quadro de fissuração do modelo MRC7.

A Tabela 4.3 e Tabela 4.4 apresentam, respectivamente, o resumo do quadro de fissuração e modo de ruptura dos modelos experimentais.

Tabela 4.3 - Resumo do quadro de fissuração.

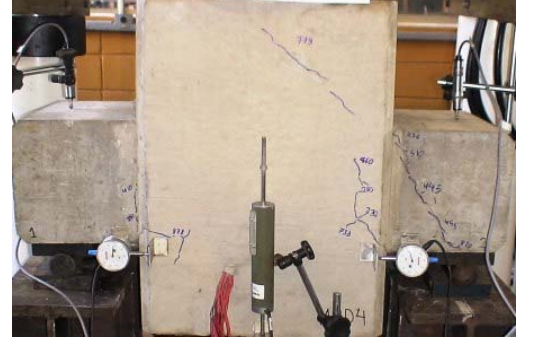
Modelo	Face frontal	Face posterior
MBS1		
MBC2		
MMS3		
MMC4		

Tabela 4.3 (cont.) - Resumo do quadro de fissuração.

MMC5		
MAC6		
MRC7		

Tabela 4.4 - Quadro resumo do modo de ruptura.

Modelo	Modo de ruptura	Observações
MBS1	Flexão	Escoamento do tirante, sem o esmagamento da biela de concreto.
MBC2	Flexão	Escorregamento do tirante, pequenas fissuras na biela.
MMS3	Flexão*	Escoamento excessivo do tirante, fissuras na biela.
MMC4	Flexão*	Escoamento excessivo do tirante, fissuras somente na biela do consolo 2.
MMC5	Flexão*	Escoamento excessivo do tirante, fissuras na biela.
MAC6	Fendilhamento da biela de concreto	Sem escoamento do tirante, fissuras na biela de concreto.
MRC7	Flexão	Escoamento do tirante juntamente com grande abertura de fissuras no consolo.

*não atingiu a ruptura



Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros

5.1. Generalidades

Em um consolo tradicional, os estribos verticais e horizontais atuam para reduzir o surgimento e abertura das fissuras precoces. Entretanto, a produção industrial destes tipos de consolo é dificultada pela grande quantidade de armaduras a serem encaixadas. A moldagem do consolo em etapa anterior à do pilar proporciona uma maior rapidez e simplicidade à produção. Nos modelos propostos não aparecem estribos, restando apenas a armadura do tirante principal do consolo. Para combater o aparecimento prematuro de fissuras no consolo, foram incorporadas ao concreto fibras de aço em altas taxas. Algumas fibras de 13mm foram utilizadas em razão do estudo de Ferreira, Hanai e Ferrari [10], que demonstrou sua eficiência sem prejudicar a trabalhabilidade do concreto fluido.

Um importante aspecto a ser observado nos consolos moldados anteriormente ao pilar é a interface dos dois tipos de concreto. Esta região é crítica em relação à abertura de fissuras.

5.2. Conclusões

O objetivo do trabalho é propor uma inovação construtiva à fabricação de consolos em indústrias de elementos estruturais pré-moldados, utilizando-se de consolos moldados em etapa distinta da do pilar, com adição de fibras ao concreto.

Elementos com essas características não foram encontrados na literatura técnica e, portanto, este é um trabalho que se propõe a iniciar uma linha de pesquisa com grande potencial de desenvolvimento.

Os ensaios experimentais realizados apresentam resultados satisfatórios, com ductilidade e alta resistência à ruptura, ainda que requerendo aperfeiçoamentos na diminuição da fissura da interface consolo-pilar. Alguns aspectos observados nesta investigação necessitariam de outros ensaios para sua comprovação.

As principais conclusões obtidas a partir deste trabalho são:

- Apesar das diferenças entre os modelos propostos no trabalho e os modelos tradicionais, o comportamento estrutural dos consolos se mostrou semelhante ao descrito nos estudos de Leonhardt e Mönning [3], com a biela de compressão inclinada e o banzo superior do consolo tracionado.
- Os modelos de cálculo da resistência máxima do consolo precisam ser ajustados para os modelos com as novas características. A diferença entre a força máxima calculada e a obtida experimentalmente, para o modelo MRC7, foi de 20%. Para os demais modelos, alguns que não atingiram a ruptura, a diferença variou entre valores superiores a 31% e 47%. A resistência do concreto dos consolos se mostrou maior do que a esperada e, desta forma, o escoamento do aço foi o critério de cálculo limitante para determinar o valor da resistência máxima do consolo. A única exceção foi o modelo MAC6, que tinha altas taxas de armadura no tirante.
- Comparando-se os resultados experimentais do modelo MMC5 e MRC7 (Figura 4.1), observa-se que a adição de fibras metálicas à matriz de concreto dos consolos aumentou a força de ruptura do modelo MMC5 em 8%. O grande benefício das fibras, entretanto, foi a permanência do comportamento dúctil dos consolos, mesmo com o aumento da resistência.

- O modelo MAC6, com força de ruptura 69% maior que o modelo sem fibras (MRC7), demonstrou comportamento dúctil até sua ruptura, apesar das grandes solicitações na biela de concreto. Os modelos com baixa quantidade de armadura (MBS1 e MBC2), assim como todos os modelos com fibras, apresentaram boa ductilidade.
- O modelo MAC6, com maior quantidade de armadura, não apresentou escoamento do tirante, enquanto o MRC7 estava no início do escoamento das barras. Os modelos MBS1 e MBC2 tinham pequena quantidade de armadura e as barras escoaram bastante antes da ruptura. Nos modelos MMS3, MMC4 e MMC5, o escoamento do tirante foi excessivo e os ensaios foram interrompidos para evitar uma ruptura brusca das barras.
- A forma de produção dos consolos em etapa distinta da dos pilares se mostrou eficiente. Entretanto, a armadura de costura foi de difícil confecção e só foi submetida a tensões significativas no modelo MBC2 e, ainda assim, devido a uma ancoragem insuficiente do tirante principal. O modelo MRC7 apresentou tensões na armadura de costura, mas o seu arranjo é o convencional, com estribos. As armaduras de costura dos modelos MMC4, MMC5 e MAC6 tiveram tensões de tração pouco significativas. São necessários maiores estudos para desenvolver uma armadura de costura de melhor desempenho nos modelos moldados em duas etapas.
- O modelo MBC2 mostrou uma fissura vertical no meio do pilar, demonstrando que este arranjo de armadura não tem comportamento satisfatório. A ancoragem do tirante foi pouco efetiva, com deformação acima da esperada nesta região.
- Os modelos MBS1, MMS3, MMC4 e MMC5 apresentaram assimetria entre os dois consolos, na abertura de fissura da interface consolo-pilar. Isso pode se dar pela assimetria dos tirantes dos consolos. Os modelos MAC6, com altas taxas de

armadura, e MRC7, com tirantes simétricos, apresentaram comportamento bem semelhante entre os dois consolos.

- O modelo MBS1 demonstrou fissuras basicamente ao longo da interface, com o pilar permanecendo intacto. O modelo MBC2, por sua vez, apresentou algumas fissuras próximas à biela de compressão e fissuras no pilar. Neste modelo também apareceram fissuras na região de tração do pilar e algumas fissuras representando arrancamento de parte do material do pilar.
- O modelo MMS3 apresentou fissuras nas bielas de compressão e pequenas fissuras no pilar. O modelo MMC4 teve um comportamento diferente, com as fissuras concentradas no consolo 2. O modelo MMC5 teve comportamento semelhante ao MMS3, entretanto, com fissuras menores.
- O modelo MAC6 apresentou várias fissuras expressivas na biela de compressão e na interface consolo-pilar. Neste modelo também surgiu uma fissura inclinada nas duas faces do pilar, sugerindo um plano de fissura.
- O modelo MRC7, devido ao seu concreto sem adição de fibras, foi o que mostrou maior abertura de fissuras nas bielas de concreto dos consolos. A adição de fibras nos demais modelos retardou o surgimento destas fissuras, bem como diminuiu suas aberturas.
- Considerando as aberturas de fissura na interface consolo-pilar de cada modelo, referente às suas respectivas forças de serviço, o modelo MRC7 foi o que teve menores aberturas. Entretanto, este modelo começou a apresentar aberturas mais precocemente do que todos os outros.
- Tomando por base o patamar de força de serviço do modelo de referência MRC7, os modelos MMS3, MMC4 e MMC5 apresentaram abertura na fissura de interface 33% maiores que o modelo de referência, enquanto que o modelo MAC6 apresentou aberturas 23% menores que o MRC7.

5.3. Sugestões para trabalhos futuros

O presente trabalho traz uma primeira análise de um tema que ainda deve se estender a outras investigações e aprofundamentos. Com o objetivo de aperfeiçoar os modelos ensaiados, bem como ratificar os resultados para cada tipo de modelo através de um maior número de ensaios, apresentam-se algumas sugestões para pesquisas futuras.

- Os ensaios realizados não deixaram evidente a efetividade da armadura de costura. Surgiram fissuras expressivas na interface consolo-pilar. São necessários mais modelos experimentais com armadura de costura e sem ela, para verificar o seu benefício e eficiência no combate à abertura de fissuras. Propõe-se o desenvolvimento de novas formas de armadura de costura, de fácil confecção e posicionamento no modelo.
- Para a diminuição da abertura da fissura na interface consolo-pilar, poderiam ser utilizadas fibras metálicas mais longas que atravessassem a junta entre o consolo e o pilar. Essas fibras seriam espetadas sobre uma superfície de isopor que seria posicionada sobre o consolo com concreto ainda fresco, na face da interface consolo pilar. Após a cura deste concreto, as fibras ficariam ancoradas ao consolo, parcialmente externas para posterior imersão dentro do concreto do pilar.
- O combate à abertura de fissura na interface consolo-pilar também pode ser feito com o uso de técnicas com cola estrutural para concreto fresco. Existem experimentos como o de Santos et al. [12] de colagem de concreto antigo com concreto novo utilizando esses produtos.
- Os ensaios realizados revelaram que o modelo com maior taxa de armadura no tirante (MAC6) teve menores aberturas de interface consolo-pilar do que o modelo de referência (MRC7), para solicitações mais baixas. Desta forma, podem ser realizados mais ensaios limitando as tensões nas barras de aço do tirante, para

se obterem aberturas de fissura equivalentes ou menores do que o consolo tradicional. Para isso, os modelos propostos podem ser utilizados apenas para um limite determinado de solicitação, ou as taxas de armadura principal dos modelos com fibras podem ser aumentadas. Mais ensaios são necessários para quantificar os limites de solicitação e armadura.

- Sugere-se ensaio de modelos com a variação da razão a/d , verificando a mudança do modo de ruptura para consolos curtos e muito curtos. Devem ser utilizadas taxas de armadura diferenciadas e arranjos diferentes de armadura, buscando a eficiência da montagem do consolo no pilar.
- Os ensaios realizados apontam para um segmento de pesquisa com boas perspectivas. O ensaio de consolos moldados em etapas distintas dos pilares, com incorporação de fibras metálicas, pode ser estendido aos dentes Gerber, devido ao seu comportamento estrutural semelhante.

Referências Bibliográficas

1. EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. 1. ed. São Carlos: EESC-USP, 2000. 456 p.
2. LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de Concreto: Princípios Básicos Sobre a Armação de Estruturas de Concreto Armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: Ed. Interciência, v. 3, 1978.
3. LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de Concreto: Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: Ed. Interciência, v. 2, 1978.
4. FRANZ, G. **Tratado del Hormigón Armado: Bases Teóricas y Elementos de la Construcción**. Barcelona: Ed. Gustavo Gili, v. 1, 1970.
5. SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K. Design and Detailing of Structural Concrete Using Strut-and-tie Models. **The Structural Engineer**, v. 69, n. 6, p. 113-125, mar. 1991.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro, 2006.
7. TORRES, F. M. **Análise Teórico-Experimental de Consolos de Concreto Armado**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.
8. HUGHES, B. P.; FATTUHI, N. I. Reinforced Steel and Polypropylene Fibre Concrete Corbel Tests. **The Structural Engineer**, v. 67, n. 4, p. 68-72, fev. 1989.
9. 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.

10. 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, set. 2007. p. 1-16.
11. AGUIAR, E. A. B. **Comportamento de Ligações Viga-Pilar Parcialmente Resistentes a Momento Fletor Mediante Chumbadores Grauteados**. 2007. Exame de Qualificação (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
12. SANTOS, S. B.; VIEIRA, F. L.; FONSECA, A. C.; ANDRADE, M. A. S. A. Avaliação da Aderência entre Concretos por Meio de Ensaio de Resistência à Compressão. **Concreto & Construções**, São Paulo, n. 45, p.79-86, jan.-mar. 2007.