

JULIANA TEODORO FRIEDRICH

# ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE PISOS MISTOS DE PEQUENA ALTURA

---

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

Orientadora: Prof<sup>a</sup> Dr<sup>a</sup> Ana Lúcia H. de Cresce  
El Debs

**VERSÃO CORRIGIDA**

(A versão original encontra-se disponível na Pós-graduação de Engenharia de Estruturas)

SÃO CARLOS-SP

2012



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

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Atendimentos ao Usuário do Serviço de  
Biblioteca – EESC/USP.

F911a Friedrich, Juliana Teodoro  
Análise teórico-experimental de pisos mistos de  
pequena altura. / Juliana Teodoro Friedrich; orientador  
Ana Lúcia H. de Cresce El Debs. São Carlos, 2012.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação  
em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de  
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2012.

1. Laje mista. 2. Aço e concreto. 3. Piso misto de  
pequena altura. 4. Estruturas mistas. 5. Método "M-K".  
I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **JULIANA TEODORO FRIEDRICH**.

Título da dissertação: "Análise teórico-experimental de pisos mistos de pequena altura".

Data da defesa: 13/08/2012

### Comissão Julgadora:

### Resultado:

Profa. Associada **Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs (Orientadora)** APROVADO  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. **Silvana De Nardin** APROVADA  
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Prof. Dr. **João Alberto Venegas Requena** APROVADO  
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**



# AGRADECIMENTOS

---

À Deus pela vida, pela força para a realização de mais este sonho e por ter sempre colocado na minha vida pessoas muito especiais principalmente nesta fase tão importante da minha vida que foi o mestrado.

À minha família, meu pai, meu irmão e minha mãe que sempre estiveram presentes apesar da distância, e especialmente à minha mãe que soube compreender a minha ausência necessária para a busca dos meus sonhos e por me ensinar a buscar todos os meus eles, mesmo os mais impossíveis e ser uma pessoa melhor a cada dia.

À minha orientadora Prof<sup>a</sup> Ana Lúcia, por todo o carinho, tempo e dedicação à minha orientação, e também pela compreensão nos momentos em que precisei.

À amiga Marcela, por toda a atenção e ajuda dispensada para que eu concluísse esta pesquisa.

À amiga Eunice, pela amizade e apoio em todas as horas, e ter sido minha família nos momentos em que tive que estar longe para a busca dos meus sonhos. E a todos os outros amigos que fiz durante a fase do mestrado, em especial a Raquel, ao Raphael, a Christiane.

À todos os professores e funcionários que de com seus trabalhos contribuíram com a minha formação acadêmica e pessoal. E especialmente aos funcionários do Laboratório de Estruturas onde realizei meus ensaios, pelo empenho em me ajudar.

À CAPES pela bolsa de mestrado e à FAPESP pelo financiamento Projeto Temático “Nucleação e incremento da pesquisa, difusão em concreto pré-moldado e estruturas mistas para a modernização da construção civil”, em que minha pesquisa se incluiu.

À Equipe França & Associados, meu superiores e colegas de trabalho que sempre me apoiaram neste objetivo e compreenderam às vezes em que tive que me dedicar ao estudo.

E ao meu namorado Diego, a quem eu agradeço a chegada em minha vida todos os dias.



“O homem deve ter grandes ambições, mas a  
ambição de bens eternos e não de bens  
passageiros.”

(Mokiti Okada)

“Ao enfrentar um difícil problema cuja solução  
parece um desafio, volto-me para Deus com  
plena confiança no Seu auxílio e orientação.”

(Mokiti Okada)



# RESUMO

---

Friedrich, J. T. **Análise teórico-experimental de pisos mistos de pequena altura.** 2012. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

O piso misto usual é formado pela laje mista, de aço e concreto, apoiada na mesa superior da viga metálica. No piso misto de pequena altura, a laje mista se apoia na mesa inferior da viga, diminuindo assim a altura total do piso. A forma de aço, utilizada nesse sistema, tende a ser três vezes mais alta, que as formas de aço usuais. No Brasil não há uma forma de aço para uso nos sistemas mistos de pequena altura, comercializada. Este estudo trata do desenvolvimento de uma forma de aço trapezoidal para pisos mistos de pequena altura. Foi desenvolvida uma geometria de forma de aço trapezoidal com mossas estampadas nas laterais. Foram realizados ensaios experimentais com modelos de lajes mistas, confeccionados com a forma de aço desenvolvida no presente estudo. Esses ensaios visaram avaliar a resistência e o comportamento de lajes mistas fabricadas com a forma desenvolvida. A geometria da forma de aço e das mossas apresentaram um bom comportamento frente aos esforços cisalhantes, com resistências comparáveis as formas de aço comercializadas, mostrando que podem ser utilizadas em trabalhos futuros.

**Palavras-chaves:** 1. laje mista, 2. aço e concreto, 3 .piso misto de pequena altura, 4. Estruturas mistas, 5. Método m - k



# ABSTRACT

---

Friedrich, J. T. **Experimental and theoretical analysis of composite shallow floors.** 2012. Master's Thesis – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

The usual composite floor is formed by the composite slab, of steel and concrete, supported on the top flange of the steel beam. On the shallow floor systems, the steel beams are contained within the depth occupied by the floor. The steel form steel used in this composite shallow floor systems is around three times higher than usual forms of steel decking. In Brazil there is not a form of steel for use in shallow floor systems, marketed. This study concerns the development of a steel decking to shallow floor systems. Developed a geometry shape of trapezoidal steel and embossments on the sides. Experimental tests were conducted with composite slabs, made of steel the shape developed in this study. These tests were intended to assess the strength and behavior of composite slabs made with the developed form. The geometry of the steel form and embossments showed good behavior against shearing efforts, forms with resistances comparable steel deckings marketed, showing that may be used in future work.

**Keywords:** 1. Composite slabs, 2. Steel and concrete, 3. Slim floor, 4. Composite structures, 5. Method m - k



# LISTAS DE FIGURAS

---

FIGURA 2.1- SISTEMA DE PISO MISTO TIPO “PRUSSIAN CAP FLOOR” (SCHLEICH, 1997).....	5
FIGURA 2.2 – VIGAS PARA OS SISTEMA MISTO DE PEQUENA ALTURA UTILIZADAS NOS PAÍSES NÓRDICOS NOS ANOS 1980 (SCHLEICH, 1997).....	6
FIGURA 2.3- VIGAS TIPO “CHAPÉU” UTILIZADAS NOS PAÍSES NÓRDICOS (LAWSON ET AL., 1992) .....	6
FIGURA 2.4 – VIGA TIPO SLIMFLOOR® E LAJE MISTA DE CONCRETO COM FORMA DE AÇO INCORPORADA .....	7
FIGURA 2.5 – A) SISTEMA SLIMDECK®.....	8
FIGURA 2.6 – VIGA TIPO IFB (DE NARDIN, 2007) .....	8
FIGURA 2.7 – VIGA ARMADA ASSIMETRICAMENTE DESENVOLVIDA NA FINLÂNDIA (DE NARDIN, 2007) .....	9
FIGURA 2.8 – EDIFÍCIO MILLENIUNS TOWER CONSTRUÍDO NA ÁUSTRIA ( <a href="http://www.studio-international.co.uk/studio-images/shanghai_6b.asp">HTTP://WWW.STUDIO-INTERNATIONAL.CO.UK/STUDIO-IMAGES/SHANGHAI_6B.ASP</a> ).....	9
FIGURA 2.9 – GEOMETRIA DA FORMA DE AÇO, A) TRAPEZOIDAL COM MOSSAS E B) REENTRANTE COM CONECTORES DE CISALHAMENTO (HEAGLER, 1993).....	10
FIGURA 2.10 – VÃO DE CISALHAMENTO (SHEN, 2001). .....	11
FIGURA 2.11 – SEQUÊNCIA DA RUPTURA DA LAJE MISTA POR CISALHAMENTO LONGITUDINAL (ÁVILA, ET AL. 2007) .....	12
FIGURA 2.12 – GRÁFICO GENÉRICO DOS PARÂMETROS M-K.....	13
FIGURA 2.13 – SEÇÃO DE LAJE COM A DISTRIBUIÇÃO DE FORÇA (LUTTREL & PRASANAM, 1984). .....	17
FIGURA 2.14 - MODELO, TENSÃO DE CISALHAMENTO HORIZONTAL E DESLIZAMENTO EM TESTE TIPO PULL-OUT DESENVOLVIDO POR (DANIELS B. J., 1990).....	19
FIGURA 2.15 – MODELO DE TESTE EM PEQUENA ESCALA ( ABDULLAH & EASTERLING, 20007) .....	21
FIGURA 2.16 – ESQUEMA GERAL DE UM SISTEMA DE PISO MISTO DE PEQUENA ALTURA (DE NARDIN, 2007) .....	21
FIGURA 2.17 - EXEMPLOS DE SISTEMAS ESTRUTURAIS MISTOS DE PEQUENA ALTURA (DE NARDIN, 2007) .....	23
FIGURA 2.18 – PISO MISTO COM VIGA ASB® E LAJE MISTA COM FORMA INCORPORADA (DE NARDIN, 2007) .....	23
FIGURA 2.19– TIPOS DE FORMAS DE AÇO PARA LAJES MISTA ( EUROCODE 4-1-1, 1990).....	25
FIGURA 2.20 – MODOS DE RUPTURA DA LAJE MISTA ( JOHNSON, 1994) .....	27
FIGURA 2.21 - RUPTURA POR CISALHAMENTO HORIZONTAL.....	28
FIGURA 3.1-ESQUEMA DO ENSAIO DOS MODELOS DE LAJES À FLEXÃO .....	34
FIGURA 3.2 –A) CORPOS DE PROVA DE AÇO B) DIMENSÕES DO CORPO DE PROVA DA CHAPA DE AÇO (UNIDADE: MILÍMETRO) .....	36
FIGURA 3.3 – CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DA CHAPA DA FORMA DE AÇO .....	37
FIGURA 3.4 – ENSAIO DE <i>SLUMP</i> ANTES DA CONCRETAGEM DOS MODELOS DE LAJE .....	38
FIGURA 3.5 – ENSAIOS DOS CORPOS DE PROVA DE CONCRETO A) ENSAIO DE MODULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO E B) ENSAIO DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL .....	39
FIGURA 3.6 – CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO NOS CORPOS DE PROVA DE CONCRETO. ....	40
FIGURA 3.7 – SEÇÃO TRANSVERSAL DO MODELO DE LAJE MISTA AÇO E CONCRETO.....	41
FIGURA 3.8 – FORMA DE AÇO COM A FORMA PARA A CONCRETAGEM.....	41

FIGURA 3.9 – A) PRENSA UTILIZADA NA ESTAMPAGEM DAS MOSSAS, B) MOSSAS NA CHAPA DE AÇO E C) PROJETO DAS MOSSAS DA CHAPA DE AÇO.....	42
FIGURA 3.10- GEOMETRIA DAS MOSSAS DA FORMA DE AÇO TRAPEZOIDAL USUAL.....	42
FIGURA 3.11 – IMPERFEIÇÕES NOS MODELOS DE LAJE. ....	43
FIGURA 3.12 - INDUTOR DE TRINCA NA LAJE MISTA .....	44
FIGURA 3.13 - TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO .....	44
FIGURA 3.14 - POSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS .....	45
FIGURA 3.15 - ESQUEMA DA INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS DO GRUPO 1 .....	45
FIGURA 3.16 - ESQUEMA DA INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS DO GRUPO 2 .....	46
FIGURA 3.17 - ENSAIO CÍCLICO DA LAJE MISTA MODELO 1 .....	46
FIGURA 3.18 – CURVA FORÇA X CICLOS DE CARREGAMENTO .....	47
FIGURA 3.19 – CURVA FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 1.....	48
FIGURA 3.20 – CURVA FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 1.....	49
FIGURA 3.21 – (A) FISSURAÇÃO; (B) DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 1 – GRUPO1 .....	49
FIGURA 3.22 - FORÇA VERSUS DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 2 .....	50
FIGURA 3.23 - FORÇA VERSUS DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 2 .....	50
FIGURA 3.24- FISSURA NO VÃO DE CISALHAMENTO - MODELO 2 – GRUPO 1.....	51
FIGURA 3.25 - FORÇA VERSUS DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE –MODELO 3 .....	52
FIGURA 3.26 - FORÇA VERSUS DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 3.....	52
FIGURA 3.27 - MODELO 3 – FISSURAÇÃO DIAGONAL .....	52
FIGURA 3.28 - FORÇA VERSUS DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 4 .....	54
FIGURA 3.29 - FORÇA VERSUS DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 4 .....	55
FIGURA 3.30 - MODELO 4 – FISSURAÇÃO NA RUPTURA .....	55
FIGURA 3.31 - FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 5.....	56
FIGURA 3.32 - FORÇA VERSUS DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 5 .....	57
FIGURA 3.33 – FISSURAS NO MODELO 5 .....	57
FIGURA 3.34 - FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 6.....	58
FIGURA 3.35 - FORÇA VERSUS DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 6 .....	59
FIGURA 3.36- MODELO 6– QUADRO DE FISSURAÇÃO NA RUPTURA DO MODELO – DETALHES.....	59
FIGURA 3.37 - MODELO 6 – QUADRO DE FISSURAÇÃO NA RUPTURA DO MODELO – PANORAMA COMPLETO. ....	59
FIGURA 3.38 – CURVAS FORÇA X FLECHA NO MEIO DO VÃO - MODELO 1.....	61
FIGURA 3.39 - QUADRO DE FISSURAÇÃO DO MODELO 1 AO FINAL DO ENSAIO.....	61
FIGURA 3.40 - MODELO 2 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO – TRANSDUTOR 14 .....	62
FIGURA 3.41 - MODELO 2 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO – TRANSDUTOR 15 .....	62
FIGURA 3.42 – CURVAS FORÇA X FLECHA NO MEIO DO VÃO - MODELO 2.....	63
FIGURA 3.43 - QUADRO DE FISSURAÇÃO DO MODELO 2 AO FINAL DO ENSAIO.....	64
FIGURA 3.44 - MODELO 3 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO – TRANSDUTOR 14 .....	64
FIGURA 3.45 - MODELO 3 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO – TRANSDUTOR 15 .....	64

FIGURA 3.46 – CURVAS FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO - MODELO 3 .....	66
FIGURA 3.47 – QUADRO DE FISSURAÇÃO AO FINAL DO ENSAIO - MODELO 3 .....	66
FIGURA 3.48 - MODELO 4 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO.....	67
FIGURA 3.49 – QUADRO DE FISSURAÇÃO AO FINAL DO ENSAIO – MODELO 4 .....	68
FIGURA 3.50 - MODELO 5 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO - TRANSDUTOR 14 .....	68
FIGURA 3.51 - MODELO 5 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO – TRANSDUTOR 15 .....	69
FIGURA 3.52 - FISSURA FORMADA DURANTE O CARREGAMENTO CÍCLICO DO MODELO 5.....	69
FIGURA 3.53 - MODELO 5 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO .....	70
FIGURA 3.54- QUADRO DE FISSURAÇÃO AO FINAL DO ENSAIO – MODELO 5 .....	71
FIGURA 3.55 - MODELO 6 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO .....	71
FIGURA 3.56 - MODELO 6 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO.....	72
FIGURA 3.57 - FISSURAS FORMADAS DURANTE O CARREGAMENTO CÍCLICO DO MODELO 6 .....	72
FIGURA 3.58 - MODELO 6 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> FLECHA NO MEIO DO VÃO.....	73
FIGURA 3.59 – MODELO 6 – RUPTURA DO MODELO.....	74
FIGURA 3.60 – GRUPO 1 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO NO AÇO GRUPO 1.....	75
FIGURA 3.61 – GRUPO 1 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO NO AÇO GRUPO 2.....	76
FIGURA 3.62 – GRUPO 2 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO NO AÇO .....	77
FIGURA 3.63 – GRUPO 2 – CURVA FORÇA <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO NO CONCRETO .....	78
FIGURA 3.64 - ESQUEMA DAS CARGAS NO ENSAIO .....	79
FIGURA 3.65–PARÂMETROS M-K DOS ENSAIOS DOS MODELOS DE LAJE.....	81
FIGURA 4.1 - DIAGRAMA DE TENSÕES PARA MOMENTO POSITIVO - LINHA NEUTRA PLÁSTICA ACIMA DA FORMA DE AÇO (ABNT NBR 8800, 2008). .....	85
FIGURA 4.2 - FIGURA - DIAGRAMA DE TENSÕES PARA MOMENTO POSITIVO - LINHA NEUTRA PLÁSTICA NA FORMA DE AÇO (ABNT NBR 8800, 2008) .....	86
FIGURA 4.3 - LARGURA PLANA DOS ELEMENTOS DA FORMA (ABNT NBR 8800, 2008).....	87
FIGURA 4.4 – DIMENSÕES DA FORMA DE AÇO E DA LAJE DE CONCRETO (ABNT NBR 8800, 2008) .....	89
FIGURA 4.5 - PERÍMETRO CRÍTICO PARA PUNÇÃO (ABNT NBR 8800:2008).....	92
FIGURA 4.6 - SEÇÃO TRANSVERSAL DA LAJE MISTA .....	96
FIGURA 4.7 – SEÇÃO TRANSVERSAL DA LAJE MISTA – CÁLCULO DO MOMENTO DE INÉRCIA .....	100
FIGURA 5.1 – CURVA FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 1 X MODELO 4 – APOIO 1 .....	105
FIGURA 5.2 – CURVA FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 1 X MODELO 4 – APOIO 2 .....	105
FIGURA 5.3 – CURVA FORÇA X FLECHA NO MEIO DO VÃO – MODELO 1 X MODELO 4.....	106
FIGURA 5.4 – CURVA FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 2 E 3 X MODELO 5 E 6-APOIO 1 .....	107
FIGURA 5.5 – CURVA FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – MODELO 2 E 3 X MODELO 5 E 6-APOIO 2 .....	108
FIGURA 5.6 – CURVA FORÇA X FLECHA NO MEIO DO VÃO – MODELO 2 E 3 X MODELO 5 E 6.....	109
FIGURA 5.7 – CURVA FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – GRUPO 1-APOIO 1.....	110
FIGURA 5.8 – CURVA FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – GRUPO 1 - APOIO 2 .....	110
FIGURA 5.9 – CURVA FORÇA X FLECHA NO MEIO DO VÃO – GRUPO 1 .....	111

FIGURA 5.10 – CURVA FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – GRUPO 2 .....	112
FIGURA 5.11 – CURVA FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – GRUPO.....	113
FIGURA 5.12 – CURVA FORÇA X FLECHA NO MEIO DO VÃO – GRUPO 2.....	113
FIGURA 5.13 – DEFORMAÇÃO NA FORMA DE AÇO – GRUPO 1 .....	115
FIGURA 5.14 – DEFORMAÇÃO NA FORMA DE AÇO – GRUPO 2 .....	115
FIGURA 5.15 – DEFORMAÇÃO NO CONCRETO – GRUPO 1 .....	116
FIGURA 5.16 – DEFORMAÇÃO NO CONCRETO – GRUPO 2 .....	116
FIGURA 5.17 – DIAGRAMA DE ESFORÇOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS – GRUPO 1 .....	117
FIGURA 5.18 – DIAGRAMA DE ESFORÇOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS – GRUPO 2 .....	118
FIGURA 5.19 - ESQUEMA DAS CARGAS NO ENSAIO .....	119

# LISTA DE TABELAS

---

TABELA 3.1 - RESULTADOS DO ENSAIO DE TRAÇÃO DA CHAPA DE AÇO .....	37
TABELA 3.2 - RESULTADOS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO DO CONCRETO .....	40
TABELA 3.3 – FORÇA $P_{DES}$ E FORÇA MÁXIMA – GRUPO 1 .....	53
TABELA 3.4– FORÇA $P_{DES}$ E FORÇA MÁXIMA – GRUPO 2 .....	60
TABELA 3.5 – VALORES CARACTERÍSTICOS DOS ENSAIOS .....	79
TABELA 3.6 – DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETRO $M-K$ .....	80
TABELA 3.7 - VALORES DE COMPARAÇÃO DA FORÇA CORTANTE DO ENSAIO E TEÓRICA CARACTERÍSTICA .....	81
TABELA 4.1 – VALORES DA FLECHAMÁXIMA PARA OS MODELOS DE LAJE .....	102
TABELA 5.1 – RESUMO DAS COMPARAÇÕES DO MODELO 1 <i>VERSUS</i> MODELO 4 .....	106
TABELA 5.2 - COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS 2, MODELO 3 <i>VERSUS</i> MODELO 5 E MODELO 6.....	109
TABELA 5.3- COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS 1 <i>VERSUS</i> MODELO 2 E MODELO 3 .....	111
TABELA 5.4 - COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS 4 <i>VERSUS</i> MODELO 5 E MODELO 6 .....	114
TABELA 5.5 - VALORES DE ESFORÇO CORTANTE EXPERIMENTAL X TEÓRICO OBTIDOS A PARTIR DO DIMENSIONAMENTO PARA O CISLHAMENTO LONGITUDINAL.....	119
TABELA 5.6 - VALORES DE ESFORÇO CORTANTE EXPERIMENTAL X TEÓRICO OBTIDOS A PARTIR DO DIMENSIONAMENTO PARA O CISLHAMENTO LONGITUDINAL.....	120



# SUMÁRIO

---

RESUMO .....	v
ABSTRACT.....	Vii
LISTA DE FIGURAS .....	IX
LISTA DE TABELAS.....	xIII
<b>1 . INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 Apresentação .....	1
1.2 Justificativa.....	2
1.3 Objetivos .....	3
1.4 Organização do conteúdo .....	4
<b>2 . REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
2.1 Histórico do sistema de pisos mistos de pequena altura .....	5
2.2 Estado da arte: Lajes mistas.....	9
2.3 Lajes mistas para pisos mistos de pequena altura.....	21
2.4 Considerações sobre a laje mista aço-concreto.....	24
2.4.1 Modos de ruptura da laje mista.....	27
2.4.2 Cisalhamento Longitudinal em Lajes mistas .....	28
<b>3 . PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>33</b>
3.1 Considerações Iniciais.....	33
3.2 Caracterização dos materiais .....	35
3.2.1 Chapa de aço.....	35
3.2.2 Concreto.....	38
3.3 Modelos de faixa de laje mista.....	40

<b>3.4</b>	<b>Instrumentação dos modelos .....</b>	<b>44</b>
<b>3.5</b>	<b>Descrição dos ensaios dos modelos de laje à flexão quatro pontos .....</b>	<b>46</b>
<b>3.6</b>	<b>Curvas Força x deslizamento relativo de extremidade – Grupo 1 .....</b>	<b>47</b>
3.6.1	Considerações iniciais.....	47
3.6.2	Modelo 1.....	48
3.6.3	Modelo 2.....	50
3.6.4	Modelo 3.....	51
<b>3.7</b>	<b>Curvas Força x deslizamento relativo de extremidade – Grupo 2 .....</b>	<b>53</b>
3.7.1	Considerações iniciais.....	53
3.7.2	Modelo 4.....	54
3.7.3	Modelo 5.....	56
3.7.4	Modelo 6.....	58
<b>3.8</b>	<b>Curvas Força x Flecha no meio do vão – Grupo 1.....</b>	<b>60</b>
3.8.1	Considerações Iniciais.....	60
3.8.2	Modelo 1.....	60
3.8.3	Modelo 2.....	62
3.8.4	Modelo 3.....	64
<b>3.9</b>	<b>Curvas Força x Flecha no meio do vão – Grupo 2.....</b>	<b>66</b>
3.9.1	Considerações iniciais.....	66
3.9.2	Modelo 4.....	67
3.9.3	Modelo 5.....	68
3.9.4	Modelo 6.....	71
3.9.5	Curvas Força x Deformação no aço – Grupo 1.....	74
<b>3.10</b>	<b>Curvas Força x Deformação no concreto – Grupo 1.....</b>	<b>75</b>
<b>3.11</b>	<b>Curvas Força x Deformação na forma de aço – Grupo 2 .....</b>	<b>76</b>
<b>3.12</b>	<b>Curvas Força x Deformação no concreto – Grupo 2.....</b>	<b>77</b>
<b>3.13</b>	<b>Avaliação dos modelos segundo o Método m-k.....</b>	<b>78</b>
3.13.1	Considerações iniciais.....	78
3.13.2	Obtenção dos Parâmetros.....	79
<b>4 .</b>	<b>ANÁLISE TEÓRICA .....</b>	<b>83</b>
<b>4.1</b>	<b>Considerações iniciais .....</b>	<b>83</b>

<b>4.2</b>	<b>Dimensionamento da forma conforme as recomendações normativas no ELU .....</b>	<b>83</b>
4.2.1	Considerações iniciais .....	83
4.2.2	Verificações da forma de aço antes da cura do concreto .....	84
4.2.3	Verificação da forma após a cura do concreto .....	84
<b>4.3</b>	<b>Verificação da laje mista no ELS .....</b>	<b>93</b>
4.3.1	Fissuração do concreto .....	93
4.3.2	Deslocamento vertical .....	93
4.3.3	Combinações de ações .....	94
4.3.4	Disposições construtivas .....	95
<b>4.4</b>	<b>Dimensionamento da laje segundo NBR 8800:2008 .....</b>	<b>96</b>
4.4.1	Momento Fletor .....	96
4.4.2	Cisalhamento Longitudinal .....	98
4.4.3	Cisalhamento Vertical: .....	98
4.4.4	Cálculo da Flecha Máxima (Easterling & Young, 1992).....	100
<b>5 .</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>103</b>
<b>5.1</b>	<b>Considerações iniciais .....</b>	<b>103</b>
<b>5.2</b>	<b>Análise dos resultados experimentais .....</b>	<b>103</b>
5.2.1	Análise da influência do vão da laje .....	103
5.2.2	Comparação do comportamento dos modelos de laje de mesmo grupo .....	109
5.2.3	Deformação na forma de aço .....	114
5.2.4	Deformação no concreto .....	115
<b>5.3</b>	<b>Comparação dos valores teórico-experimental dos modelos de laje mista.....</b>	<b>116</b>
<b>6 .</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES .....</b>	<b>121</b>
<b>6.1</b>	<b>Considerações Finais.....</b>	<b>121</b>
<b>6.2</b>	<b>Conclusões.....</b>	<b>121</b>
6.2.1	Análise Experimental.....	121
6.2.2	Análise Teórica.....	122
<b>6.3</b>	<b>Sugestões para trabalhos futuros.....</b>	<b>123</b>
<b>7 .</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>125</b>



# 1 . INTRODUÇÃO

---

## 1.1 APRESENTAÇÃO

Os elementos mistos são constituídos por dois ou mais elementos de materiais diferentes trabalhando solidariamente. No caso dos elementos de aço e concreto, há sempre um perfil de aço (soldado, laminado ou dobrado) combinado com o concreto (geralmente armado) de maneira a utilizar as vantagens oferecidas por cada material.

O concreto e o aço são materiais de uso corrente no mundo inteiro e possuem vantagens e desvantagens bem conhecidas por todos. Porém, há ainda inconvenientes a serem estudados nesses sistemas. A construção mista objetiva aproveitar melhor as vantagens e minimizar as desvantagens de cada material.

O piso misto usual é formado por uma viga mista, laje de concreto com forma de aço incorporada e conectores de cisalhamento que asseguram o comportamento conjunto. Dentro desse conceito, o piso misto de pequena altura é um piso em que a laje tem como apoio a mesa inferior da viga de aço diminuindo, assim, a altura total do pavimento.

O piso misto de pequena altura possui diversas possibilidades de configurações de vigas e lajes. As vigas podem ter variadas seções transversais como seção caixão, seção "I", entre outros. A laje pode ser do tipo pré-fabricada alveolar, laje mista com forma de aço incorporada, laje treliçada pré-moldada entre outras.

No Brasil esse sistema ainda não é muito utilizado, além de não haver uma forma de aço fabricada comercialmente que seja específica para esse uso. A forma de aço para pisos mistos de pequena altura é geralmente três vezes mais alta, que a forma do piso misto usual que conhecido como forma de aço trapezoidal.

De início, a idéia desta pesquisa era estudar o piso misto de pequena altura como um todo, realizando ensaios como modelos constituídos da laje mista com forma de aço e concreto e vigas. Porém, não foi encontrada uma forma de aço que se adequasse ao sistema. Por isso foi necessário desenvolver essa forma de aço para pisos mistos de pequena altura. E, em virtude do tempo, o trabalho se limitou a esse desenvolvimento com ensaios somente da laje mista.

O desenvolvimento deste trabalho se iniciou com a fabricação de uma forma de aço que se adequasse as necessidades de um piso misto de pequena altura. Foram

confeccionadas seis modelos de laje com as formas desenvolvidas. Essas lajes foram ensaiadas a flexão, a fim de obter os dados experimentais para o dimensionamento da laje.

O estudo analisou principalmente o comportamento frente aos esforços de cisalhamento horizontal entre os elementos forma de aço e concreto. Um bom comportamento entre eles é essencial para que haja o comportamento conjunto entre ambos.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Comparado aos sistemas convencionais, o piso misto de pequena altura é um sistema novo. O pequeno volume de pesquisas no Brasil, a respeito de seu comportamento, contribui para o pouco emprego em construções. Os projetistas, em geral, têm dúvidas a respeito do seu comportamento estrutural e dimensionamento, fato que os levam a optar pelos sistemas convencionais, cujo comportamento e dimensionamento já são amplamente conhecidos.

No Brasil, não há uma forma de aço que atenda as necessidades de um piso misto de pequena altura. E também, não foi encontrado relato de estudos relativos a formas de aço para esse uso no Brasil. Por isso, é de grande importância o desenvolvimento de uma forma de aço trapezoidal que possa ser utilizada em estudos e posteriormente comercialização para as obras de estruturas metálicas. Visto que esse sistema de construção possui várias vantagens comparados aos usuais, como a obtenção de um trecho liso, com aspecto de laje maciça, resistência ao fogo sem reforço adicional em torno de 60 minutos, é um tipo de construção rápida além da diminuição da altura total do piso, permitindo uma redução nos custos da construções e atendimento a exigências urbanísticas.

A presente pesquisa tem como justificativa a ampliação do conhecimento sobre o comportamento de lajes mistas com forma de aço incorporada adequada ao sistema de pequena altura, já que esse sistema não conta com normas técnicas nacionais. As informações obtidas com esse trabalho contribuem para a difusão do conhecimento do comportamento dos pisos mistos de pequena altura e pode tornar esse elemento mais utilizado nos sistemas de obras, sobretudo de edifícios.

Há muitos anos há uma linha de pesquisa sobre estruturas mistas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade de São Paulo. A linha de pesquisa desse centro conta com trabalhos envolvendo pilares preenchidos com concreto, ligações mistas,

entre outros, utilizando ensaios experimentais com modelos em escala real e simulações numéricas tridimensionais. Esses estudos, muitas vezes, utilizam modelos experimentais formados por lajes mistas e vigas de aço. Porém, é muito difícil realizar estudos sobre os pisos mistos de pequena altura sem a forma de aço apropriada. Por isso, este trabalho tem como objetivo a complementação desses estudos, e também permitir mais estudos sobre os pisos mistos de pequena altura, que poderão utilizar a forma de aço desenvolvida no estudo.

O sistema de pisos mistos de pequena altura apresentam algumas vantagens em relação aos sistemas usuais como a obtenção de um piso com aspecto liso, obtendo-se um aspecto semelhante aos das lajes maciças; redução na altura total do piso, podendo atender melhor exigências arquitetônicas e urbanísticas; apresenta uma resistência ao fogo, sem reforço adicional de aproximadamente 30 min. Além de ser uma solução economicamente competitiva por reduzir custos com mão de obra e possuir grande rapidez na construção.

### 1.3 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa foi produzir uma forma de aço para pisos mistas de pequena altura e estudar o seu comportamento estrutural, principalmente frente aos esforços cisalhantes.

Entre os objetivos específicos tem-se:

- Complementar os estudos desenvolvidos no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP relativos a estruturas mistas e permitir que mais estudos sobre pisos mistos de pequena altura possam ser realizados.
- Desenvolver uma forma de aço que possa ser utilizada em sistemas de piso misto de pequena altura.
- Realizar análise experimental do comportamento da laje mista, conforme as recomendações do Eurocode 4-1-1 (2004). Dentro das análises experimentais estão incluídas comparações entre o comportamento de lajes submetidas a carregamento cíclico e estático e também análises da influência do vão, no qual foram ensaiados protótipos com vãos de 1,50 m e 3,00 m. E também identificar as diferenças do comportamento entre modelos submetidos aos ensaios cíclicos e estático e somente ao ensaio estático.
- Realizar análise teórica com base nas recomendações para o cálculo de lajes mistas do Eurocode 4-1-1 (2004) e da ABNT NBR 8800 (2008) que se referem a laje trabalhando como um sistema misto, após a cura do concreto.

- Comparar resultados experimentais e analíticos para análise do comportamento dos modelos ensaiados.

## 1.4 ORGANIZAÇÃO DO CONTEÚDO

No *Capítulo 1* é feita uma introdução do assunto abordado no trabalho, no qual constam os objetivos e justificativas para a realização do trabalho.

O *Capítulo 2* contém a revisão bibliográfica do material nacional e internacional sobre lajes mista em geral, e sistemas de piso misto de pequena altura.

No *Capítulo 3* encontra-se todo o programa experimental desenvolvido, com o detalhamento dos modelos físicos, esquemas de ensaio, instrumentação, caracterização dos materiais e resultados.

Para comparação com os resultados experimentais foram realizados cálculos analíticos baseados em prescrições normativas, as quais foram abordadas no *capítulo 4*.

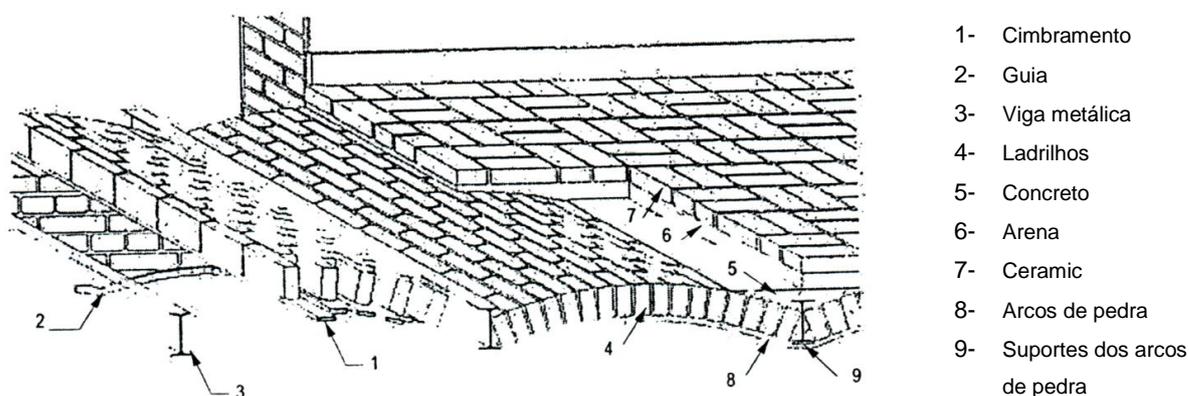
No *Capítulo 5* encontram-se as considerações finais do trabalho, conclusões e sugestões para pesquisas futuras. Por último, as referências bibliográficas citadas na dissertação.

## 2 . REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

### 2.1 HISTÓRICO DO SISTEMA DE PISOS MISTOS DE PEQUENA ALTURA

Desde o século XIX se tem notícia da utilização de alguns sistemas que utilizavam os princípios que caracterizaram o sistema misto de pequena altura. No Reino Unido, em 1845, alguns pisos de madeira foram substituídos por um sistema chamado *Prussian Cap Floor* formado por arcos de pedra juntamente com vigas de ferro como ilustra a Figura 2.1 retirada de Schleich (1997).



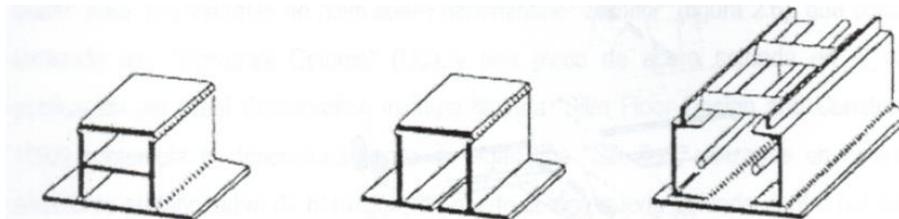
**Figura 2.1- Sistema de piso misto tipo “Prussian Cap Floor” (Schleich, 1997).**

No final do XIX, os perfis laminados usuais eram utilizados integrados com laje de concreto de acordo com Paes (2003). Por volta de 1970, iniciou a caracterização dos sistemas pela comunidade técnica internacional. De acordo com Wallin (1978)<sup>1</sup> *apud* Paes (2003) uma maneira efetiva para reduzir a altura total do piso é apoiar os elementos de laje nas mesas inferiores das vigas. Para isto foi desenvolvida uma viga com a mesa inferior mais larga que a superior. Devendo a altura da viga ser aproximadamente igual ou um pouco inferior à espessura da laje. Assim, se pode reduzir a altura total do piso de maneira substancial. Esse tipo de viga pode ser utilizada considerando o comportamento misto proporcionado pela utilização de conectores e a continuidade entre os vãos com o objetivo de reduzir ainda mais a altura total do piso.

---

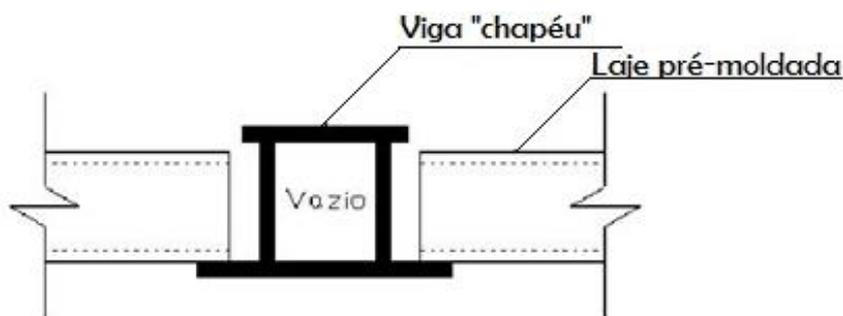
<sup>1</sup> Wallin, L. (1978) *Technical and Economic Advantages of Steel Construction, Building Costs and Overall Economy*. ECCS Publications. Brussels: European Convention for Constructional Steelworks – ECCS.

Por volta de 1980, o sistema construtivo formado por pórticos de aço e pisos mistos de pequena altura passou a ser o sistema mais usado em países nórdicos devido aos benefícios do sistema frente ao fogo. Na Figura 2.2 apresentam-se alguns tipos de viga mais utilizados nesses países (Suécia e Finlândia) conforme com Paes (2003).



**Figura 2.2 – Vigas para os sistema misto de pequena altura utilizadas nos países nórdicos nos anos 1980 (Schleich, 1997)**

O sistema construtivo utilizado nos países nórdicos se destacou pela inovação e aspecto econômico (ECCS, 1995a *apud* Paes, 2003). Esta solução se caracteriza principalmente por permitir a redução da altura total dos pisos. A viga utilizada nestes países baseia-se na chamada “viga chapéu” ilustrada na Figura 2.3.



**Figura 2.3- Vigas tipo “chapéu” utilizadas nos países nórdicos (Lawson et al., 1992)**

Ao longo do tempo surgiram novas alternativas para as “vigas chapéu”, todas inspiradas no sucesso dos pisos mistos de pequena altura. No início de 1990, na Finlândia foram apresentadas algumas vigas para os sistema misto de pequena altura como *La Ekobalk*, *La Hava Beam* e *Delta beam*, todas dimensionadas considerando o comportamento misto entre o aço e o concreto, como visto em *Inha* (1992)<sup>2</sup>, *Leskela* (1997b)<sup>3</sup> e *Sarja* (1997)<sup>4</sup> *apud* Paes (2003).

<sup>2</sup> Inha, T. (1992). *New composite beams and Slabs in Finland*. *Constructional Steel Design: World Developments*. Acapulco: Elsevier. p. 297-306.

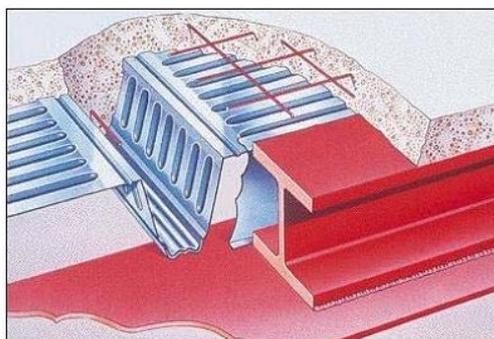
<sup>3</sup> Leskelä, M. V. (1997b). *Vertical Shear Resistance Models for a Deltabeam*. In: *Composite Construction – Conventional na Inovativa – International Conference*. Sep. 1997. Innsbruck, Austria. *Proceedings...* Innsbruck. P. 940-941.

<sup>4</sup> Sarja, A. (1997). *Composite Floors of the Buildings*. In: *Composite Construction – Conventional na Inovativa – International Conference*. Sep 1997. Innsbruck, Austria. *Proceedings ..* Innsbruck, p. 489-493.

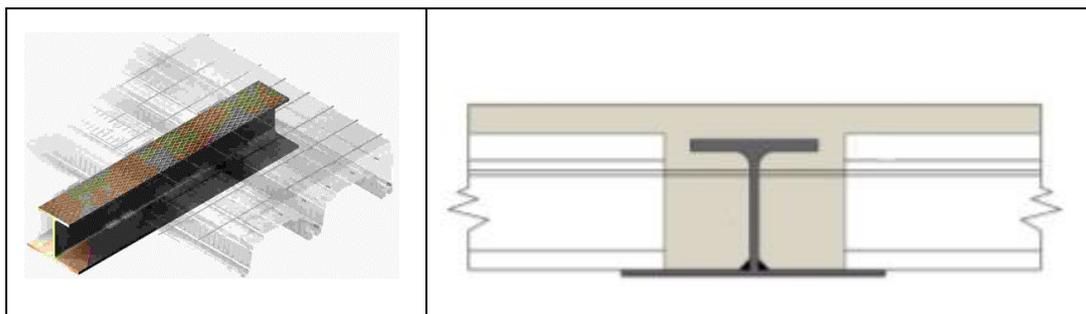
No começo dos anos 1990, os países nórdicos se tornaram a única região da Europa, além do Reino Unido, com significativo crescimento no mercado da construção metálica. Esse crescimento foi atribuído principalmente à utilização dos sistemas de pisos mistos de pequena altura com a utilização de vigas tipo *hat beam*. Em virtude do sucesso do sistema, a companhia siderúrgica inglesa British Steel (atual Corus), juntamente com a *Steel Construction Institute* – SCI no Reino Unido, enviaram um grupo de engenheiros estruturais a Suécia com o objetivo de avaliar a capacidade e qualidade do sistema construtivo (Paes, 2003).

Após esta evolução e desenvolvimento de algumas investigações iniciais a respeito dos sistemas mistos de pequena altura, em novembro de 1991, a *British Steel* e SCI apresentaram o novo modelo de viga *hat beam* para os sistemas de pisos mistos de pequena altura, denominado *Slimflor*<sup>®</sup> apresentado na Figura 2.4. Esta viga é formada por um perfil comum I e uma placa de aço soldada na aba inferior. Segundo *Mullet* (1992), a publicação do *Steel Construction Institute* intitulada *SlimFloor Design and Construction* contempla o dimensionamento de vigas tipo *Slimflor*<sup>®</sup>, utilizada em conjunto com lajes alveolares de concreto pré-moldado, e onde a viga está localizada dentro da altura total da laje. O sistema *Slimflor*<sup>®</sup> foi registrado pela *British Steel* e SCI e despertou o interesse de toda a comunidade técnica de várias partes da Europa.

Os avanços da tecnologia de laminação dos perfis permitiram o desenvolvimento de novos perfis que são economicamente mais competitivos que os sistemas existentes na época para pisos mistos de pequena altura. Em 1997, a *British Steel* e SCI apresentaram um novo tipo de perfil laminado assimétrico, denominado *Asymmetric Slimflor Beam* (ASB). Trata-se de um perfil laminado com a mesa inferior mais larga que a mesa superior, sendo que a mesa superior apresenta corrugações na superfície superior que são introduzidas no processo de laminação. O perfil ASB substitui o perfil *Slimflor*<sup>®</sup> não necessitando da placa soldada na mesa inferior apresentando ainda propriedades geométricas e mecânicas otimizadas.

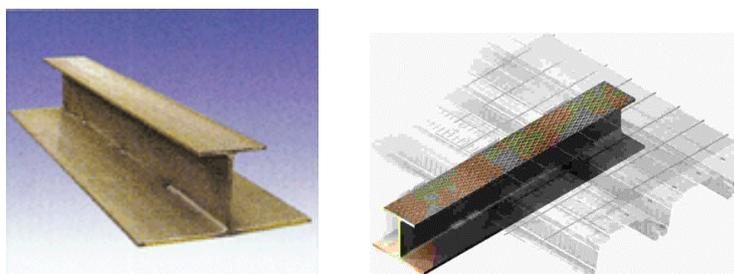


**Figura 2.4 – Viga tipo Slimfloor<sup>®</sup> e laje mista de concreto com forma de aço incorporada**



**Figura 2.5 – a) Sistema Slimdeck®**

De acordo com Wright (1997), com base na utilização das vigas tipo ASB e uma laje mista formada por chapas nervuradas de grande altura, a British Steel apresentou em 1997 um novo sistema para os pisos mistos de pequena altura chamado *Slimdek*<sup>®</sup>. Esse sistema é o mais atual da *British Steel* (atual Corus), no qual se utilizam conceitos mais modernos em relação aos perfis de vigas, as lajes mistas e ao comportamento misto entre o aço e o concreto. Desde o ano de 1991 a companhia siderúrgica luxemburguesa ARBED (atual Grupo Arcel) também iniciou a produção de um sistema para pisos mistos de pequena altura. O sistema é baseado na utilização de vigas denominadas *Integrated Floor Beam* (IFB) juntamente com lajes alveolares de concreto pré-moldado, como pode ser observado na Figura 2.6. O sistema desenvolvido por ARBED (atual Grupo Arcelor), baseado na tecnologia do perfil IFB continua a ser o sistema para pisos mistos de pequena altura atualmente divulgado e comercializado por essa empresa.



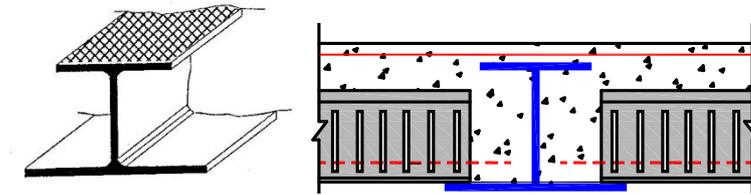
**Figura 2.6 – Viga tipo IFB (De Nardin, 2007)**

Ao longo da década de 1990, os finlandeses seguem com o desenvolvimento dos sistemas de pisos mistos de pequena altura, com o objetivo de melhorar a competitividade dos sistemas existentes e criar novos mercados de consumo na União Européia. Parte dessas realizações se encontram no informe do *Finnstel Technology Programme 1995-2000* como consta em Tekes<sup>5</sup> (2001) *apud* Paes (2003).

Segundo Makelaneinem & Ma (2000) nos últimos anos tem sido desenvolvido um novo tipo de viga para o sistema na Finlândia. Trata-se de uma viga assimétrica para a

<sup>5</sup> Tekes, 2001. *Finnstel Techonology Programme 1995-2000*. Final Report. Helsinki: TEKES.

utilização conjunta com a laje mista de concreto e forma de aço trapezoidal incorporada como ilustra a Figura 2.7.



**Figura 2.7 – Viga armada assimetricamente desenvolvida na Finlândia (De Nardin, 2007)**

Ao longo dos últimos anos alguns edifícios construídos com o sistema de pisos mistos de pequena altura surgiram também na Europa como, por exemplo, o edifício Milleniuns Tower construído em Viena, na Áustria, apresentado na Figura 2.8.



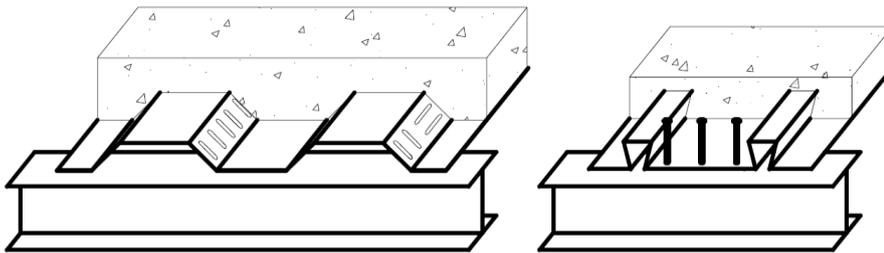
**Figura 2.8 – Edifício Milleniuns Tower construído na Áustria ([http://www.studio-international.co.uk/studio-images/shanghai\\_6b.asp](http://www.studio-international.co.uk/studio-images/shanghai_6b.asp))**

## 2.2 ESTADO DA ARTE: LAJES MISTAS

O desenvolvimento da forma de aço mista teve início com a empresa *Granco Steel Products Co.* nos anos de 1950. A primeira forma de aço foi chamada “COFAR”, que inicialmente usava barras de aço soldadas no topo da forma para ajudar a transferir o esforço de cisalhamento como relatado em Heagler (1993). Essa prática, porém, era muito

cara, o que obrigou as empresas a pesquisarem outros meios de transferência desse esforço.

Na década seguinte foi introduzida uma forma que utilizava a geometria trapezoidal ou reentrante para intertravar o concreto, como pode ser observado na Figura 2.9. Alguns fabricantes ainda fizeram recortes e estamparam mossas para melhorar a resistência ao cisalhamento. Nesta ocasião também houve começaram a utilizar conectores de cisalhamento quando os demais dispositivos não resistem a todo o esforço de cisalhamento longitudinal.



**Figura 2.9 – Geometria da forma de aço, a) Trapezoidal com mossas e b) reentrante com conectores de cisalhamento (Heagler, 1993).**

Muitos centros acadêmicos de pesquisa têm investigado o comportamento dos pisos mistos. Ao se criar um novo tipo de forma é necessário determinar a qual a resistência através de inúmeros testes. Estes testes são caros e trabalhosos, pois são muito específicos para cada tipo de forma, espessura, relevo e resistência do concreto.

Em 1967, a *American Iron and Steel Institute* (AISI) patrocinou uma pesquisa na Universidade do Estado de Iowa para desenvolver um procedimento de projeto padrão para lajes de pisos mistos. Foram realizados 353 testes de modelos de pisos mistos em escala real com várias configurações. A partir do desempenho das lajes testadas, Porter e Ekberg (1975)<sup>6</sup> *apud* Shen (2001) fizeram numerosas observações sobre o comportamento de lajes mistas. Eles determinaram que a ruptura ocorre de três modos:

- Ruptura por cisalhamento longitudinal na interface forma-concreto;
- Ruptura da seção por flexão;
- Ruptura por esmagamento da biela de concreto;

Outros pesquisadores, mais tarde, adicionaram o cisalhamento vertical como um possível modo de ruptura, mas é raramente alcançado antes dos outros modos, de acordo com Daniels & Crisinel (1988) e Porter & Ekberg (1975), que com base em pesquisas

<sup>6</sup> Porter, M. & Ekberg, C. 1975. *Design Recommendations for Steel Deck Floor Slabs*. Proceedings of the Third International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, pp. 761-791.

constataram que a ruptura por cisalhamento longitudinal é caracterizada pela formação de uma fissura por tensão diagonal no concreto abaixo ou próximo a um dos pontos de carga seguido de deslizamento relativo de extremidade. Essa distância da extremidade da laje até o suporte é chamada de vão de cisalhamento, como indicado na Figura 2.10.

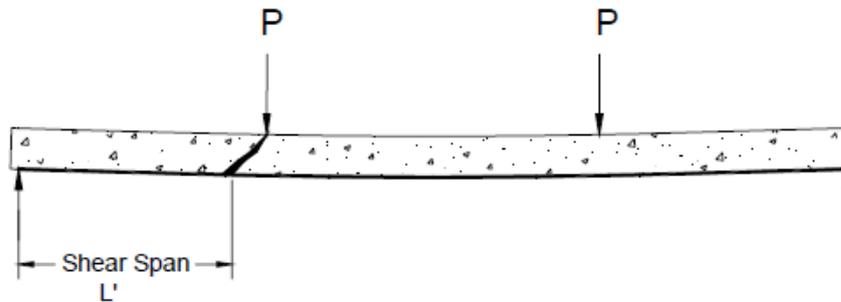


Figura 2.10 – Vão de cisalhamento (Shen, 2001).

O sistema não atinge a sua capacidade total de flexão porque, antes disso a interface forma de aço – concreto se rompe, fazendo com que o sistema passe a trabalhar como dois componentes isolados. A ruptura por flexão plena ocorre apenas quando há interação completa entre o concreto e os elementos de aço.

Inúmeros testes mostraram que a ruptura por cisalhamento longitudinal é, frequentemente, o modo de ruptura governante como constatado em Porter & Ekberg (1975), e Ong & Mansurt (1986). Portanto, a resistência da interface forma de aço - concreto é o foco de grande parte das pesquisas. Em Seleim & Schuster (1985)<sup>7</sup> *apud* Shen (2001) a sequência da ruptura por cisalhamento com cargas crescentes ocorre da seguinte maneira (Figura 2.11):

1. Os dispositivos de transferência de cisalhamento longitudinal são completamente eficazes e a transferência do esforço é completa;
2. Inicia-se a fissuração no ponto crítico, aumentando a diferença de tensão do concreto e da forma, o que aumenta a tensão na interface dos dois componentes, aumentando ainda mais as fissuras. A forma de aço e a laje de concreto começam a separar-se, diminuindo a eficácia das mossas;
3. Inicia o deslizamento relativo de extremidade entre o concreto e o aço, pois os dispositivos de transferência do esforço de cisalhamento falham completamente;
4. O grau de fissuração é inaceitável e o vão de cisalhamento é completamente separado da forma até a carga máxima.

---

<sup>7</sup> Seleim, S. and Schuster, R. (1985). *Shear-Bond Resistance of Composite Deck-Slabs*. Canadian Journal of Civil Engineering, National Research Council of Canada, Vol. 12, pp. 316-324.

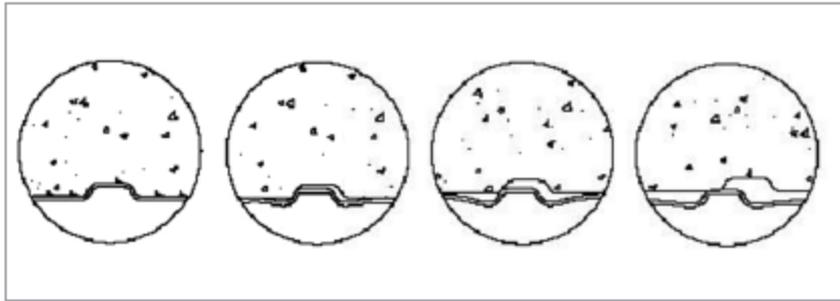


Figura 2.11 – Sequência da ruptura da laje mista por cisalhamento longitudinal (Ávila, et al. 2007)

Segundo Shen (2001), a pesquisa realizada no Estado de Iowa e, posteriormente, a pesquisa da Universidade de Waterloo desenvolveram três propostas de equações para a determinação da resistência ao cisalhamento:

Schuster (1970)<sup>8</sup>:

$$\frac{V_{u,s}}{b.d} = m \frac{d\sqrt{f'_c}}{L'} + k\rho \quad 2.1$$

Porter & Ekberg (1975) e (1976)<sup>9</sup>:

$$\frac{V_{u,s}}{b.d} = m \frac{d\rho}{L'} + k\sqrt{f'_c} \quad 2.2$$

Seleim (1979)<sup>10</sup>:

$$\frac{V_u}{b.d} = k_1 \frac{t}{L'} + k_2 \frac{1}{L'} + k_3 t + k_4 \quad 2.3$$

Sendo:

$V_u$ = resistência última da interface ao cisalhamento transversal (por unidade de largura)

$b$ = unidade de largura da laje

$d$ = espessura efetiva da laje

$s$ = espaçamento dos meios de transferência de cisalhamento

$m, k$ = parâmetros determinados experimentalmente

<sup>8</sup> Schuster, R. M. (1970). *Strength and Behavior of Cold-Rolled Steel-Deck Reinforced Concrete Floor Slabs*, Ph. D. Thesis, Iowa State University, Ames, IA.

<sup>9</sup> Porter, M. and Ekberg, C. (1976). *Design Recommendations for Steel Deck Floor Slabs*, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 102, pp. 2121-2136.

<sup>10</sup> Seleim, S. (1979). *Ultimate Shear-Bond Capacity of Composite Steel Deck Concrete Slabs*, M. A. Sc. Thesis, University of Waterloo, Waterloo, Ont.

$\rho$  = razão da área de aço pela de concreto  $\frac{A_s}{bd}$

$L'$  = Comprimento do vão de cisalhamento

$f'_c$  = resistência do concreto à compressão

O vão de cisalhamento,  $L'$ , é o comprimento crítico da laje sobre a qual a ruptura por cisalhamento longitudinal ocorre.  $L'$  para uma laje que tem uma carga uniformemente distribuída é determinada comparando a área do diagrama de cisalhamento para um caso de carga concentrada ao de um caso de carregamento uniformemente distribuído, com as reações de apoio iguais.  $L'$  é geralmente considerado como sendo um quarto do comprimento do vão total da laje para o caso de carregamento uniformemente distribuído, porém alguns pesquisadores argumentam que ele deve ser um terço do comprimento total. Para o caso de dois pontos de carga concentrada, o vão de cisalhamento é o comprimento do apoio da laje até o ponto de aplicação de carga como em Porter & Ekberg (1975).

As equações 2.1 e 2.2 estão na forma familiar de uma equação para uma reta linha: " $y = mx + k$ ", onde " $m$ " é o coeficiente angular, representando a inclinação da resta e " $k$ " é o coeficiente linear, representando a interceptação no eixo  $y$  pela reta. Estes métodos requerem uma série de testes em escala real de lajes para um tipo particular de forma (caracterizado por fatores tais como relevo geometria, condições de superfície, tensão de escoamento do aço, resistência à compressão do concreto, espessura e largura da forma), enquanto se varia o vão de cisalhamento e área de reforço, numa série de eixos que inclui a contribuição desses parâmetros para o modelo. O terceiro método é semelhante, mas também considera o efeito da variação da espessura da forma de aço. Os dados de teste devem cobrir uma gama de valores dos eixos  $x$  e  $y$  para uma melhor representação do comportamento da laje. Em  $y$  são os valores de  $\frac{V_{u,s}}{b \cdot d}$  e em  $x$  são plotados os valores de  $\frac{A_p}{bL_s}$ .

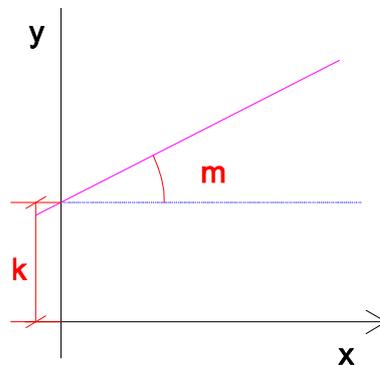


Figura 2.12 – Gráfico genérico dos parâmetros m-k

Porter & Ekberg (1975) recomendam a realização de pelo menos oito ensaios de cada espessura e tipo de produto. A regressão linear dos dados fornece os valores de " $m$ " e " $k$ " e uma análise de regressão multi-linear dá valores para  $k_{1,2,3,4}$ .

Seleim & Schuster (1985) avaliaram as equações 2.1, 2.2 e 2.3 com dados de teste de 196 ensaios realizados na Universidade do Estado de Iowa e na Universidade de Waterloo. Eles compararam três conjuntos de dados:

Série 1) Modelos com mesma espessura de chapa e variando o tipo de forma, mossas ou geometrias variadas;

Série 2) Modelos com formas do mesmo tipo, mas com espessuras de chapas diferentes;

Série 3) Modelos com mesmo tipo de forma e espessura, mas variando o comprimento do vão de cisalhamento.

Todas as três equações de resistência ao cisalhamento deram forças laje que se correlacionavam bem com os resultados experimentais no primeiro conjunto. No segundo conjunto a equação de Seleim (1979) teve uma melhor correlação, o que explica a restrição para as primeiras duas equações de que os modelos devem ter a espessura da forma constante para criar a regressão linear.

A terceira comparação foi avaliada somente com as equações de Seleim (1979), eq. 2.3, que mostrou correlação com o resultado de testes dentro de uma faixa de 15%. Seleim & Schuster (1985) concluíram que nem a taxa de armação, nem a resistência à compressão do concreto tem uma influência significativa sobre a resistência ao cisalhamento, mas a espessura da forma sim é um parâmetro governante.

Embora os métodos acima tenham mostrado eficácia na predição experimental da resistência da laje mista, não houve um consenso no caso de lajes contínuas. Alguns pesquisadores acreditam que os ensaios com modelos de lajes de apenas um vão simplesmente apoiado não representam bem modelos de lajes com vãos contínuos. Essa crença parte do pressuposto de que as lajes mistas teriam uma resistência ao cisalhamento adicional, pois a continuidade dos vãos iria impedir o deslizamento relativo de extremidade.

No início dos anos 1970 o *Steel Deck Institute* patrocinou uma pesquisa sobre lajes mistas na Universidade de West Virginia para melhor prever as lajes mistas em situação real. Esta pesquisa envolveu o teste de 25 modelos de lajes, todos com dois vão simples e dois vãos contínuos de largura variável onde as mossas da forma atuaram apenas como reforço. Os relevos das mossas eram, geralmente, horizontais ou verticais. A análise foi

baseada na limitação de tensões nas fibras extremas e na consideração da ruptura por cisalhamento.

Luttrell & Davison (1973)<sup>11</sup> *apud* Shen (2001) realizaram uma exaustiva análise sobre os resultados desses e de outros 18 testes realizados pela Universidade de West Virginia. A ruptura das lajes com mossa ocorreu de forma mais gradual do que os modelos sem mossa, essas lajes continuavam a sustentar a carga mesmo após o deslizamento relativo de extremidade ter iniciado. Os pesquisadores concluíram que os relevos não só aumentaram a força, fornecendo resistência ao cisalhamento por meios mecânicos, mas também aumentaram a rigidez das nervuras da forma. Uma maior rigidez nas nervuras impede o deslocamento entre o concreto e a forma de aço quando a forma começa a deslizar horizontalmente. Os relevos mais profundos e chapas mais grossas também melhoraram o desempenho dos modelos. Também foi observado que formas mais profundas tendem a ter maior separação vertical, quando deslizam horizontalmente. Lajes mais profundas oferecem maior resistência ao cisalhamento permitindo que se chegue mais próximo da ruptura por flexão.

Luttrell (1987)<sup>12</sup> *apud* Shen (2001) também fez algumas observações sobre as condições de ancoragem na extremidade dos modelos de lajes:

- Ele determinou que as lajes contínuas têm capacidade cerca de 10% a 15% maior que os modelos de vãos simples.
- A utilização de conectores de cisalhamento no apoio das lajes aumentou significativamente a resistência.

A investigação das condições ancoragem na extremidade continuou mais tarde em Virginia Polytech com modelos de vãos contínuos com diferentes condições de ancoragem na extremidades com os trabalhos de Easterling & Young (1992). Os dispositivos de ancoragem na extremidade servem para impedir o deslizamento relativo de extremidade que acontece entre o concreto e a forma de aço, fazendo com que a laje mista tenha um desempenho melhor. Um modelo com um número suficiente de conectores de cisalhamento consegue atingir a capacidade de flexão máxima.

Luttrell (1987) também observou que as três fases de resistência ao cisalhamento são sequenciais, não aditivas e ocorrem na seguinte ordem:

---

<sup>11</sup> Luttrell, L.D. & Davison, J.H. (1973). *Composite Slabs with Steel Deck Panels*, Proceedings of the Second International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, pp. 573-603.

<sup>12</sup> Luttrell, L. D. (1987). *Flexural Strength of Composite Slabs*, *Composite Steel Structures - Advances, Design and Construction*, Elsevier Science Publishing Co., Inc., pp. 106-116.

1ª fase: ligação química

2ª fase: resistência mecânica de mossas e atrito e

3ª fase: conectores de cisalhamento (se aplicável).

Tanto em Luttrell (1987) como em Seleim (1985) conclui-se que a resistência ao cisalhamento apresenta pouca dependência da resistência a compressão do concreto. Mais tarde, Daniels (1988)<sup>13</sup> *apud* Shen (2001) também chegaram a mesma conclusão. Luttrell (1987) acreditou que esta não dependência deve-se ao fato da ruptura raramente ocorrer devido a resistência do concreto, pois geralmente quando ocorre a flexão, a forma de aço se separa do concreto.

Luttrell (1987) e Luttrell & Davison (1973) também concluíram que relevos de mossas verticais são em média 50% mais eficazes que relevos horizontais na contribuição para a resistência ao cisalhamento. Porém, os relevos horizontais resistiram melhor à separação vertical, assim, também contribuindo o comportamento conjunto da laje mista.

Em Stark (1978)<sup>14</sup> *apud* Shen (2001) também realizou-se uma investigação experimental do comportamento de lajes mistas. Esse estudo classificou as lajes mistas como dúcteis ou frágeis baseando-se no conceito de que o comportamento é frágil quando a capacidade máxima a flexão é alcançada, logo após a ruptura da resistência da interface ao cisalhamento ou do deslizamento ter se iniciado. Geralmente, nesses casos a carga cai bruscamente. Quando a laje é dúctil, pelo contrário, continua a sustentar a carga mesmo após deslizamento ter iniciado, e a forma e o concreto já não tem uma linha neutra comum. O Eurocode 4-1-1 (2004), mais tarde, definiu que um comportamento é dúctil quando a carga de ruptura é 10% maior que a carga no início do deslizamento relativo de extremidade. O deslizamento inicial foi definido por Veljkovic (1994), como sendo 0,5 mm. Porém, atualmente o Eurocode 4-1-1 (2004) adota 0,1 mm.

Stark (1978) também determinou que as formas com geometria reentrantes evitam a separação vertical entre o aço e o concreto. Outro meio de melhorar a resistência ao cisalhamento é a utilização de conectores de cisalhamento nos apoios da forma de aço. Também, a falta de travamento lateral dos modelos de testes pareceu causar instabilidade das nervuras das bordas dos modelos de lajes, resultando em ruptura antecipada. As lajes em situação real, porém, possuem um travamento lateral proporcionando pelas vigas metálicas.

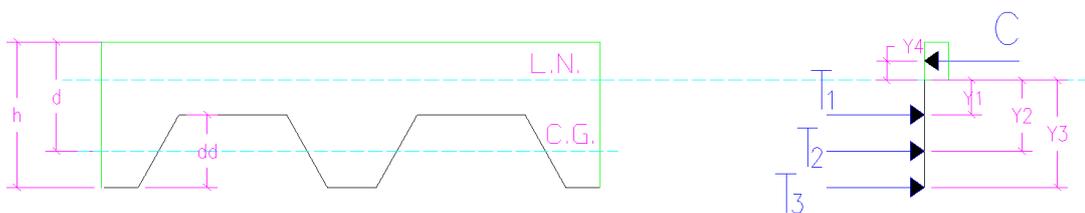
---

<sup>13</sup> Daniels, B. J. (1988). *Shear Bond Pull-Out Tests for Cold-Formed-Steel Composite Slabs*, ICOM Publication No. 194, Ecole Polytechnique Federale De Lausanne

<sup>14</sup> Stark, J. W. B. (1978). *Design of Composite Floors with Profiled Steel Sheet*, Fourth Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, pp. 893-922

Três componentes compreendem a resistência ao cisalhamento: atrito, aderência química, e intertravamento mecânico. Os efeitos de atrito são maiores nos apoios onde a força normal é maior, mas o atrito também atua ao longo do vão se a forma tem geometria reentrante. Quando o coeficiente de atrito é desconhecido, ele pode ser tomado entre 0,5 e 0,6 de acordo com alguns pesquisadores. A aderência química é frágil e de difícil precisão, uma vez que depende do processo de cura do concreto e das condições de superfície da forma de aço. O intertravamento mecânico é a resistência ao deslizamento mecânico por meio de obstáculos, tais como mossas na forma, barras transversais soldadas na forma de aço (uma prática já não é utilizada devido ao custo), aberturas feitas nas nervuras das formas de aço ou conectores de cisalhamento.

Em Luttrell & Prasannan (1984)<sup>15</sup> *apud* Shen (2001) foi reconsiderada a suposição de que na flexão, a laje se comporta como uma seção de concreto armado com uma força de tração atuando em seu centróide. Os autores argumentaram que a forma de aço se comporta de maneira diferente daquela observada quando se incorpora barras de aço, pois a forma de aço é ligada somente em uma superfície e é livre para deslizar na outra superfície. Por conseguinte, a geometria da forma tem um grande efeito sobre a resistência ao cisalhamento. Os pesquisadores também desenvolveram a equação 2.5 para prever a resistência máxima ao momento fletor com base em uma área transformada, dividindo a força de tração da forma para cada uma das partes da forma (T1 e T3) e para a parte lateral da nervura (T2), separadamente. Este método resulta em três forças de tração com seus respectivos braços de alavanca,  $y_1$ ,  $y_2$  e  $y_3$ , como mostrado na Figura 2.13. Este desenvolvimento é particularmente vantajoso para prever o desempenho de uma forma recém criada sem ter que realizar dispendiosos testes em grande escala.



**Figura 2.13 – Seção de laje com a distribuição de força (Luttrell & Prasannan, 1984).**

$$M_{et} = T_1 y_1 + T_2 y_2 + T_3 y_3 + C y_4$$

2.4

<sup>15</sup> Luttrell, L. D. & Prasannan, S. (1984). *Strength Formulations for Composite Slabs*, Proceedings of the Seventh International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, pp. 573-603.

Para incluir o efeito da remoção do escoramento:

$$M'_f = M_f - M_s \quad 2.5$$

$M_s$  = Momento de remoção do escoramento

O momento resiste para a carga aplicada será:

$$M_t = KM'_f - k_4 S' \quad 2.6$$

$S'$  = Redução do comprimento do vão de cisalhamento,  $L/2-L'$

$$K = \frac{k_3}{k_1 + k_2} \quad 2.7$$

$k_1$  e  $k_2$  correspondem à qualidade do relevo das mossas e outros parâmetros da forma.  $k_3$  descreve o número de planos de cisalhamento em relevo disponíveis para a transferência de cisalhamento.  $k_4$  considera a influência do comprimento do vão de cisalhamento e a profundidade da forma.

Outros pesquisadores continuaram a estudar o comportamento dos modelos em escala real, obtendo as seguintes conclusões adicionais:

- De acordo com Daniels (1988) e Daniels & Crisinel (1988) a ruptura por flexão ocorreu em modelos com vão de cisalhamento muito longo, correspondentes a valores de tensão de cisalhamento baixo e a plastificação da forma. O comportamento era dúctil.

- Em Daniels & Crisinel (1988) os modelos que tiveram ruptura de cisalhamento horizontal eram dúcteis e tinham o vão de cisalhamento maior.

- Também de acordo com Daniels & Crisinel (1988), as nervuras da forma deformam elasticamente até a carga última. A ruptura por esmagamento do concreto só ocorre quando os relevos são mais profundos.

- Patrick & Bridge (1988) afirmam que lajes com formas simples e sem mossas chegam à ruptura antes de atingir a capacidade plástica completa, demonstrando a necessidade de mossas e dispositivos de ancoragem de extremidade.

- Em Daniels & Crisinel (1993b) constatou-se que a localização das cargas concentradas teve maior efeito sobre o comportamento do que o número de cargas

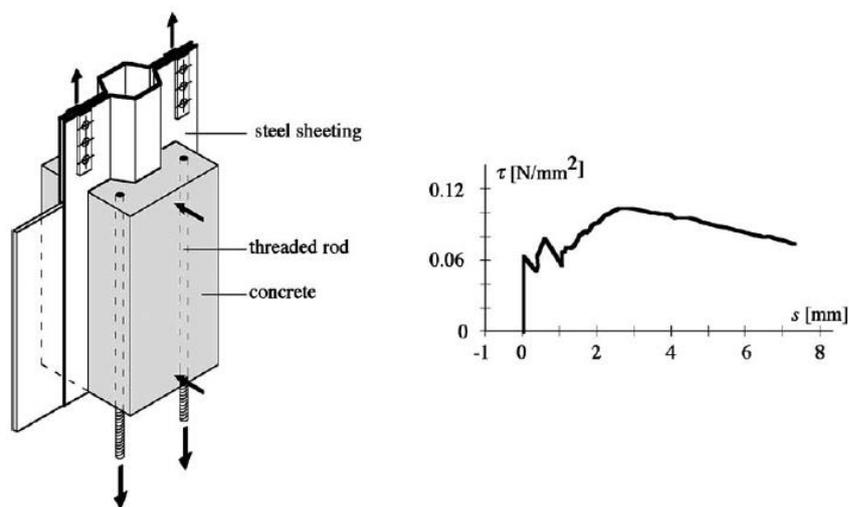
- De acordo com a pesquisa de Daniels & Crisinel (1993b), a tensão de escoamento da forma tem grande influência na resistência do modelo.

- Outra constatação importante realizada em Tenhovuori e Laeskela (1998) diz que maiores profundidades de lajes conduzem a maior resistência ao cisalhamento longitudinal.

Daniels & Crisinel (1993a) desenvolveram um método numérico de análise que requer somente testes de cisalhamento tipo push-off e pull-out, que é aplicável a vãos contínuos e vãos simples. A vantagem do método é que não requer ensaios de lajes mistas

em escala real. Esse teste desenvolvido determina a resistência das mossas e da ancoragem de extremidade. Segundo os pesquisadores é possível determinar a capacidade resistente das lajes usando o método desenvolvido por eles, e ainda com aplicações em lajes com vão contínuos, com ancoragem de extremidade e lajes com barras de aço.

Os ensaios em pequena escala tipo *pull-out* (Figura 2.14) são uma alternativa aos ensaios em escala real por serem mais baratos e mais rápidos de serem realizados. Além de que, muitas vezes, podem levar em consideração as variáveis que os modelos usuais como o método m-k e da interação parcial não levam em conta, como, por exemplo, o atrito e a ancoragem de extremidade.



**Figura 2.14 - Modelo, tensão de cisalhamento horizontal e deslizamento em teste tipo pull-out desenvolvido por (Daniels B. J., 1990)**

Com o objetivo de também criar um novo método para o cálculo de lajes mistas, Crisinel & Marimon (2004) desenvolveram um método de análise das lajes mistas que tem como dados de entrada os resultados de ensaios dos materiais e de ensaios tipo *pull-out*, onde a forma de aço é modelada como uma seção I com a mesma área e momento de inércia da forma original. Similarmente, o concreto é modelado como uma seção retangular com momento de inércia e área iguais ao original da laje mista. É obtido uma relação momento-curvatura na seção crítica da laje mista. Diferentemente de outros métodos propostos, este método não depende de simulações numéricas. Esse estudo levou o nome de Novo Método Simplificado para o projeto de lajes mistas.

As propriedades da interface forma de aço e concreto são dados de entrada para esse Novo Método Simplificado. Estes dados podem ser obtidos a partir de ensaios em pequena escala tipo *pull-out*, de onde se obtêm dois dados: a carga aplicada aos blocos de concreto e o deslizamento relativo entre a forma de aço e o concreto. Com essas duas

informações tem-se a tensão de cisalhamento longitudinal, um modelo elasto perfeito que pode ser usado para descrever a relação s-s na interface.

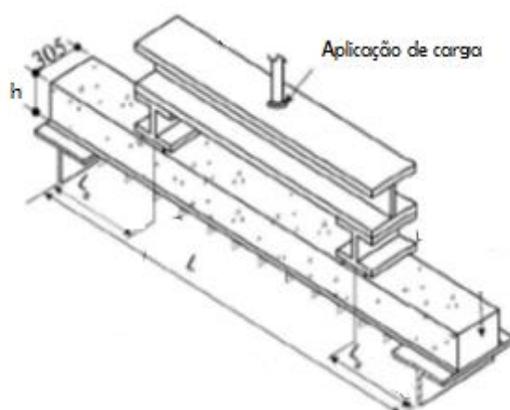
Também é possível incluir a influência da resistência de atrito concentrada que pode ocorrer ao longo dos apoios da laje mista no Novo Método Simplificado.

O Novo Método Simplificado apresentado neste documento facilita o cálculo da capacidade de carga de lajes mistas considerando três fases do comportamento do momento-curvatura  $M-\phi$  observado nas seções transversais críticas. Exige conhecimento das dimensões geométricas da laje, as propriedades do material (aço e concreto) e o comportamento da interface forma de aço e concreto, conforme determinado em ensaios de modelos em pequena escala.

Segundo Crisinel & Marimon (2004), alguns aspectos técnicos exigem uma análise mais aprofundada a fim de melhorar a confiança no método e aumentar a gama de aplicabilidade, sendo eles:

- O efeito da distribuição da tensão de cisalhamento ao longo do comprimento do vão de cisalhamento da laje;
- O efeito da separação vertical entre a forma de aço e o concreto;
- A redução da eficiência do intertravamento entre as mossas da forma de aço e o concreto, devido à curvatura do modelo quando flexionado;
- A generalização do método para outras seções transversais que não sejam seções críticas, e para outros arranjos de carregamentos (isto é, cargas não uniformemente ou assimetricamente distribuídas), e;
- A adaptação do procedimento de ensaios *pull-out* para modelos com comportamento frágil.

Abdullah & Easterling (2007) também estudaram um novo método de teste de modelos em pequena escala, que consistia em um teste à flexão de uma laje bi-apoiada com vão simples. O diferencial deste modelo é possuir a largura muito menor que os modelos usuais, a Figura 2.16.



**Figura 2.15 – Modelo de teste em pequena escala ( Abdullah & Easterling, 2007)**

Os estudos referentes a lajes mistas, especialmente lajes mistas para pisos mistos de pequena altura, são ainda muito recentes comparados aos sistemas estruturais existentes. Esse sistema requer ainda muitas pesquisas para que seja largamente utilizado, principalmente no Brasil. Existem alguns parâmetros ainda não compreendidos completamente pela comunidade técnica, como exemplo a interface forma de aço e concreto, e a eficiência dos dispositivos de ancoragem final. É necessária a elaboração de um método de cálculo para a avaliação e quantificação desses efeitos no dimensionamento das lajes mistas.

### **2.3 LAJES MISTAS PARA PISOS MISTOS DE PEQUENA ALTURA**

O piso misto de pequena altura, de acordo com De Nardin (2007), é uma variação do piso misto comum, pois neste a laje se apoia sobre a mesa inferior da viga metálica, diminuindo assim a altura total do piso, proporcionando um aspecto semelhante a uma laje/pavimento plano como mostra a Figura 2.15.



**Figura 2.16 – Esquema geral de um sistema de piso misto de pequena altura (De Nardin, 2007)**

De início a principal característica desse sistema era proporcionar uma pequena altura em relação ao sistema usual de aço. Porém, segundo Lawson *et al.* (1999), verificou-se que o parcial encamisamento da viga pelo concreto no sistema utilizando a laje mista proporciona uma resistência ao fogo de 60 minutos sem nenhuma proteção adicional.

Entretanto, 90 minutos de resistência podem ser obtidos se caso houver um reforço adicional de barras paralelas à viga no concreto encamisado. A laje pode ainda obter uma resistência de 120 minutos dependendo da quantidade de barras usadas para o reforço. Outro benefício mencionado pelo autor é que esse sistema elimina a viga abaixo da laje, conseguindo assim um piso liso ou com nervuras de mínima altura e ainda uma proteção mínima necessária contra incêndios.

As pesquisas sobre o comportamento estrutural do sistema de pisos mistos de pequena altura são recentes e ainda há muito a pesquisar para a elaboração de critérios de dimensionamento. Não existem ainda modelos de cálculo para os pisos mistos de pequena altura. Há uma dificuldade na elaboração desses modelos, pois se utiliza um perfil de aço parcialmente revestido com concreto em que existem múltiplas interfaces de contato entre os dois materiais.

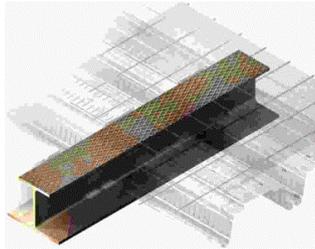
Um das vantagens dos sistemas de piso misto de pequena altura é que apresentam uma grande variedade de composições. Com o início da utilização das vigas chamadas vigas “chapéu” na década de 80 nos países nórdicos, surgiram diversas alternativas para a composição de pisos mistos de pequena altura. De acordo com De Nardin (2007) há uma preferência de uso de perfis mais leves nos países nórdicos que os utilizados no Reino Unido, estes perfis são obtidos pela soldagem entre perfis pré-existentes e chapas de aço.

Há uma grande variedade de composições entre as vigas e lajes dos sistemas mistos de pequena altura. O sistema chamado IFB<sup>®</sup>, por exemplo, é composto por vigas IFB<sup>®</sup> e lajes alveolares pré-moldadas protendidas. A viga IFB<sup>®</sup> é composta por um perfil I laminado, cortado ao meio (na horizontal) e ao qual é soldada uma chapa plana com largura maior que a da mesa superior. O sistema Slimflor<sup>®</sup> é composto por uma viga I com mesas desiguais e por uma laje que pode ser mista ou de painéis alveolares pré-moldados de concreto. Os sistemas citados anteriormente encontram-se ilustrados na Figura 2.18.

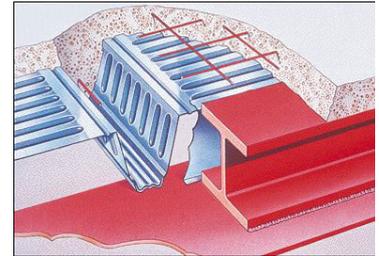
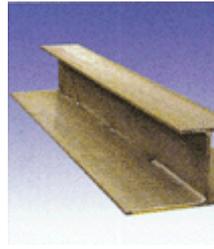
O sistema Slimdek<sup>®</sup> é composto de vigas assimétricas ASB<sup>®</sup> e laje mista de concreto com forma de aço incorporada (Figura 2.19). As formas de aço utilizadas para a confecção das lajes mistas são bem mais altas que as utilizadas em lajes mistas posicionadas sobre a viga de aço e as nervuras na face externa da mesa promovem o comportamento misto, pois favorecem a aderência aço-concreto.

No Brasil, na cidade de Belo Horizonte, foi construído um edifício utilizando piso misto de pequena altura constituído por vigas metálicas e laje mista com forma nervurada como relatado em Queiroz et al.(1998). O concreto da laje fazia a mesa superior do perfil e não foi considerado o comportamento misto aço-concreto. Armaduras superiores da laje

perpendicularmente à alma da viga apresentam continuidade; foram utilizados conectores de cisalhamento soldados tanto na alma quanto verticalmente na mesa inferior da viga. O projeto dos pisos mistos de pequena altura depende essencialmente do tipo de viga e laje utilizadas. Por exemplo, quando o piso misto é composto por perfis tipo ASB® e lajes mistas com forma incorporada, o comportamento misto é conseguido apenas pelas nervuras executadas na face externa da mesa superior.



a) Sistema IFB®



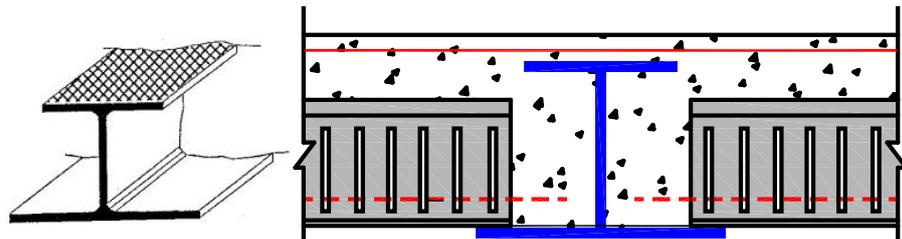
b) Sistema Slimfloor®



c) Sistema Slimdek®

d) Sistema utilizado no Brasil  
(QUEIROZ et al., 1998)

**Figura 2.17 - Exemplos de sistemas estruturais mistos de pequena altura (De Nardin, 2007)**



**Figura 2.18 – Piso misto com viga ASB® e laje mista com forma incorporada (De Nardin, 2007)**

Em Lawson et al. (1999) é recomendado que o piso misto de pequena altura tenha altura entre 290 e 320 mm de altura total para um perfil laminado assimétrico com 280 mm de altura e forma de aço com 225mm por causa das necessidades estruturais, acústicas e de resistência ao fogo.

## 2.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE A LAJE MISTA AÇO-CONCRETO

A laje mista como “um sistema de laje de concreto usual ou leve colocado permanentemente sobre a forma de aço dobrada a frio onde essa forma tem duas funções: agir como forma durante a concretagem e armadura positiva para a laje em serviço”. Segundo Abdullah (2004), o tipo de perfil, a resistência e a espessura da forma de aço, o comprimento do vão e detalhes de construção influenciam a resistência e o comportamento das lajes mistas, e determinam se a forma de aço deve ser ou não escorada durante a construção.

As lajes mistas, objeto de estudo deste trabalho, são aquelas constituídas pela forma de aço incorporada e o concreto. Na fase inicial, antes do concreto atingir 75% da resistência à compressão especificada, a forma atua isoladamente funcionando como suporte para cargas permanentes e sobrecargas de construção, e após a cura do concreto atua como parte ou toda a armadura de tração da laje.

O dimensionamento da laje mista é realizado em duas fases: a fase inicial, antes da cura do concreto, que consiste na forma analisada isoladamente, e a fase final, após o endurecimento do concreto, onde a análise é feita considerando o sistema misto.

As formas de aço devem ser fabricadas com chapas de aço estrutural que atendam aos requisitos da norma brasileira ABNT NBR 14762 (2010). Geralmente uma galvanização, com massa total de 275 g/m<sup>2</sup> de zinco, considerando-se ambas as faces, normalmente é suficiente em ambientes não agressivos. Em outros ambientes, pode-se aumentar adequadamente a massa de zinco ou usar, adicionalmente à galvanização, pintura apropriada para manter a integridade da forma. A ABNT NBR 8800 (2008) diz que proteções diferentes das citadas somente podem ser usadas caso seja demonstrado por estudos apropriados que a integridade da forma será mantida pelo período de tempo desejado.

Geralmente, a espessura da forma de aço tem entre 0,75mm a 1,20mm, acrescida do revestimento de zinco que tem entre 0,04mm a 0,05mm. A espessura considerada nominal é a soma do núcleo de aço com a camada de zinco. Portanto uma chapa de espessura de 0,8mm de aço zincado tem 0,75mm de núcleo de aço e um revestimento de zinco de 0,05mm somando os dois lados. A espessura a ser considerada no dimensionamento é a espessura do núcleo de aço sem o revestimento de zinco.

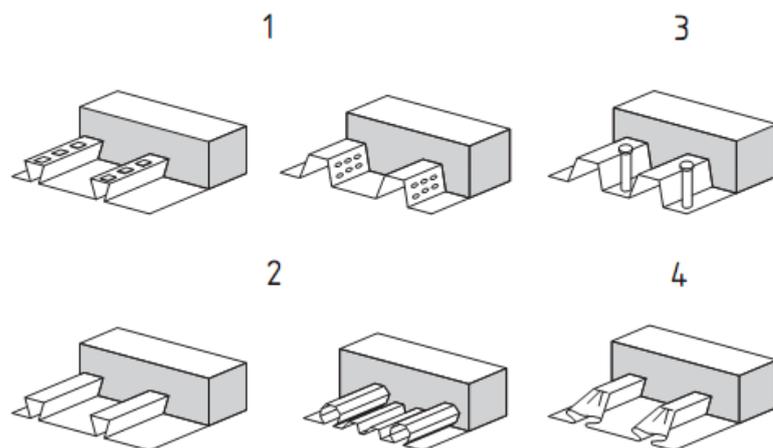
Os índices de esbeltez dos elementos componentes da seção transversal são em geral bastante altos, em virtude da relação entre a largura dos trechos planos e a espessura das chapas, fazendo com que as tensões que provocam a flambagem local sejam inferiores à tensão de escoamento do aço. A seção, portanto, está sujeita a flambagem local no regime elástico, caracterizando-se na fase de construção como esbelta. O cálculo de

seções Classe 4 é bastante complexo, envolvendo usualmente o método iterativo, de aproximações sucessivas. A ABNT NBR 14323: 2003 permite que estas seções sejam calculadas por norma brasileira específica, ou por normas e especificações estrangeiras. Entre elas as especificações do Eurocode 3-1-1: 2005.

A norma brasileira ABNT NBR 8800: 2008 recomenda que a aderência química natural entre a forma de aço e o concreto não é suficiente para garantir a transferência dos esforços de cisalhamento. Esta deve ser garantida por meio do intertravamento mecânico entre as mossas na forma de aço trapezoidal ou pelo atrito devido ao confinamento do concreto nas formas de aço do tipo reentrante.

De acordo com Queiroz *et al.* (2001), existem outros meios além dos citados que podem ser utilizados para garantir o comportamento misto desde que sejam feitos ensaios e análises. O conector de cisalhamento compartilhado com a viga mista de apoio é um exemplo.

A forma de aço utilizada nos sistema de piso misto deve ser dimensionada em duas fases: uma antes e outra após a cura do concreto. A forma deve ser capaz de transmitir as forças horizontais de cisalhamento entre a interface da forma e o concreto. Porém a aderência natural existente entre eles não é considerada efetiva para a consideração de uma ligação mista. O comportamento misto entre o perfil da forma e o concreto deve ser assegurado por uma ou mais maneira, sendo algumas delas ilustradas na Figura 2.21. Os três primeiros tipos são os mais usados.



**Figura 2.19– Tipos de formas de aço para lajes mista ( Eurocode 4-1-1, 1990)**

- 1 – intertravamento mecânico por meio de mossas e reentrâncias na forma;
- 2 – intertravamento por atrito por meio de reentrâncias;

3 – ancoragem de extremidade por meio de conectores de cisalhamento soldados, só pode ser usado em combinação com 1 ou 2;

4 – ancoragem de extremidade por meio de amassamento da extremidade da nervura da forma, só pode ser utilizado em combinação com 2.

Com base na classificação do Eurocode 4-1-1 (2004), a laje pode ter interação de cisalhamento total ou parcial. Uma laje tem interação de cisalhamento total se um aumento na resistência ao cisalhamento longitudinal não aumentar a resistência a flexão, caso contrário a interação de cisalhamento será parcial.

Para a análise da laje mista, o Eurocode 4-1-1 (2004) permite a utilização, para os estados limites últimos de análise elástica linear com ou sem redistribuição, análise global plástica rígida, sendo previsto que as seções onde as rotações plásticas são requeridas tenham capacidade e resistência de rotação suficiente ou ainda, a análise elástica-plástica levando em consideração a não-linearidade dos materiais. Para o estado limite de serviço podem ser utilizados os métodos de análise linear. Se os efeitos da fissuração do concreto são negligenciados para o ELU, o momento fletor no apoio interno pode ser reduzido em mais de 30% e o correspondente aumento feito para o menor momento fletor nos vãos adjacentes.

De acordo com o Eurocode 2-1-1 (1992), análises plásticas sem qualquer verificação da capacidade de rotação podem ser usadas para a verificação no estado limite de serviço, se a armadura for de aço Classe C, devendo-se utilizar o procedimento contido no Anexo C para vãos não superiores a 3,0m. A laje contínua pode ser dimensionada como uma série de vãos simplesmente apoiados, sendo necessário uma armadura adicional nos apoios intermediários.

A largura das fissuras em regiões de momento fletor negativo de lajes deve ser verificada segundo as prescrições da Eurocode 2-1-1 (1992), assim como, quando lajes contínuas são dimensionadas como simplesmente apoiadas. Nesse caso, a área da seção transversal da armadura anti-fissuração acima da nervura não deve ser inferior a 0,2% da área transversal do concreto acima das nervuras para construção não-escorada e de 0,4% desta área de construção sustentada.

O trabalho de Marimuthu *et al.* (2007) trata do estudo das fases da laje mista, em que o comportamento misto entre a forma de aço e a laje de concreto é o foco principal. De acordo com as análises realizadas, existem três fases distintas na ação estrutural do sistema de laje mista. Na primeira fase, durante a fase de construção, o perfil da forma deve resistir adequadamente o concreto fresco durante a concretagem. Quando a laje apresenta

comportamento conjunto, a laje mista formada pelo concreto e pela forma de aço deve resistir às cargas impostas na laje, compondo a segunda fase. Por fim, a terceira fase é a de ação mista com a viga, que atua em comportamento conjunto com o concreto através dos conectores de cisalhamento, sendo que não é necessário que a terceira fase exista.

### 2.4.1 MODOS DE RUPTURA DA LAJE MISTA

Reconhece-se que as lajes mistas submetidas à flexão podem exibir três principais modos de ruptura: ruptura por flexão na seção 1-1; ruptura por cisalhamento vertical, seção 2-2, e ruptura por cisalhamento horizontal na seção 3-3 como mostrada na Figura 2.22.

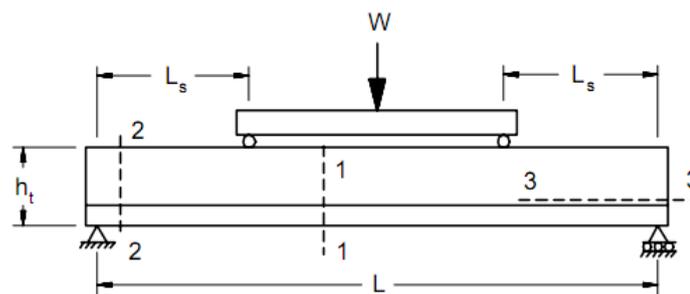


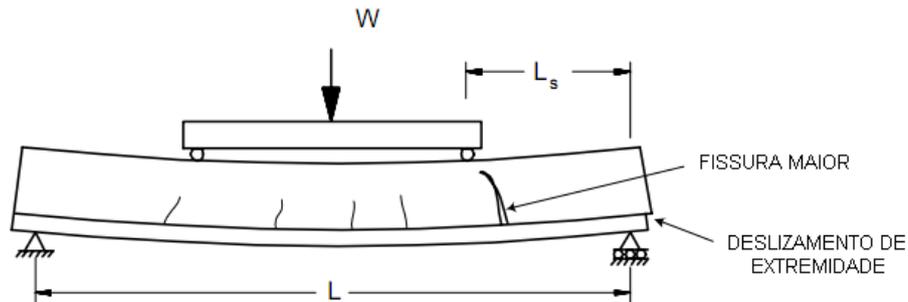
Figura 2.20 – Modos de ruptura da laje mista ( Johnson, 1994)

A ruptura por flexão (modo 1) ocorre quando há interação completa na interface concreto e forma de aço. Esse tipo de ruptura usualmente ocorre em lajes com grandes vãos e com pequenas alturas. A análise para este tipo de ruptura é muito fácil, em que usualmente um reforço no concreto pode ser feito como descrito em Easterling & Young (1992). A ruptura por flexão, entretanto, não é o critério de dimensionamento dominante porque a interação entre o aço e o concreto é usualmente parcial e o comprimento da laje é sempre limitado pelos estados limites de serviço. A norma brasileira NBR 8800: 2008 aborda somente o dimensionamento de lajes mistas com interação completa.

Segundo Shen (2001), a característica do segundo modo, é a ruptura por cisalhamento vertical. Para que o modo de ruptura 2 seja predominante, a laje tem que ter vão curto e grandes alturas e ser submetida a altas cargas concentradas perto dos apoios. Este tipo de ruptura não é comum em construções, portanto, ele não tem sido objeto de muitas pesquisas. O efeito é tipicamente ignorado no dimensionamento, porém não na norma brasileira ABNT NBR 8800: 2008.

O modo de ruptura 3, que é a ruptura por cisalhamento horizontal ou ruptura da interface aço-concreto por cisalhamento como é comumente referido, é o modo mais provável de ocorrer em sistemas de lajes mistas submetidas a cargas verticais como constatado por Porter & Ekberg (1978) e Schuster (1970). Este é caracterizado pelo desenvolvimento de uma fissura diagonal sob ou perto da carga concentrada

imediatamente antes da ruptura, seguido por um deslizamento na extremidade observado entre a forma de aço e o concreto, no vão de cisalhamento,  $L_s$ , como ilustrado na Figura 2.23.



**Figura 2.21 - Ruptura por cisalhamento horizontal**

A resistência e o comportamento das lajes mistas dependem de vários fatores importantes como dispositivos de transferência de cisalhamento, espessura da forma de aço e espessura da laje. Os dispositivos de transferência de cisalhamento são usualmente a combinação da chapa de aço da forma, mossas ou relevos na superfície e dispositivos de ancoragem de extremidade.

Outros fatores que influenciam o desempenho da laje são o acabamento superficial da forma de aço, resistência do aço, e a densidade, resistência e idade de cura do concreto. Seleim & Schuster (1986), entretanto, relatam que a taxa de armadura, e a resistência à compressão do concreto tem significativa influência na resistência na interface de cisalhamento da laje mista, porém a espessura da forma de aço é um parâmetro governante. Outras pesquisas também confirmam que a resistência do concreto não afeta significativamente o desempenho da laje como Daniels (1988), Luttrell (1987) e Veljkovic (1994)<sup>16</sup> *apud* Shen (2001).

## 2.4.2 CISALHAMENTO LONGITUDINAL EM LAJES MISTAS

A resistência da interface da forma de aço e o concreto ao cisalhamento longitudinal pode ser dividida em três componentes chamados de aderência química, atrito e o

<sup>16</sup> Veljkovic, M. 1994. *Sheeting-Concrete Interaction Performances in the Composite Floor Slab*, Nordic Concrete Research, pp.18.

intertravamento mecânico. Como explanado por Burnet (1998)<sup>17</sup> *apud* Abdullah (2004) , a aderência química é resultante da aderência natural da pasta de cimento com a chapa de aço. Essa aderência exerce uma resistência ao cisalhamento impedindo o deslizamento na interface forma de aço e o concreto. Uma vez que esta aderência chega a ruptura, o deslizamento é iniciado e a resistência da na interface forma de aço e concreto é reduzida a zero e não é recuperada. A resistência pelo atrito é uma resultante direta da aplicação de forças normais a laje, que agem perpendicularmente na interface aço com concreto. Esta resistência é diretamente proporcional à força normal, então se a força normal é zero, a força de atrito também é zero.

A resistência devido ao intertravamento mecânico existe devido ao intertravamento físico entre a forma de aço e o concreto. O intertravamento é desenvolvido com o resultado da ação de travamento causada pela flexão da forma de aço, e a partir do atrito entre a chapa de aço e o concreto devido às ranhuras da superfície da forma, tais como o relevo e as mossas na superfície da forma de aço.

A interação entre a chapa de aço e o concreto é complexa e dificulta a obtenção de um modelo matemático. Como resultado, os procedimentos de dimensionamento e análise disponíveis hoje dependem dos dados de ensaios para considerar a interação dos parâmetros.

A ação conjunta dos elementos de concreto e de aço depende de uma adequada transferência de forças horizontais entre estes dois elementos. Essa ação conjunta é que possibilita que a forma atue como armadura de tração quando a laje é submetida à flexão. Além das forças horizontais cisalhantes, a solicitação de flexão também leva a ocorrência de uma separação vertical entre a interface do aço e do concreto. O perfil da forma, entretanto, é projetado para resistir a separação vertical, além de transferir as forças horizontais cisalhantes. A resistência à separação vertical é ativada por adequada configuração trapezoidal na forma ou também por mossas estampadas no perfil.

A característica da resistência ao cisalhamento da laje é classificada por dois parâmetros experimentais  $m - k$ , onde  $m$  representa o intertravamento mecânico entre o aço e o concreto e  $k$  atrito entre eles como consta em Marimuthu *et al.* (2007).

Outros pesquisadores como Melo (1999) e Araújo (2008) têm estudado o cisalhamento longitudinal em lajes mistas no Brasil. Esses trabalhos se referem a ensaios experimentais e modelos analíticos para o estudo de lajes mistas de aço e concreto

---

<sup>17</sup> Burnet, M. (1998). *Analysis of Composite Steel and Concrete Flexural Members that Exhibit Partial Shear Connection*, PHD Thesis, University of Adelaide, Austrália.

existentes no país. Esses trabalhos exploram os métodos de análise do cisalhamento longitudinal, Método *m-k* e Método da Iteração Parcial demonstrando que os dois são métodos coerentes. Segundo Calixto *et al.* (2009) e Araújo (2008) o Método *m-k* atende bem as expectativas em relação a avaliação dos sistemas com comportamento frágil e vãos pequenos, porém não é adequado para se levar em conta a ancoragem de extremidade e ou uso da armadura longitudinal de reforço na resistência do sistema misto. Já o Método da Interação Parcial explora melhor o comportamento dúctil das formas com bom intertravamento mecânico e grandes vãos, além de considerar ancoragem de extremidade e armaduras de reforço. Esses dois métodos são recomendados pelo Eurocode 4-1-1.

Chen & Shi (2011) estudaram uma modelagem baseada nos métodos dos elementos finitos de contato não-linear, validado por uma comparação com resultados experimentais. Segundo os pesquisadores as comparações entre os resultados numéricos e experimentais indicam que o modelo de elementos finitos estudado possui uma boa correlação com os valores experimentais e é capaz de prever a resistência das lajes mistas.

Vainiūnas *et al.* (2006) também estudaram a resistência ao cisalhamento longitudinal entre a forma de aço e a laje de concreto. Eles concluíram que a resistência da laje depende principalmente da resistência da interface entre a chapa de aço e concreto. A pesquisa propôs um método de análise do cisalhamento horizontal em lajes, que permite avaliar a resistência e a rigidez da interface entre os materiais. Os resultados experimentais e teóricos da força da secção horizontal em lajes mistas se mostraram bastante satisfatório segundo os pesquisadores.

Ferrer *et al.* (2007) produziram um trabalho com o objetivo de compreender os mecanismos da interface forma de aço e concreto, e a dependência desta interface dos parâmetros geométricos e físicos. Eles utilizaram uma metodologia de modelos de elementos finitos 3D para simular o deslizamento relativo entre a forma de aço e o concreto em testes de modelos em pequena escala. Foram analisados os seguintes parâmetros de influência: coeficiente de atrito; profundidade, geometria, inclinação das mossas e a distância entre elas. Foi desenvolvido um projeto da forma de aço a partir destes estudos. Foram realizados também testes em pequena escala e escala real a fim de se validar os estudos. Os parâmetros como inclinação das mossas e o atrito se mostraram bastantes significativas sobre a resistência da interface da forma de aço e o concreto ao cisalhamento.

Como visto, a grande complexidade na avaliação da resistência ao cisalhamento longitudinal é motivo de realização de muitas pesquisas. Porém, ainda não há um método de cálculo normalizado que leva em consideração essa complexidade. Há a necessidade de se realizar muitos testes para um tipo de forma específica para a avaliação do

comportamento e para a obtenção de parâmetros para a avaliação das lajes mistas. E, se tratando de lajes mistas para pisos mistos de pequena altura, há ainda uma maior dificuldade pois são mais parâmetros envolvidos que só os das lajes usuais. Como o objetivo deste trabalho é desenvolver uma forma de aço para pisos mistos de pequena altura, no próximo capítulo, o Programa Experimental, é descrito como foi o desenvolvimento dessa forma e como foi realizada a avaliação da resistência do modelo de laje confeccionado com esta forma de aço desenvolvida.



## 3 . PROGRAMA EXPERIMENTAL

---

### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como não há uma forma de aço trapezoidal para utilização nos sistemas mistos de pequena altura no Brasil, o desenvolvimento do programa experimental iniciou com o desenvolvimento dessas formas de aço.

O programa experimental desta pesquisa se constitui de duas etapas principais; a primeira é o desenvolvimento de forma de aço para piso misto de pequena altura, com determinação da geometria, dimensões e materiais; a segunda englobando a realização de ensaios à flexão dos modelos de laje para avaliação do seu comportamento.

Na primeira etapa foi realizada uma pesquisa sobre os modelos de lajes utilizados em vários países da Europa e América do Norte, pois não foi encontrado estudos relativos a formas de aço para esse fim no Brasil. Com base nessa pesquisa foi definida uma geometria similar às formas já existentes nestes países. Para a fabricação das formas foi necessária a contratação de uma empresa especializada em serviços dessa natureza.

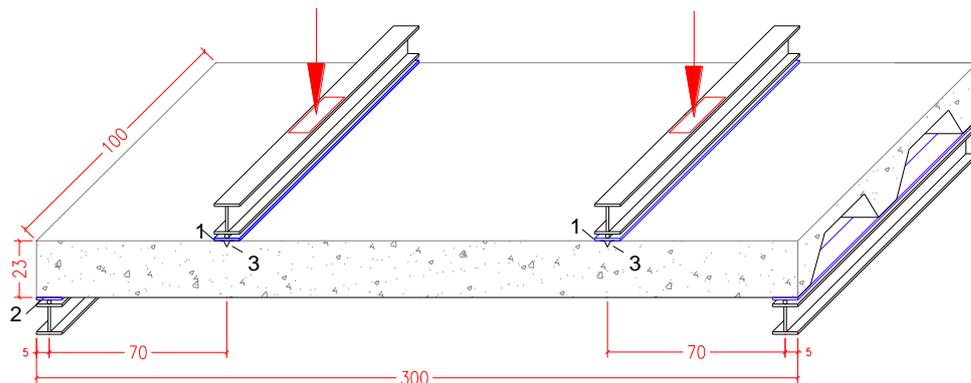
Após o processo de confecção das formas foi preciso definir qual tipo de ensaio seria mais apropriado para a avaliação da laje para pisos mistos. Uma extensa pesquisa foi feita, encontrando basicamente dois tipos de ensaios, os de pequena escala, tipo *push-out* e os de escala real de modelos de lajes ensaiadas a flexão simples. Há muitas pesquisas que realizaram os ensaios de pequena escala baseados nos ensaios produzidos por Daniels (1988) ou Adullah & Easterling (2007), tipo *push-out*, porém, não há um consenso entre os pesquisadores sobre os procedimentos de ensaio e métodos para avaliação. Em contrapartida, é um ensaio rápido e mais barato de ser realizado. Por sua vez, os ensaios em escala real de modelos à flexão simples são recomendados em normas nacionais e internacionais, possuem procedimentos e métodos de avaliação seguros, apesar de serem muitas vezes mais conservadores, mais caros, e demandarem muito mais tempo para a realização.

Como o modelo de laje trata-se um estudo piloto, e isso poderia gerar muitas incertezas dando margens a erros, optou-se por utilizar o ensaio em escala real de modelos de laje à flexão, recomendado pelo Eurocode 4-1-1 (2004) e pela ABNT NBR 8800: 2008.

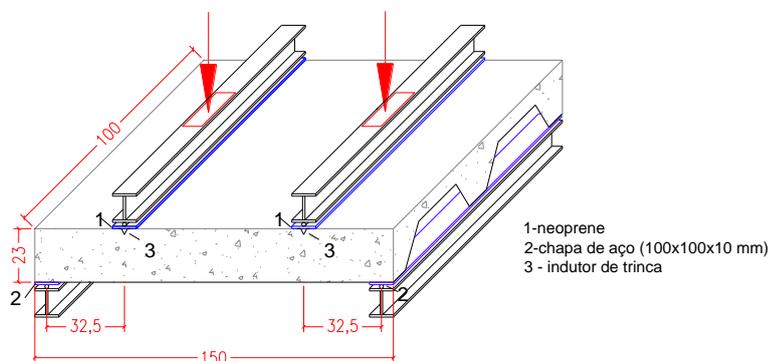
Os ensaios dos modelos de lajes foram todos realizados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos- USP, seguindo as recomendações normativas do Eurocode 4-1-1 (2004) – Anexo B.

Ao todo seis modelos de lajes mistas de aço e concreto foram ensaiados à flexão em quatro pontos. Os modelos de lajes foram divididos em dois grupos, um modelo com vão maior, com 300 cm de comprimento e 100 cm de largura, chamado de Grupo 1 (Figura 3.1.a). E o Grupo 2 com um vão de 150 cm de comprimento e 100 cm de largura (Figura 3.1.b). Foram realizados também ensaios para a caracterização do concreto e da chapa de aço utilizada na fabricação da forma de aço trapezoidal.

Cada grupo era composto por três protótipos, sendo um modelo ensaiado estaticamente até à ruptura por um tempo mínimo de uma hora e outros dois com duas fases de ensaio; na primeira fase os modelos foram submetidos a um carregamento cíclico com cinco mil ciclos de carregamento, por um tempo mínimo de três horas; e a segunda fase os modelos foram submetidos a um carregamento estático até a ruptura por, no mínimo, mais uma hora.



a) Modelo de lajes com vão maior – Grupo 1



b) Modelo de lajes com vão menor – Grupo 2

Figura 3.1-Esquema do ensaio dos modelos de lajes à flexão

A partir dos dados obtidos nos ensaios foram traçadas curvas para entender melhor o comportamento da laje mista em questão. Para os ensaios cíclicos foram traçadas as curvas força *versus* deslocamento no meio do vão. E para os ensaios estáticos foram traçados as curvas força *versus* deslizamento relativo de extremidade, força *versus* flecha no meio do vão e força *versus* deformação no aço e no concreto.

Também, a partir dos ensaios foram obtidos os parâmetros m-k para a análise e dimensionamento da resistência de cisalhamento na laje que é de suma importância para o funcionamento da laje mista. Esses parâmetros foram obtidos segundo a recomendação do Eurocode 4 - 1-1 (2004).

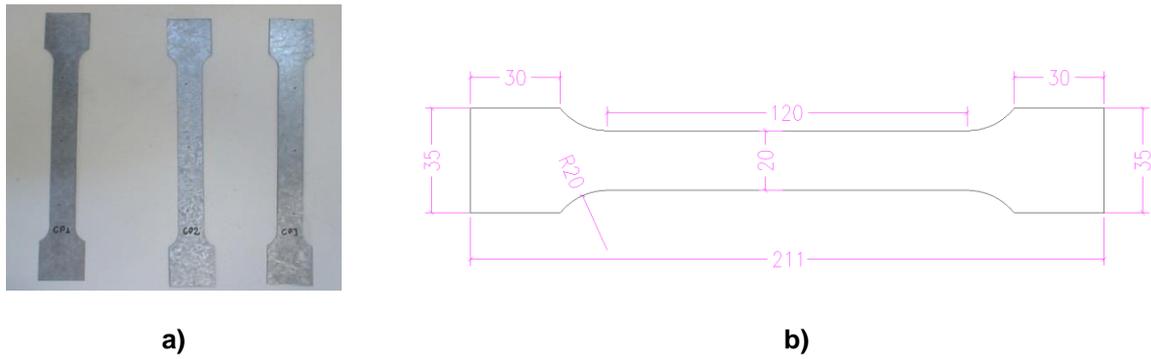
Além dos ensaios dos modelos de laje foram realizados ensaios de caracterização dos materiais aço e concreto. Para o aço foram retiradas amostras da chapa da forma para o ensaio a tração. E, para o concreto, foram moldados seis corpos de prova para os ensaios de compressão, compressão diametral e módulo de elasticidade.

## **3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS**

### **3.2.1 CHAPA DE AÇO**

Foram ensaiados três corpos de prova à tração conforme as recomendações da norma brasileira ABNT NBR 6152 (2002) no Laboratório da Engenharia de Materiais da Escola de Engenharia de São Carlos - USP. A partir dos valores obtidos, foram determinados a resistência ao escoamento ( $f_y$ ), a resistência última ( $f_u$ ) e o módulo de elasticidade da chapa de aço ( $E_s$ ). Para medir a deformação foi utilizado um extensômetro de base removível com 100 mm de comprimento preso ao corpo-de-prova.

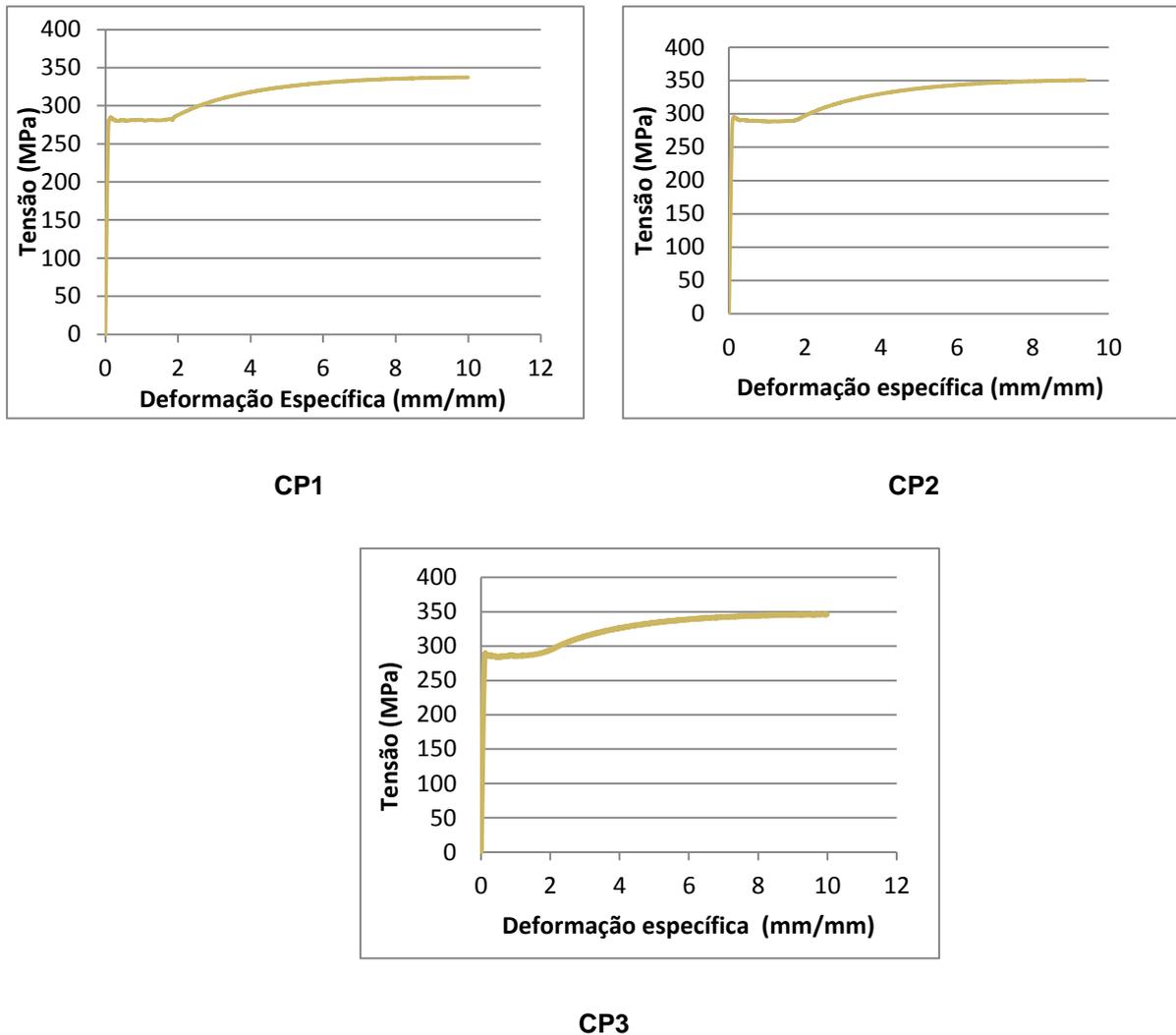
Para a fabricação da forma de aço do modelo de laje mista foram utilizadas chapas de aço zincadas, especificação ASTM A36, produzidas pela CSN (Companhia Siderúrgica Nacional). Essas chapas são revestidas de uma camada de zinco de aproximadamente 0,05 mm de espessura total, portanto, a espessura nominal da chapa a ser utilizada no dimensionamento é 1,15 mm. A Figura 3.2 apresenta as dimensões dos corpos-de-prova.



**Figura 3.2 –a) Corpos de prova de aço b) Dimensões do corpo de prova da chapa de aço (unidade: milímetro)**

O resumo dos resultados dos ensaios consta na Tabela 3.1, juntamente com a média e o desvio padrão dos resultados. De acordo com a NBR 8800: 2008 os aços com especificação ASTM A36 têm valores de resistência ao escoamento de  $f_y = 250$  MPa e resistência última de  $f_u = 400$  a 550 MPa, sendo que a relação entre os dois valores deve ser no mínimo  $f_u/f_y = 1,18$  para aços com um patamar de escoamento bem definido. Os

resultados dos ensaios de tração obtidos ficaram acima dos valores esperados, sendo considerados satisfatórios. Na Figura 3.3 são apresentadas as curvas tensão *versus* deformação de cada corpo-de-prova ensaiado.



**Figura 3.3 – Curva tensão x deformação específica da chapa de aço**

A resistência ao escoamento esperada para esses corpos de prova era de 250 MPa, mas os valores ficaram um pouco acima do esperado, como se pode ver na Tabela 4.1. A média encontrada foi de 293 MPa. Já os valores da resistência última ficaram um pouco abaixo dos resultados esperados, mas essa diferença não foi significativa, de apenas 12%, e portanto esses valores foram considerados satisfatórios.

**Tabela 3.1 - Resultados do ensaio de tração da chapa de aço**

	CP1	CP2	CP3	Média	Desvio Padrão
Resistência ao escoamento - $f_y$ (MPa)	290,1	296,0	293,1	293,0	2,944
Resistência última - $f_u$ (MPa)	345,6	354,9	354,9	351,8	5,35
$f_u/f_y$	1,19	1,20	1,21	1,2	0,01

### 3.2.2 CONCRETO

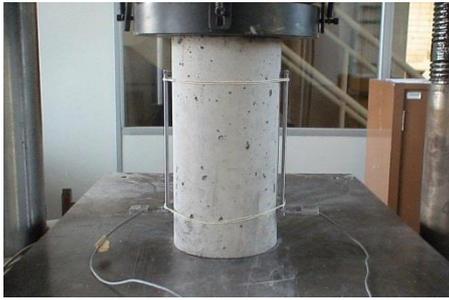
Para a moldagem dos modelos de piso misto foi utilizado concreto usinado, tendo em vista a grande quantidade de material necessário. Foi especificado para a concreteira a resistência à compressão aos 28 dias de 30 MPa e a brita 1 a ser utilizada no traço. Antes da concretagem foi realizado o ensaio de *slump*, que ficou em torno de +- 8 cm. Na Figura 3.4 pode ser observada a consistência do concreto utilizado.

Para a caracterização do concreto utilizado nos modelos, realizaram-se ensaios de compressão, módulo de elasticidade e tração por compressão diametral. Para todos os ensaios foram utilizados corpos de prova com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Os ensaios foram realizados aos 81 dias de idade do concreto, logo após os ensaios dos modelos de lajes, conforme a disponibilidade do Laboratório de Estruturas.



**Figura 3.4 – Ensaio de *slump* antes da concretagem dos modelos de laje**

Os ensaios de compressão foram realizados segundo as recomendações normativas da ABNT NBR 5739: 1994 e os de compressão diametral segundo as recomendações da ABNT NBR 7222: 1994 (Figura 3.5). Para a determinação do módulo de elasticidade foi utilizada a norma ABNT NBR 8522: 2003.



a)



b)

**Figura 3.5 – Ensaios dos corpos de prova de concreto a) Ensaio de módulo de elasticidade do concreto e b) Ensaio de tração por compressão diametral**

Na Figura 3.6 temos as curvas de tensão *versus* deformação específica para os corpos de prova de concreto. A partir das curvas foram determinados os valores dos módulos de elasticidade que foram de 21000 MPa (CP1), 16667,67 MPa (CP2) e 21333,33 MPa (CP3).

Todos os resultados dos ensaios estão resumidos na Tabela 3.2, onde é mostrado também o desvio padrão dos resultados obtidos, que mostrou uma boa correlação entre os valores e a coerência dos ensaios.

Os resultados dos ensaios à compressão ficaram todos abaixo do resultado esperado, que era de 30MPa. Porém, como indicado em pesquisas já realizadas, a resistência do concreto não tem influência significativa sobre a laje mista, pois raras vezes o concreto chega à sua tensão máxima, já que na maioria dos casos o cisalhamento longitudinal é o modo de ruptura governante.

Para o dimensionamento da laje, no capítulo 4 desta pesquisa, serão utilizados os valores obtidos nestes ensaios.

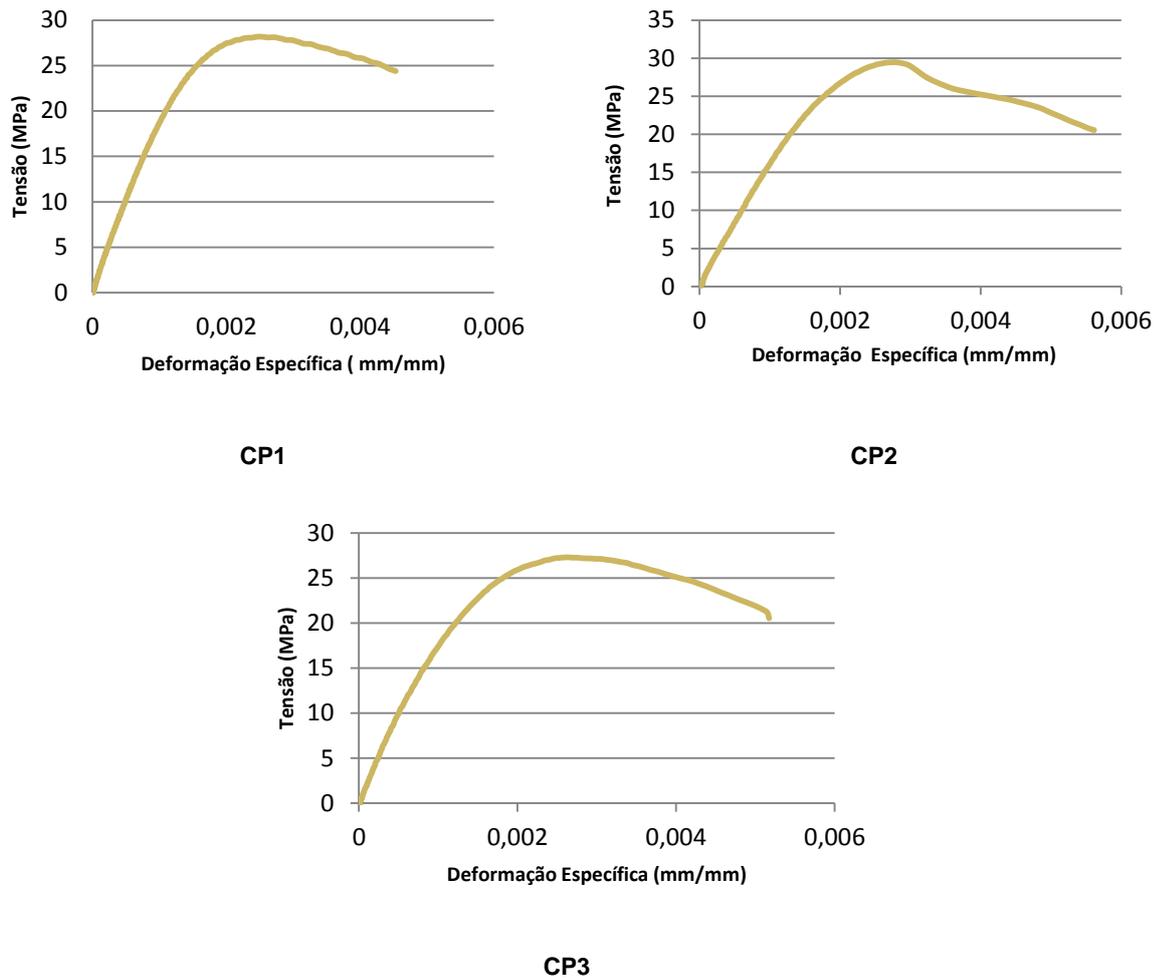


Figura 3.6 – Curva tensão x deformação nos corpos de prova de concreto.

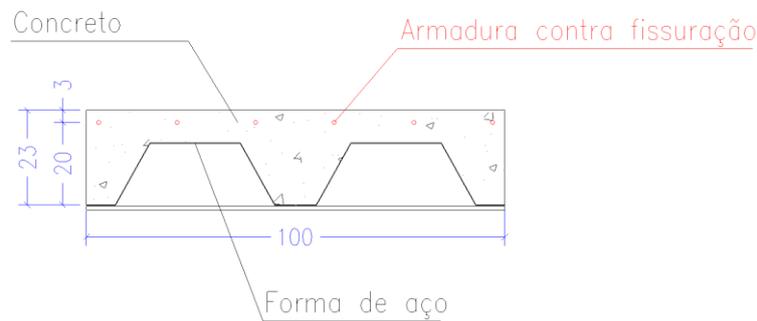
Tabela 3.2 - Resultados do ensaio de compressão do concreto

	Força Máxima (kN)	Resistência à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)	Força Máxima (Diametral) (kN)	Resistência à tração (MPa) (Comp. Diametral)
CP1	497,97	28,18	21000	216,8	3,067
CP2	520,86	29,5	16667,67	213,8	3,025
CP3	482,27	27,3	21333,3	202	2,857
Média	500,37	28,33	19667	210,87	2,983
Desvio Padrão	19,41	1,11	2602,83	7,824	0,1112

### 3.3 MODELOS DE FAIXA DE LAJE MISTA

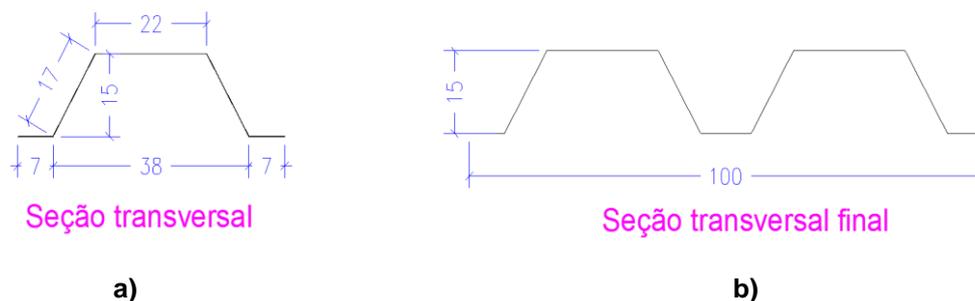
Os modelos de faixa de laje são constituídos de uma forma de aço trapezoidal, concreto e armadura. A laje possuía altura total igual a 230 mm, com cobrimento da armadura igual a 30 mm, como especificado pela ABNT NBR 6118: 2002 como ilustra a Figura 3.7. De acordo com a ABNT NBR 8800: 2008 a armadura superior da laje tem a

função de combater os efeitos da retração e temperatura, e deve ter área mínima de 0,1% da área de concreto acima do topo da forma de aço.



**Figura 3.7 – Seção transversal do modelo de laje mista aço e concreto**

Como dito anteriormente, a forma de aço teve que ser fabricada por uma empresa especializada em serviços para os laboratórios da universidade, pois não há nenhuma forma de aço com altura adequada para o uso como piso misto de pequena altura. A forma foi entregue pronta para a montagem da armadura e posterior concretagem do modelo.



a)

b)

**Figura 3.8 – Forma de aço com a forma para a concretagem**

As etapas de fabricação da foram: 1) primeiro cortou-se a chapas de aço fornecidas em folhas nas dimensões de 2,00 m x 3,00 m. 2) Essas chapas foram dobradas à frio formando a nervura como mostra a Figura 3.8 a), que é a metade da forma. 3) Por fim, com a ajuda de uma prensa (Figura 3.9) foram estampadas as mossas, uma a uma nas laterais das nervuras, como na figura 3.9.b. Para juntar as formas foram utilizados rebites de uso estrutural.

Para a estampagem foi necessário desenvolver um desenho de moessa que pudesse ser feito após a dobragem da forma, pois se fosse feito antes, a máquina de dobra estragaria as mossas. A ideia inicial era fazer as mossas como as das formas usuais da forma de aço trapezoidal (Figura 3.10), porém esta estampagem teria que ser feita manualmente, correndo o risco de perfurar a chapa. Então, pensou-se em fazer esta estampagem através de uma prensa. Nesse caso, haveria a desvantagem do desenho ser maior e, por isso, se optou por mossas mais compridas e inclinadas, como apresentado na

Figura 3.9. Segundo Ferrer *et al.* (2006) a inclinação das mossas tem se mostrado um dos parâmetros mais importantes no comportamento frente ao esforços cisalhantes, poucas variações de graus podem causar grandes variações na resistência. Outro ponto importante é a profundidade que nos trabalhos de modelo de Ferrer *et. al* (2006) um aumento de 1,5 mm a 3 mm na profundidade das mossas aumentou a resistência em três vezes. As mossas da chapa desenvolvidas tem profundidade em torno de 2 a 2,5 mm.

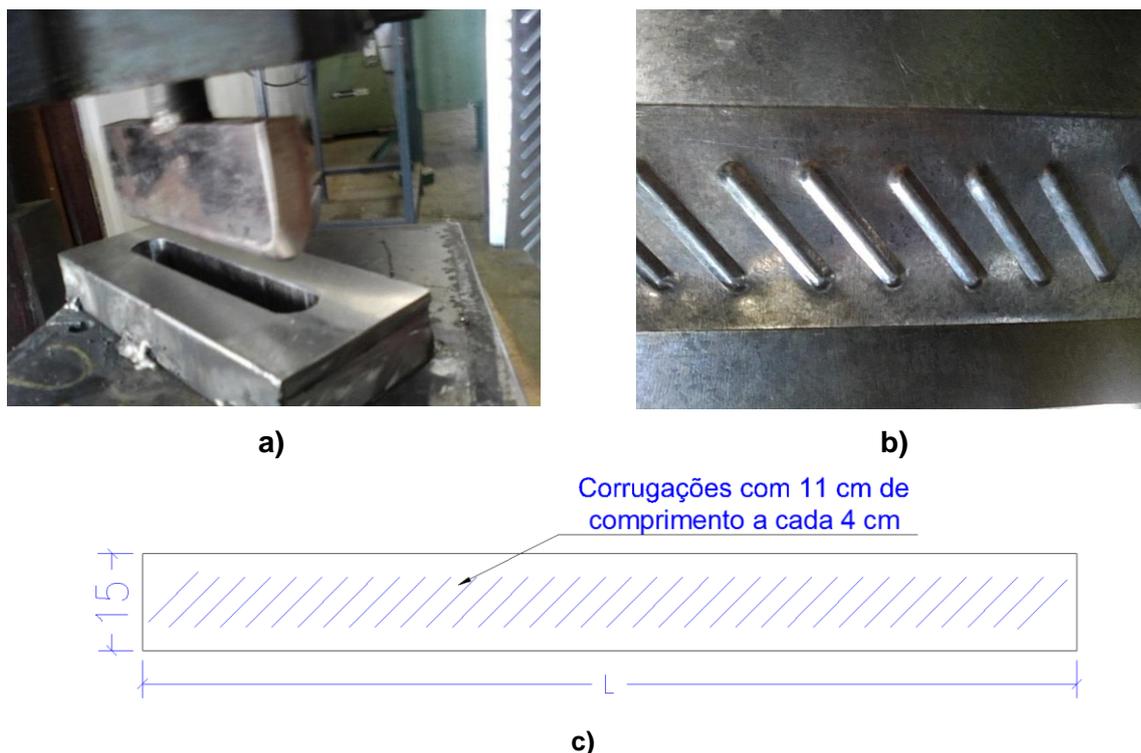


Figura 3.9 – a) Prensa utilizada na estampagem das mossas, b) mossas na chapa de aço e c) projeto das mossas da chapa de aço.

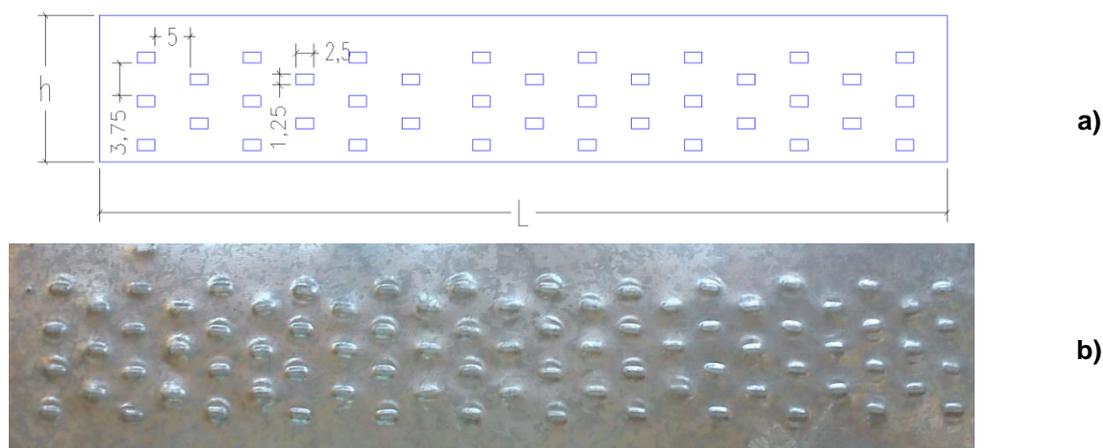
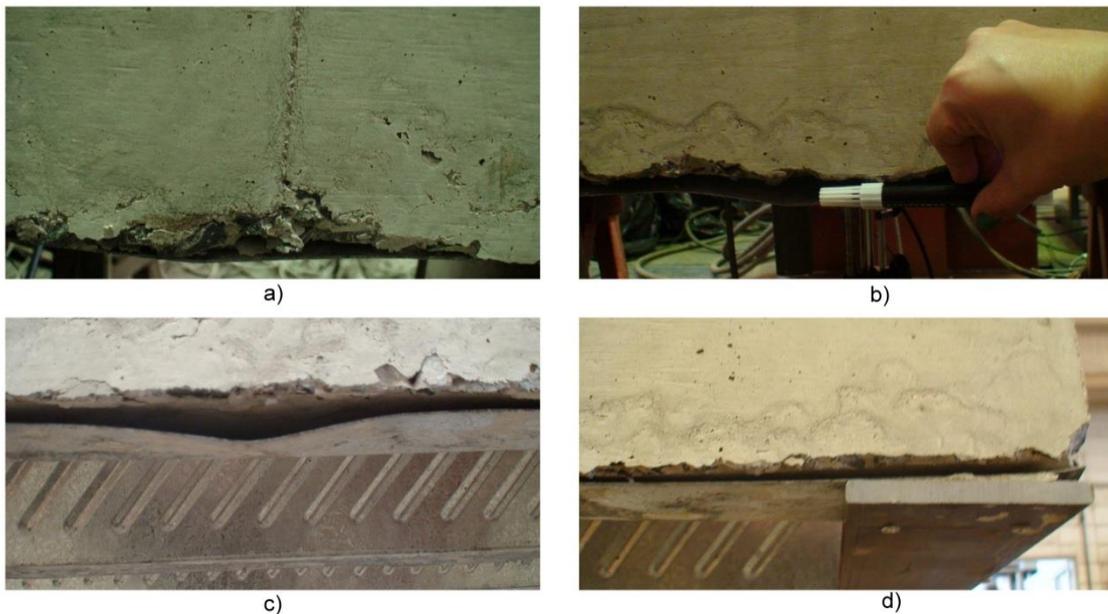


Figura 3.10- Geometria das mossas da forma de aço trapezoidal usual

Em virtude de ser uma peça fabricada “artesanalmente”, a forma de aço depois de dobrada, ficou um pouco “empenada”, não encaixando perfeitamente na forma de madeira. Durante a concretagem, isso gerou problemas na cura do concreto e chegou a enfraquecer a seção em pontos específicos, como no meio do vão Figuras 3.11 a), b) e c) e na extremidade Figura 3.11 d).



**Figura 3.11 – Imperfeições nos modelos de laje.**

Conforme as recomendações do Eurocode 4-1-1 (2004), Anexo B, o vão de cisalhamento ( $L_S$ ) deve ser o máximo valor de comprimento que permita que a ruptura seja por cisalhamento longitudinal e o mínimo possível, com a mesma exigência. O vão de cisalhamento para o caso de dois pontos de carga é a distância do centro do apoio até o ponto de carga mais próximo. Como a chapa de aço para a fabricação da forma com a espessura de 1,3 mm tem no máximo 300 cm, o vão de cisalhamento do modelo maior é de 70 cm, que são os 300 cm divididos por 4, menos 5 cm do apoio.

Como recomendado pelo Eurocode 4-1-1 (2004) foi colocado um indutor de trinca abaixo de onde a carga foi aplicada, como mostrado na Figura 3.12. Esse indutor de trinca enfraquece a seção e garante que a ruptura será por cisalhamento nesse local.



**Figura 3.12 - Indutor de trinca na laje mista**

Os modelos foram divididos em dois grupos, Grupo 1 com vão maior de 300 cm e Grupo 2 com vão menor de 150 cm, sendo cada grupo composto por três modelos de lajes, no qual um foi ensaiado com carregamento estático e dois com carregamento cíclico e também estático para levá-lo à ruptura.

### **3.4 INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS**

A instrumentação dos modelos de laje levou em consideração que a forma de aço é uma montagem de duas chapas de aço dobradas e “pregadas” uma na outra, portanto, foi utilizado sempre que possível uma instrumentação em cada um dos lados, como mostra a Figura 3.13.



**Figura 3.13 - Transdutor de deslocamento**

A instrumentação foi composta basicamente de extensômetros e transdutores de deslocamentos, como indicado nas Figuras 3.15 e 3.16. Para a leitura das deformações no aço foram usados extensômetros (*strain gages*) tipo KGF – 5 – 120 – C1 – 11, e KFG – 10 – 120 – C1 – 11 para o concreto. Os extensômetros colocados no concreto são indicados pela letra “S” de superior, e os colocados na forma de aço “I” de inferior.

Para a leitura dos deslizamentos relativos na extremidade e flechas no meio do vão foram usados transdutores de deslocamento (LVDT) com curso de 100 e 50 mm.



a) Extensômetro na forma de aço



b) Extensômetro no concreto

Figura 3.14 - Posição dos Extensômetros

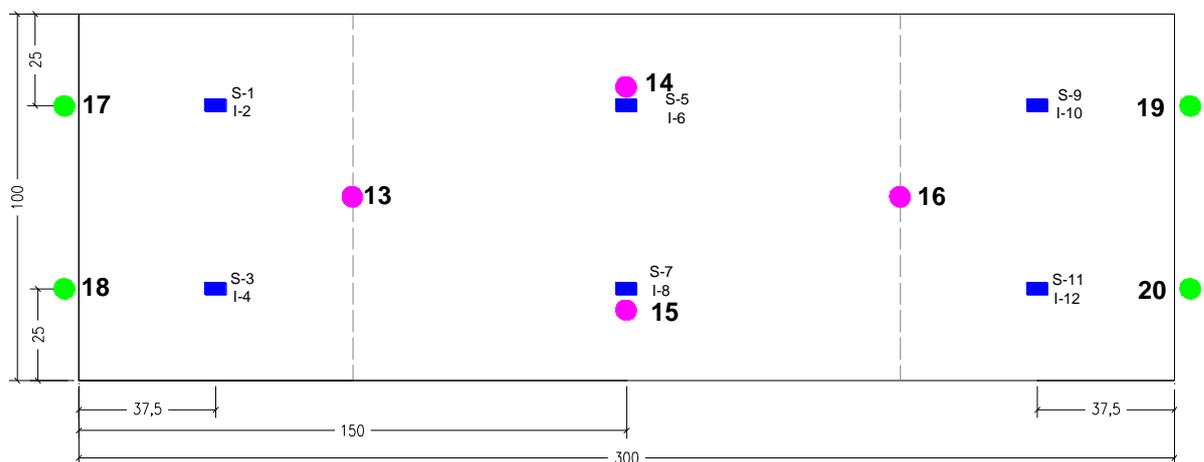


Figura 3.15 - Esquema da instrumentação dos modelos do Grupo 1

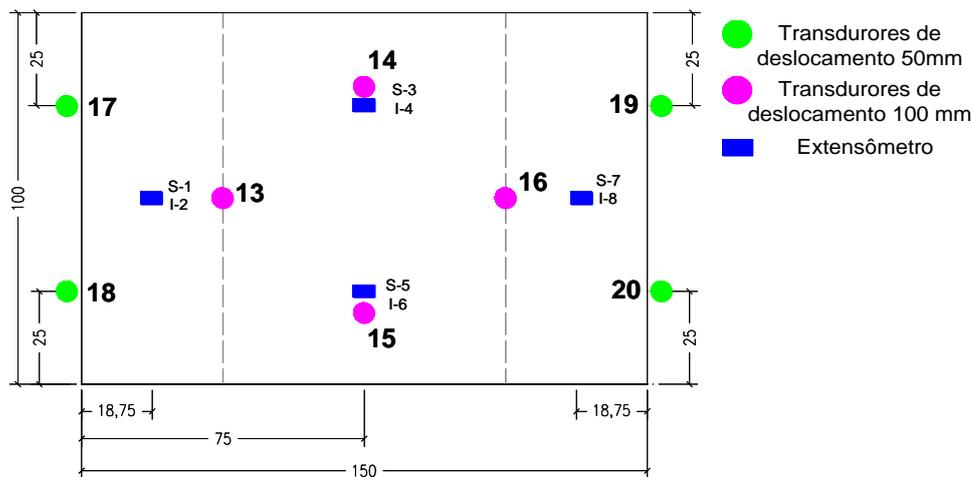


Figura 3.16 - Esquema da instrumentação dos modelos do Grupo 2

### 3.5 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DOS MODELOS DE LAJE À FLEXÃO QUATRO PONTOS

Conforme as recomendações normativas do Eurocode 4-1-1 (2004), Anexo B, primeiramente, um modelo de cada grupo de lajes foi ensaiado estaticamente em um tempo de no mínimo uma hora com controle de deslocamento como pode ser observado na Figura 3.17. Os modelos submetidos a carregamento estático foram o Modelo 1 para o Grupo 1, e o Modelo 4 para o Grupo 2.



Figura 3.17 - Ensaio cíclico da laje mista modelo 1

Os outros dois modelos de cada grupo foram submetidos a duas fases de carregamento; na primeira fase com carregamento cíclico, aplicado por um tempo mínimo de três horas e 5000 ciclos, com uma carga de  $0,2w_t$  a  $0,6w_t$ , onde  $w_t$  é a carga máxima de ruptura do modelo ensaiado estaticamente. Na segunda fase os modelos são ensaiados estaticamente por um tempo mínimo de uma hora até a ruptura.

O carregamento cíclico aplicado teve somente uma fase de carregamento que oscila entre a carga de 8,24 kN até a carga 24,72 kN e vice-versa, como mostrado na Figura 3.18. A carga de ruptura  $w_t$  é a carga máxima aplicada na laje somada ao peso próprio e ao peso das vigas que aplicam as cargas ou a carga que provoca uma flecha de  $L/50$ .

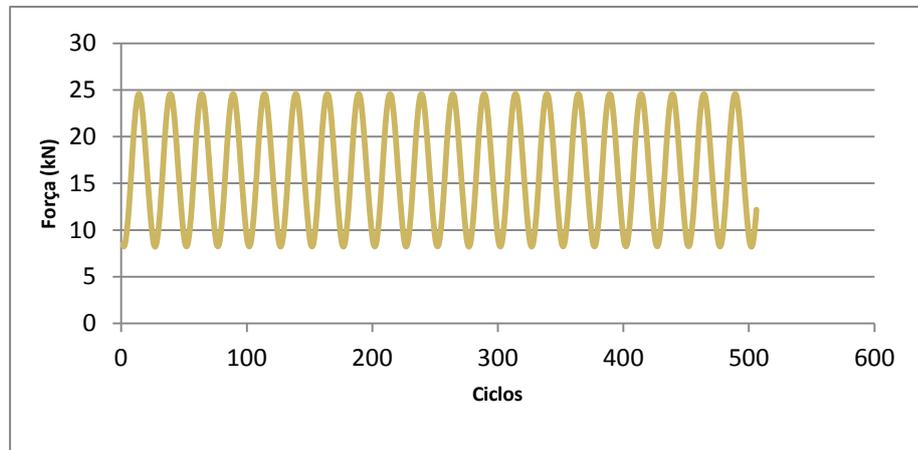


Figura 3.18 – Curva força x ciclos de carregamento

## 3.6 CURVAS FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – GRUPO 1

### 3.6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

São apresentadas neste item as curvas de força *versus* deslizamento relativo de extremidade resultantes do ensaio do modelo 1 e modelo 4, ensaiados somente estaticamente e também as curvas força *versus* deslizamento relativo de extremidade dos modelos 2, 3, 5 e 6 referentes aos resultados apenas da parte estática.

Sabe-se que o comportamento de uma laje mista ensaiada a flexão ocorre da seguinte forma: inicialmente o deslizamento é praticamente zero, nesta fase a transferência de cisalhamento horizontal é total, e a laje tem um comportamento elástico. Após certo tempo ocorre a formação das fissuras, aumentando a diferença de tensão entre o aço e o concreto até que a ligação química entre eles se rompe, e o deslizamento relativo de extremidade se inicia, ocorrendo uma queda de carga. Nesta fase, outros mecanismos de transferências de cisalhamento continuam a atuar, fazendo com que a carga volte a subir até a carga máxima, aumentando também as fissuras até um nível não aceitável separando a forma de aço do concreto.

Em todos os ensaios, como se pode notar em todas as curvas apresentadas, as fases de comportamento descritas acima foram bem definidas. Na ruptura da aderência

química, houve uma queda na carga, que voltou a subir devido aos dispositivos mecânicos de transferência de cisalhamento, como as mossas e o atrito no apoio.

Todas as curvas estão apresentadas pelo número do ponto de instrumentação conforme as Figuras 3.15 e 3.16.

### 3.6.2 MODELO 1

As Figuras 3.19 e 3.20 apresentam as curvas força *versus* deslizamento relativo de extremidade para o modelo 1 (Grupo 1). Este modelo foi submetido somente ao carregamento estático durante aproximadamente 1 hora e seus resultados foram utilizados para a definição da faixa de valores da força que seria aplicada no teste cíclico dos modelos 2 e 3.

Como se esperava, inicialmente o deslizamento relativo de extremidade não é significativo, portanto nesta fase há interação completa entre a forma de aço e o concreto. Pode ser observar na Figura 3.21, as fissuras se formando a partir dos valores de carga de 27 a 29 kN até 31 kN. E, ao se aproximar de 35 kN, ocorre uma diminuição na força aplicada, provavelmente onde a aderência química entre a forma de aço e concreto começou a se romper.

É observado para o transdutor 17 e 18 um deslizamento negativo que de acordo com Marimuthu *et al.* (2007), significa que ocorreu a quebra da aderência química.

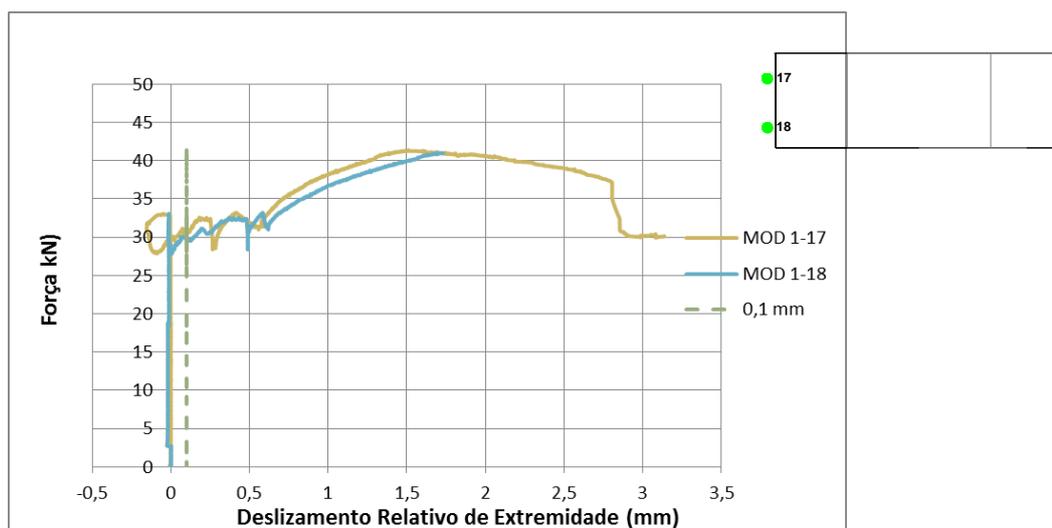
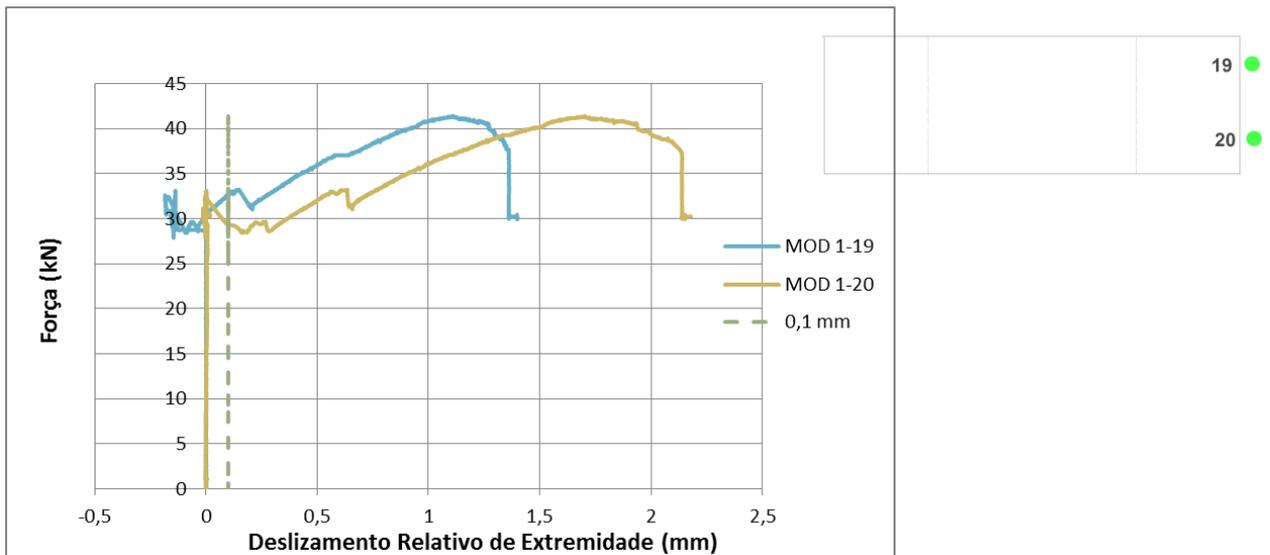


Figura 3.19 – Curva Força x Deslizamento relativo de extremidade – Modelo 1



**Figura 3.20 – Curva Força x Deslizamento relativo de extremidade – Modelo 1**

Próximo a força de 32kN teve início o deslizamento relativo de extremidade que comprova que realmente a ruptura da aderência química, no qual ocorre também uma queda na força aplicada. Porém, a força se recupera, fato que se deve aos dispositivos mecânicos de transferência de cisalhamento que permitem que a carga se recupere até a carga máxima de 41,39 kN. Observa-se também, nas curvas, uma diferença entre o transdutor 17 e 18 e entre o 19 e 20, que se deve ao fato da forma de aço que constituem o modelo ensaiado, ser formado por duas partes da forma, duas nervuras, pregadas, como visto no item 3.3.

Na fase de ruptura as fissuras e o deslizamento relativo aumentam rapidamente, levando a laje a um estado inaceitável. Na Figura 3.21 é apresentada algumas fissuras formadas durante o ensaio e também pode ser observado o deslizamento relativo de extremidade do modelo 1 do Grupo 1.



(a)

(b)

**Figura 3.21 – (a) Fissuração; (b) Deslizamento relativo de extremidade – Modelo 1 – Grupo1**

### 3.6.3 MODELO 2

O modelo 2 foi submetido inicialmente a um carregamento cíclico com intensidade de força que variou entre 8,24 e 24,72 kN. Esse carregamento, segundo Marimuthu *et al.* (2007) assegura que seja removida a aderência química entre a forma de aço e o concreto e o carregamento estático aplicado depois proporciona uma verdadeira indicação do comportamento do intertravamento mecânico fornecido pelas mossas e pelo atrito no apoio.

As Figuras 3.22 e 3.23 mostram apenas a fase final do ensaio, correspondente ao ensaio estático, no qual o modelo foi levado até à ruptura. Pode ser observada uma interação completa entre a forma de aço e o concreto no início do carregamento, onde o deslizamento relativo é praticamente nulo. Provavelmente nesse modelo de laje o carregamento cíclico não atingiu o objetivo de extinguir a aderência química entre a forma de aço e o concreto, somente a enfraqueceu.

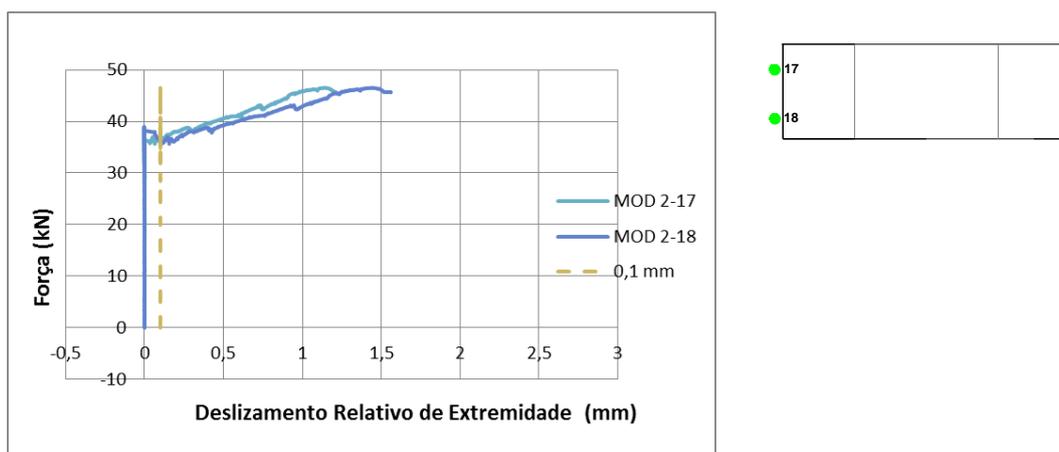


Figura 3.22 - Força versus Deslizamento Relativo de Extremidade – Modelo 2

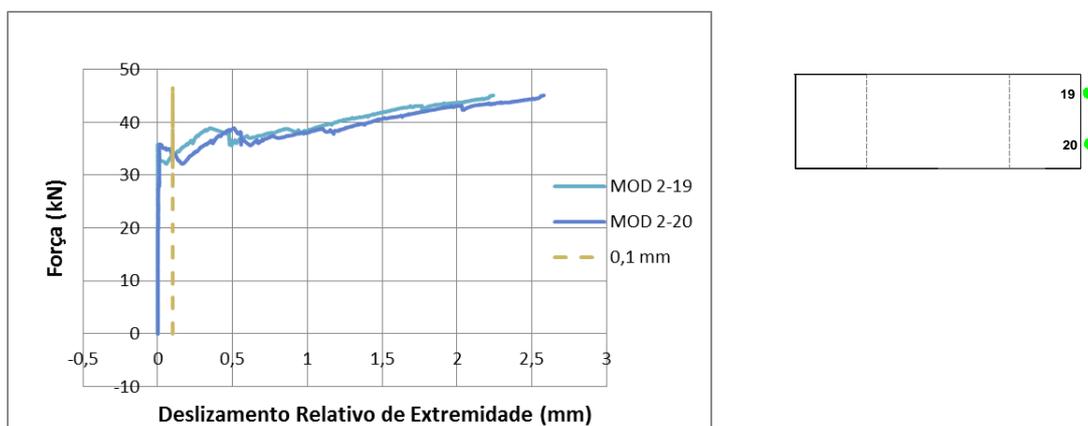


Figura 3.23 - Força versus Deslizamento Relativo de Extremidade – Modelo 2

No ensaio do modelo 2, na força próxima a 38 kN, teve início a formação de fissuras visíveis (Figura 3.24), e logo após observa-se uma queda na força aplicada e uma posterior recuperação, porém, mais gradual que nos outros modelos.

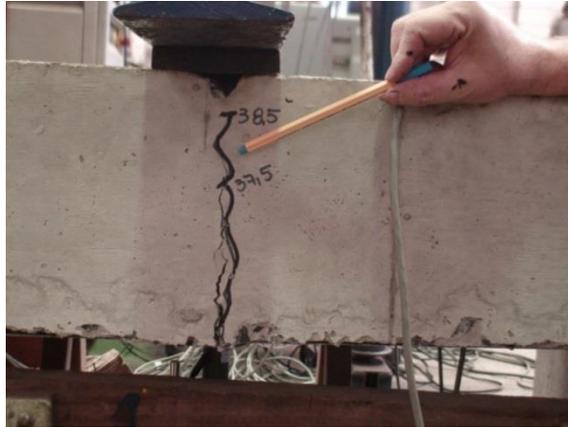


Figura 3.24- Fissura no vão de cisalhamento - Modelo 2 – Grupo 1

### 3.6.4 MODELO 3

Análogo ao modelo 2, o modelo 3 foi submetido ao carregamento cíclico e a um carregamento estático final até a ruptura.

O modelo 3 iniciou a fissuração ao atingir uma força igual a 33 kN, porém ainda sem deslizamento relativo de extremidade. Houve um pico de carga próximo a 45 kN e uma queda subsequente, onde, provavelmente a aderência química se rompeu.

Houve uma recuperação na carga após a primeira queda, que para os pontos 19 e 20, foi lenta e gradual e, para os pontos 17 e 18, foi mais rápida. Não foi observado nada que justificasse essa diferença de comportamento entre os pontos de carga, porém sabe-se que a como a forma de aço foi construída artesanalmente, ocorreram alguns defeitos na cura do concreto que enfraqueceu a aderência química entre a forma de aço e o concreto, que pode acarretar essas diferenças.

Houve também algumas quedas rápidas de cargas para os pontos 19 e 20, com algumas quedas rápidas da força onde o deslizamento se manteve constante. Nas Figuras 3.25 e 3.26 são apresentadas as curvas força *versus* deslizamento relativo de extremidade para ambos os lados do modelo de laje 3 do Grupo 1 e na Figura 3.27 podem ser observadas as fissuras diagonais formadas.

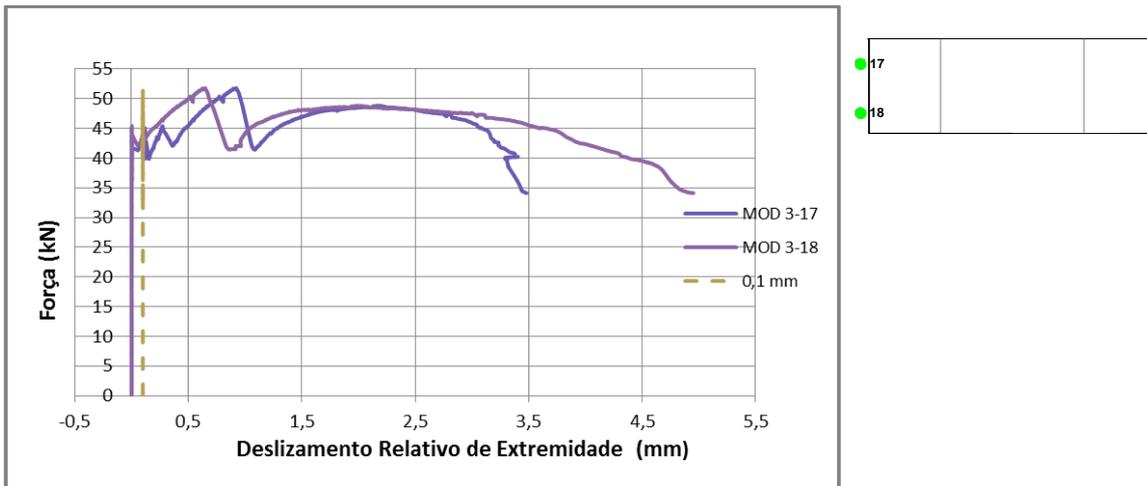


Figura 3.25 - Força versus Deslizamento Relativo de Extremidade –Modelo 3

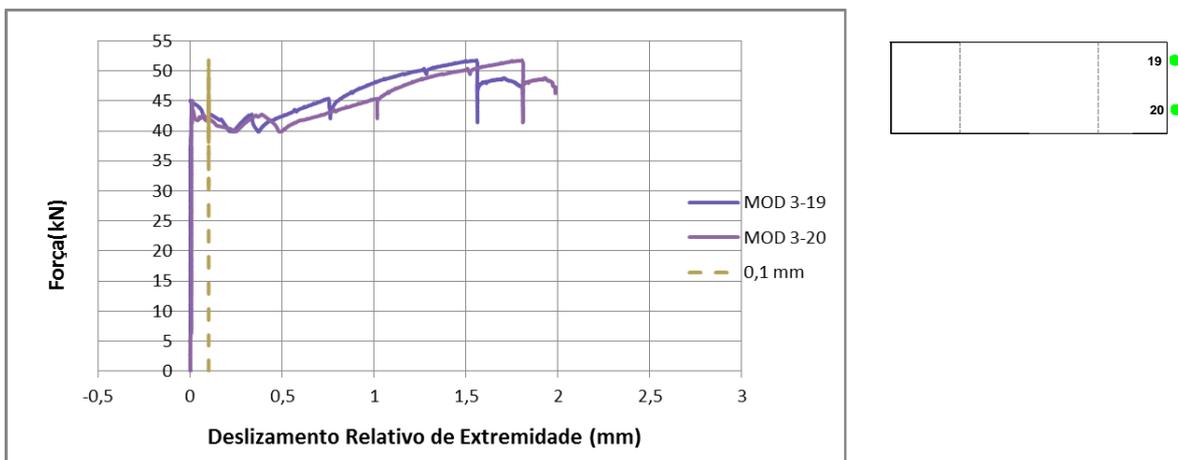


Figura 3.26 - Força versus Deslizamento Relativo de Extremidade – Modelo 3

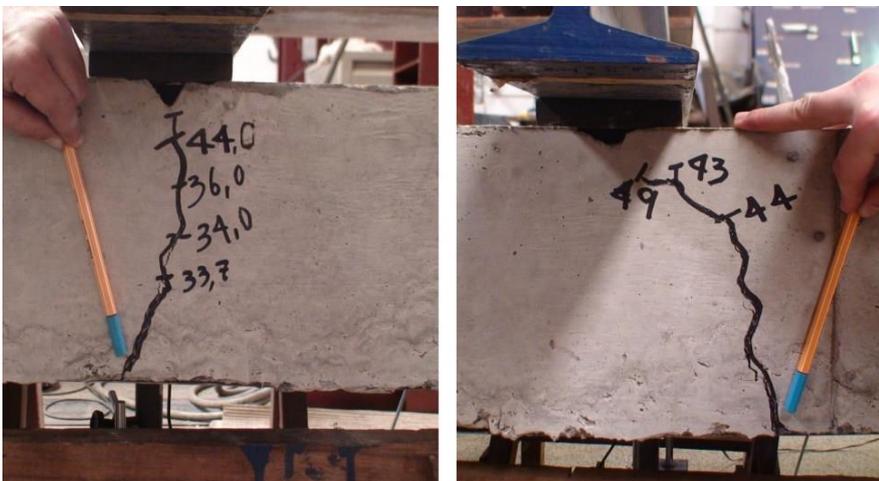


Figura 3.27 - Modelo 3 – Fissuração diagonal

A força máxima atingida pelo modelo 3 foi de 51,8 kN e força máxima teórica determinadas de acordo com as prescrições normativas foi de 42,62 kN. Isso mostra que os dados estão coerentes.

Segundo o Eurocode 4-1-1 (2004) a laje mista tem comportamento dúctil se a carga de ruptura é 10% maior a carga que provoca um deslizamento relativo de extremidade de 0,1 mm. Os valores para essas cargas estão resumidos na Tabela 3.3 para todos os modelos do Grupo 1. Todos os modelos apresentaram um comportamento dúctil. Observando os gráficos, percebe-se que se forem analisados ponto isolados, talvez o comportamento não fosse considerado dúctil para todos os modelos, porém como a laje foi analisada inteira, ela pode ser considerada dúctil.

**Tabela 3.3 – Força  $P_{des}$  e Força Máxima – Grupo 1**

	Força relativa ao deslizamento inicial de 0,1mm $P_{des}$ (kN)	Força Máxima $P_u$ (kN)	$P_u/P_{des}$
<b>Modelo 1</b>	<b>28,76</b>	<b>41,387</b>	<b>1,44</b>
<b>Modelo 2</b>	<b>33,50</b>	<b>46,514</b>	<b>1,39</b>
<b>Modelo 3</b>	<b>42,00</b>	<b>51,795</b>	<b>1,23</b>

### 3.7 CURVAS FORÇA X DESLIZAMENTO RELATIVO DE EXTREMIDADE – GRUPO 2

#### 3.7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

São apresentadas neste item as curvas de força *versus* deslizamento relativo de extremidade do ensaio do modelo 4, ensaiado somente estaticamente e dos modelos 5 e 6 correspondente a parte estática. Esses modelos fazem parte do Grupo 2 com vão de cisalhamento menor.

Em todos os ensaios, como se pode ver nas próximas figuras, as fases de comportamento foram bem definidas assim como no grupo 1, exceto no modelo 6. Houve uma diminuição da força aplicada, provavelmente no momento em que ocorreu a ruptura da aderência química, porém a força se recuperou devido aos dispositivos mecânicos de transferência de cisalhamento, como as mossas e o atrito no apoio.

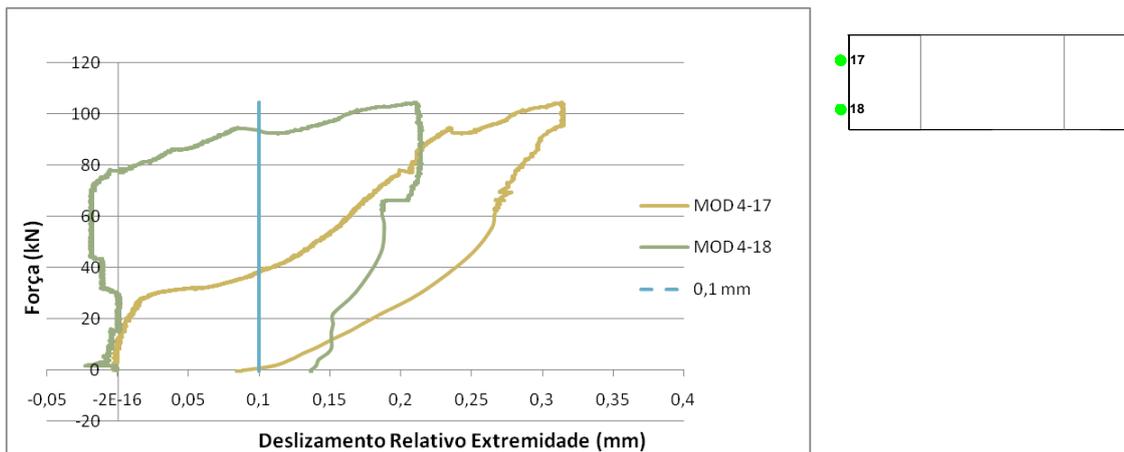
Para esses modelos estimou-se forças máximas em torno de duas vezes as apresentadas pelos modelos do Grupo 1, por apresentarem vão menor.

Todas as curvas estão apresentadas pelo número do ponto de instrumentação conforme as Figuras 3.15 e 3.16.

### 3.7.2 MODELO 4

O modelo 4, igualmente ao modelo 1, foi somente submetido ao carregamento estático durante aproximadamente 1 hora para a definição da faixa de valores de força que seria aplicada nos modelos 5 e 6 durante o carregamento cíclico. As Figuras 3.28 e 3.29 apresentam as curvas força *versus* deslizamento do modelo 4 submetido a esse carregamento.

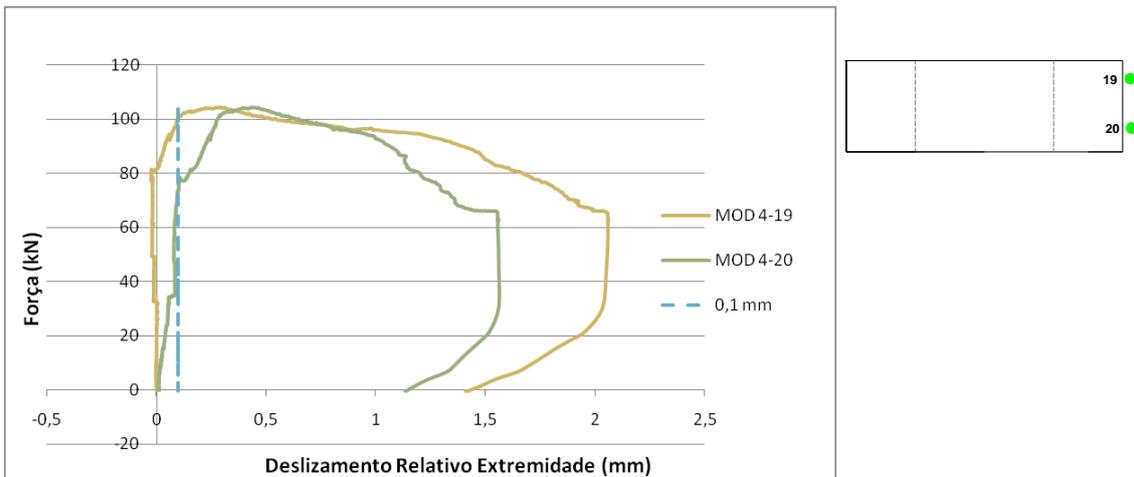
Esse modelo iniciou a formação de fissuras com cargas baixas (32kN) em comparação com a carga de ruptura (104,4kN). O deslizamento relativo de extremidade chegou a 2 mm no apoio 2, enquanto que no apoio 1 foi de apenas 0,3 mm. Não foi observado nenhum motivo que justificasse essa diferença, provavelmente o lado do apoio 2 teve algum problema na concretagem que enfraqueceu a transferência de cisalhamento, provocando um deslizamento muito maior nesse ponto. Ou ainda, o ponto de aplicação de carga estava um pouco deslocado.



**Figura 3.28 - Força versus Deslizamento Relativo de Extremidade – Modelo 4**

Também para o transdutor 17 foi observados um deslocamento negativo, o que pode indicar a quebra da aderência química entre o aço e o concreto, mas esse deslizamento é considerado pequeno.

As curvas não mostraram quedas de cargas para este modelo, não evidenciando as fases do ensaio como ocorreu no grupo 1.

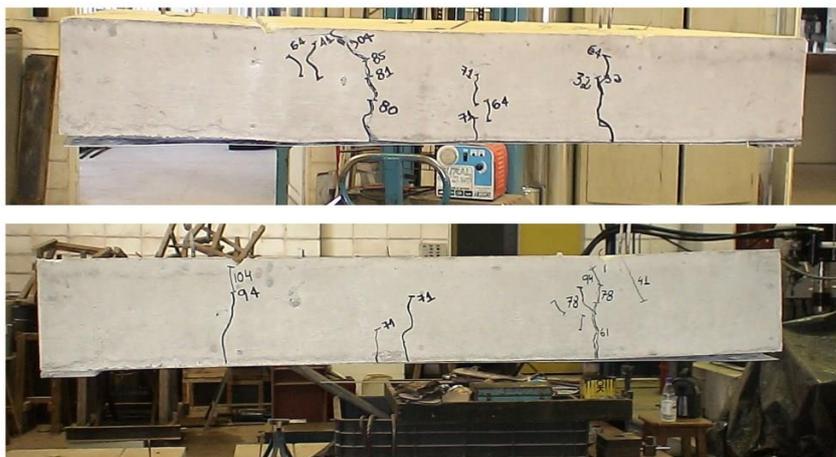


**Figura 3.29 - Força versus Deslizamento Relativo de Extremidade – Modelo 4**

Como esperado, no início do ensaio foi comprovado a interação completa entre a forma de aço e o concreto, que permaneceu até uma intensidade de força próxima a 80 kN, somente para o ponto 20 a ruptura da aderência química ocorreu precocemente, próximo a força de 30 kN.

Pode-se observar bem o comportamento desse transdutor pela Figura 3.30, onde do lado direito ocorreu uma fissura abaixo do apoio na carga de 32 kN. Nesse modelo provavelmente as duas chapas trabalharam quase que isoladamente, pois apresentaram comportamentos bastante distintos entre os pontos de medição do mesmo apoio.

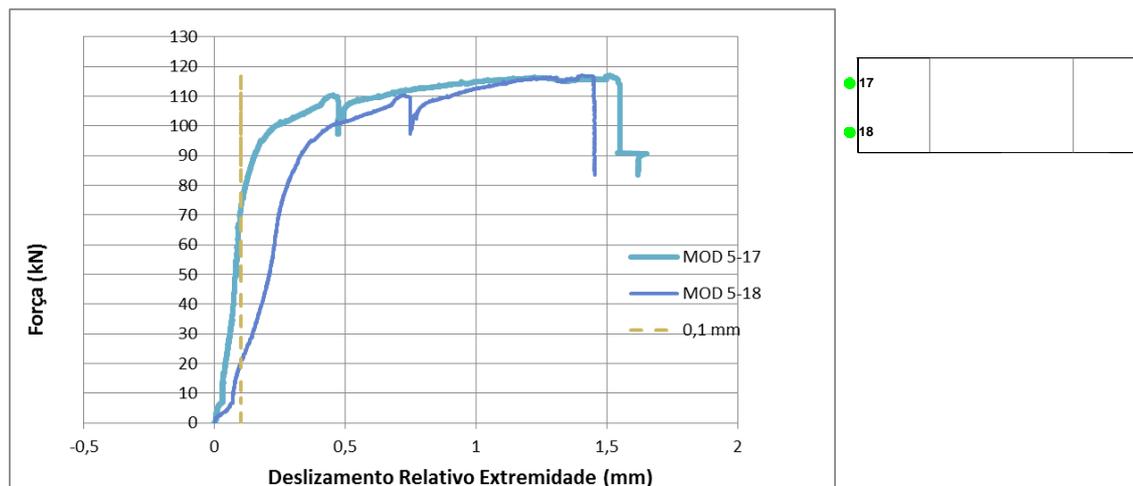
É possível observar também o deslizamento relativo de 0,1 mm que ocorreu na carga de 38,2 kN para o ponto do transdutor 17, diferentemente dos outros pontos no qual o deslizamento ocorreu próximo a força máxima do modelo.



**Figura 3.30 - Modelo 4 – Fissuração na ruptura**

### 3.7.3 MODELO 5

Como já citado anteriormente o ensaio cíclico tem o objetivo de extinguir a aderência química entre o aço e concreto, para que no ensaio estático seja possível analisar a eficiência das mossas na transferência de cisalhamento entre a forma de aço e o concreto. As Figuras 3.31 e 3.32 apresentam as curvas força x deslizamento relativo de extremidade para a fase final estática do ensaio do modelo 5.



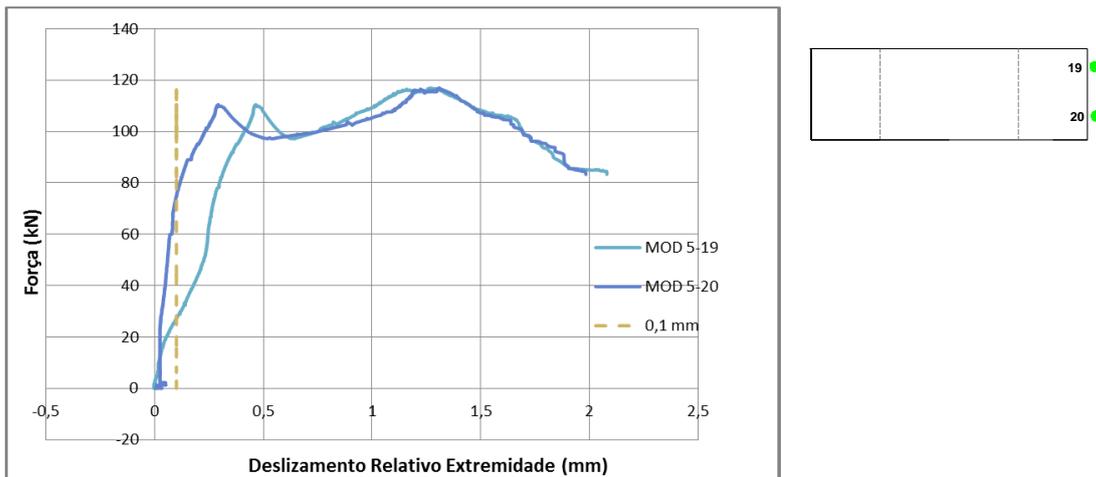
**Figura 3.31 - Força x Deslizamento Relativo de Extremidade – Modelo 5**

Esse modelo apresentou a formação de fissuras durante o carregamento cíclico, por volta do ciclo 214 (Figura 3.33), o que indica o início do rompimento da aderência química entre a forma de aço e o concreto.

De modo geral, esse modelo não apresentou uma interação completa clara, o que se deve provavelmente, a ruptura da aderência química no ensaio cíclico. Houve um aumento grande da carga, porém com pequenos deslizamentos relativos de extremidade.

Foi possível notar a formação de fissuras tanto no ensaio cíclico quanto no ensaio estático, provavelmente ao se iniciar o ensaio estático a aderência química entre a forma de aço e o concreto já estava enfraquecida, e ao longo do ensaio estático foi rompida completamente.

Observa-se também que para os pontos 18 e 20 houve um deslizamento relativo maior que para os pontos 17 e 19. Provavelmente isso se deve ao fato da aderência química ter se rompido primeiro neste lado da chapa. Esses pontos também apresentaram um comportamento mais dúctil do que os outros, fato que pode ter ocorrido por um lado da chapa ter suportado uma carga maior que o outro lado, fornecendo ao sistema um comportamento dúctil.



**Figura 3.32 - Força versus Deslizamento Relativo de Extremidade – Modelo 5**

A Figura 3.33.a apresenta o quadro de fissuração ao final do ensaio para o modelo 5. Foi observada, ao final do ensaio, uma fissura atípica para esses tipos de modelo, formada na diagonal da nervura da seção transversal, como mostrada na figura 3.33.b. Não foi encontrado nada que justificasse o aparecimento desta fissura.



**a) Quadro de fissuração na ruptura do modelo 5**



**b) Fissura na lateral do modelo 5**

**Figura 3.33 – Fissuras no modelo 5**

### 3.7.4 MODELO 6

As figuras 3.35 e 3.36 apresentam as curvas força *versus* deslizamento relativo de extremidade para o modelo 6, relativas à fase final estática até a ruptura.

O modelo 6 apresentou uma grande formação de fissuras já no ensaio cíclico, (Figuras 3.36 e 3.37), o que provavelmente rompeu quase que por completo a resistência da interface de cisalhamento entre a forma de aço e o concreto. Observa-se isso bem nas curvas das Figuras 3.34 e 3.35, principalmente para os pontos 19 e 20, que já iniciam o carregamento com deslizamento relativo de extremidade significativo.

A recuperação da resistência observada nas curvas se deve, provavelmente, a transferência de cisalhamento entre as mossas e o concreto e ao atrito no apoio devido às cargas verticais. Apesar de na fase cíclica o modelo ter apresentado uma grande formação de fissuras, foram todas fissuras com aberturas muito pequenas.

Os pontos 17 e 18 apresentaram um deslizamento bem menor que os pontos 19 e 20. Não foi observado nada que justificasse essa diferença entre os apoios. Esse modelo apresentou um comportamento diferente dos demais, pois não apresentou quedas na força com subsequente recuperação, como nos outros modelos.

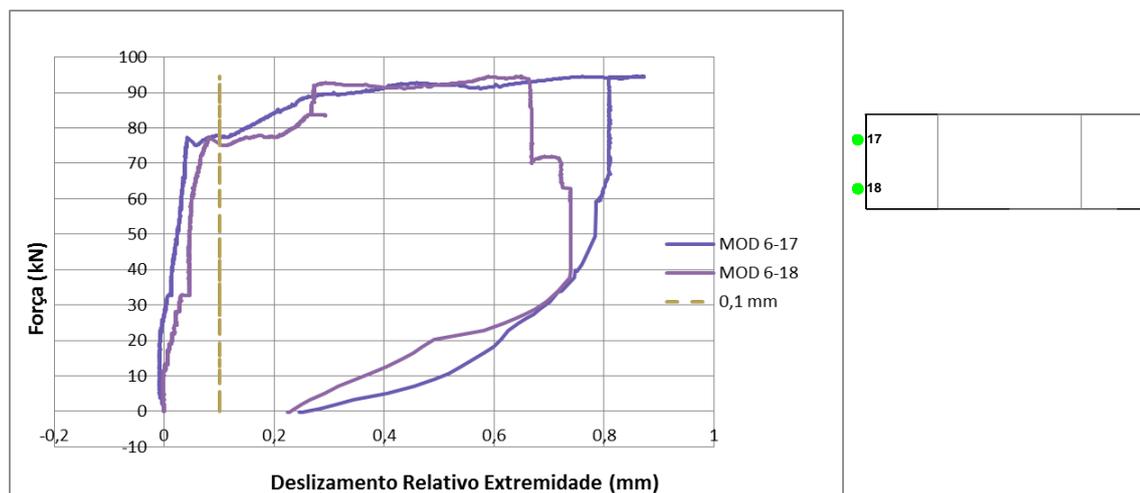


Figura 3.34 - Força x Deslizamento Relativo de Extremidade – Modelo 6

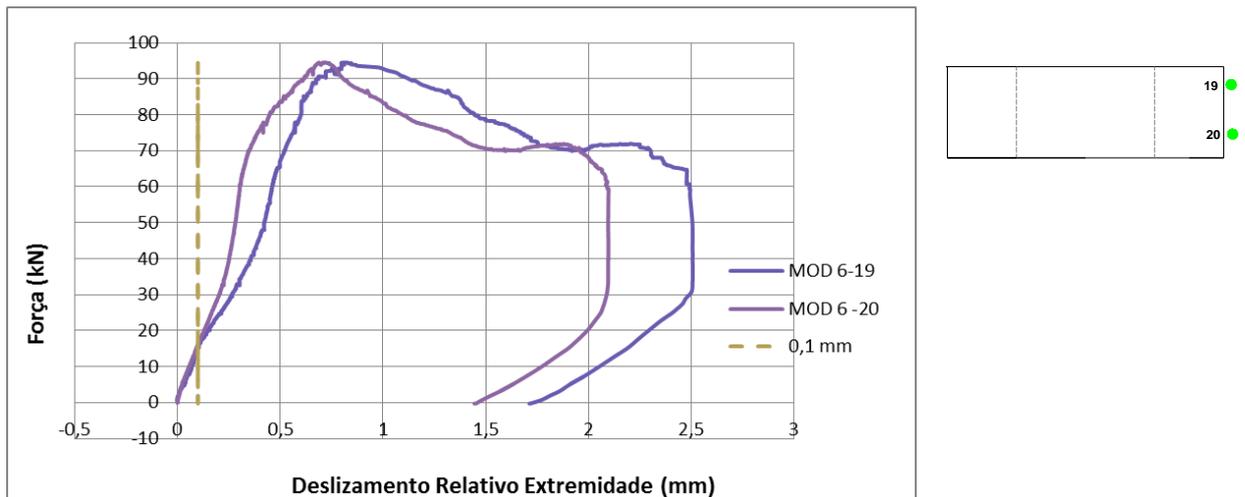


Figura 3.35 - Força versus Deslizamento Relativo de Extremidade – Modelo 6

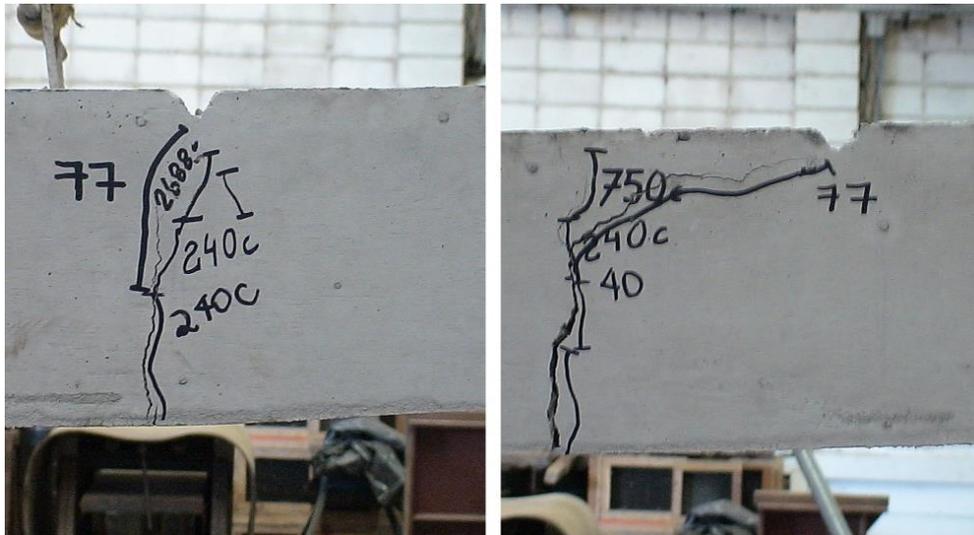


Figura 3.36- Modelo 6– Quadro de fissuração na ruptura do modelo – detalhes.



Figura 3.37 - Modelo 6 – Quadro de fissuração na ruptura do modelo – panorama completo.

Todos os modelos do grupo 2 apresentaram comportamentos considerados dúcteis segundo o Eurocode 4 -1-1 (2004), cujos valores estão na Tabela 3.4. Porém os modelos apresentaram diferenças entre os pontos de medição, vale ressaltar que o comportamento

dúctil foi considerado analisando o sistema como um todo. No caso dos modelos do grupo 2 a diferença entre a força máxima  $P_u$ , e a força que causa 0,1 mm de deslizamento relativo  $P_{des}$  foi maior que as apresentadas pelo grupo. Provavelmente essa diferença se deve ao fato do vão ser menor, aumentando a rigidez do modelo e aumentando o intertravamento mecânico entre o concreto e as mossas.

No geral os modelos tiveram comportamento satisfatório, pois apresentaram força máxima duas vezes maior que o grupo 1, o que já era esperado.

**Tabela 3.4– Força Pdes e Força Máxima – Grupo 2**

	Força relativa ao deslizamento inicial de 0,1mm - Pdes (kN)	Força Máxima do ensaio - Pu (kN)	Pu/Pdes
<b>Modelo 4</b>	<b>38,2</b>	<b>104,38</b>	<b>2,73</b>
<b>Modelo 5</b>	<b>20</b>	<b>116,98</b>	<b>5,85</b>
<b>Modelo 6</b>	<b>16</b>	<b>94,55</b>	<b>5,91</b>

### 3.8 CURVAS FORÇA X FLECHA NO MEIO DO VÃO – GRUPO 1

#### 3.8.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Uma apresentação geral do comportamento da laje mista durante todo o ensaio é apresentada pelas curvas força *versus* flecha no meio do vão. Neste item são apresentadas as curvas de força *versus* flecha no meio do vão para os modelos do grupo 1, sendo que para o modelo 1 as curvas são relativas ao ensaio estático e para os modelos 2 e 3 são apresentadas as curvas relativas ao ensaio cíclico e ao ensaio estático.

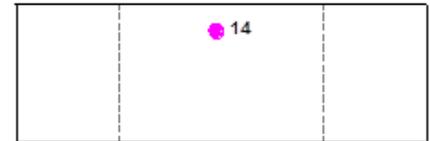
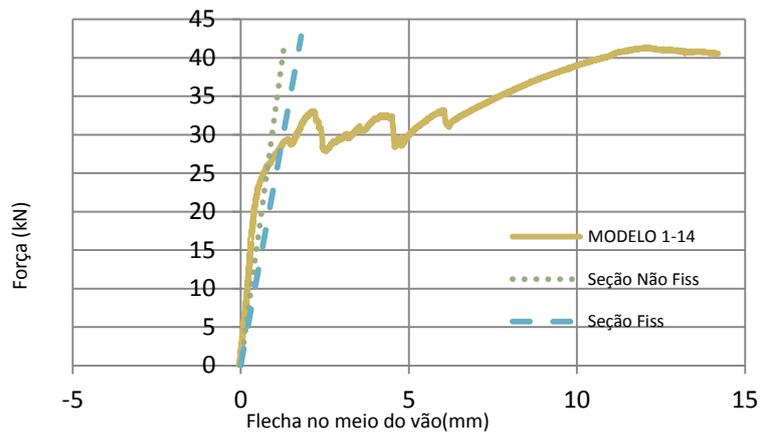
#### 3.8.2 MODELO 1

##### 3.8.2.1 Ensaio estático

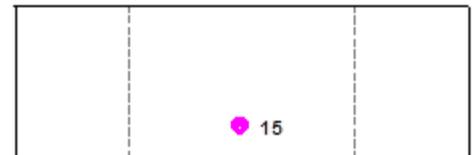
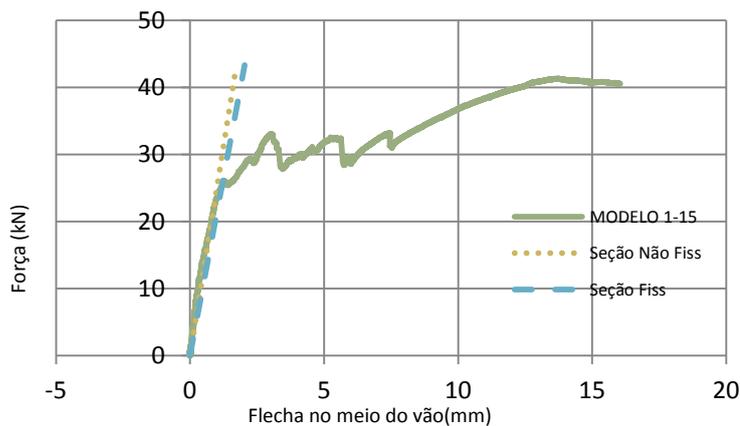
Nas Figuras 3.38 a e b são apresentadas as flechas teóricas calculadas para o estágio não fissurado e fissurado. Estes cálculos são mostrados no capítulo 4 que aborda a análise teórica incluindo a determinação da flecha no meio do vão.

Observa-se nas curvas uma fase inicial elástica não fissurada, até aproximadamente a força de 23 kN. O modelo apresentou uma queda na rigidez após a fissuração, e várias quedas da força de carregamento com posteriores recuperações até a ruptura. Este modelo apresentou três quedas de resistência, onde a aderência química provavelmente deve ter rompido, e os dispositivos de transferência de cisalhamento continuaram a suportar os esforços havendo um incremento de resistência significativo, chegando até a força máxima de 41,387 kN.

Os dois pontos, 14 e 15, tiveram curvas muito parecidas o que mostra que a medição foi coerente e que o modelo teve comportamento conjunto satisfatório. O ponto que também pode ser observado são as flechas máximas que foram iguais a 12,115 mm para o ponto 14 e 13,741 mm para o ponto 15.



a) Transdutor 14



b) Transdutor 15

Figura 3.38 – Curvas Força x Flecha no meio do vão - Modelo 1



Figura 3.39 - Quadro de fissuração do modelo 1 ao final do ensaio

Na Figura 3.39 temos o quadro de fissuração do modelo 1 que indica que o modelo rompeu por cisalhamento longitudinal como esperado.

### 3.8.3 MODELO 2

#### 3.8.3.1 Ensaio Cíclico

As Figuras 3.40 e 3.41 apresentam as curvas força *versus* flecha no meio do vão da fase inicial do ensaio do modelo 2. Nessa fase o modelo foi submetido a um carregamento cíclico.

É possível observar nas curvas uma perda de rigidez do modelo provavelmente ocasionada pelo enfraquecimento da aderência química entre a forma de aço e o concreto. Nesta fase não foram observadas a formação de fissuras visíveis a olho nu. Ocorreu uma diferença pequena entre as flechas medidas no ponto 14 e no ponto 15, porém o intervalo de variação entre elas foi parecido, em torno de 0,6 mm.

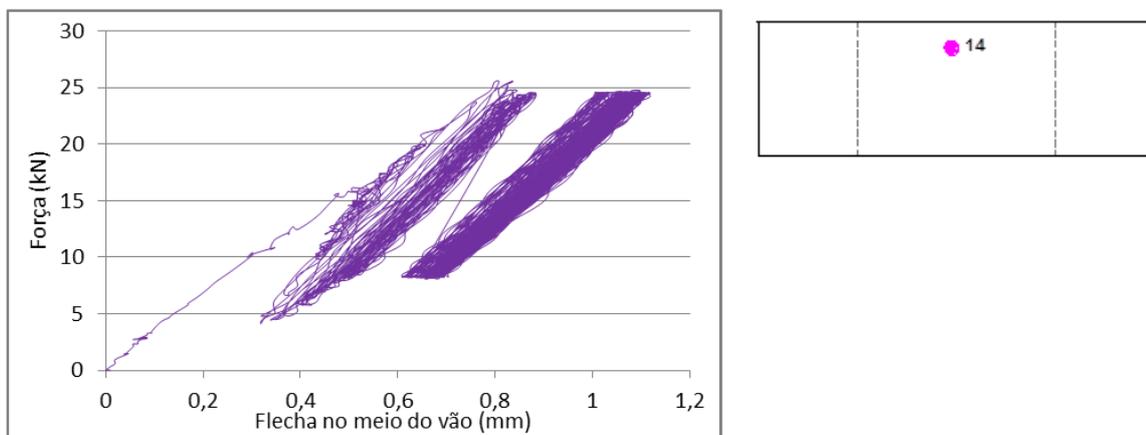


Figura 3.40 - Modelo 2 – Curva Força *versus* Flecha no meio do vão – Transdutor 14

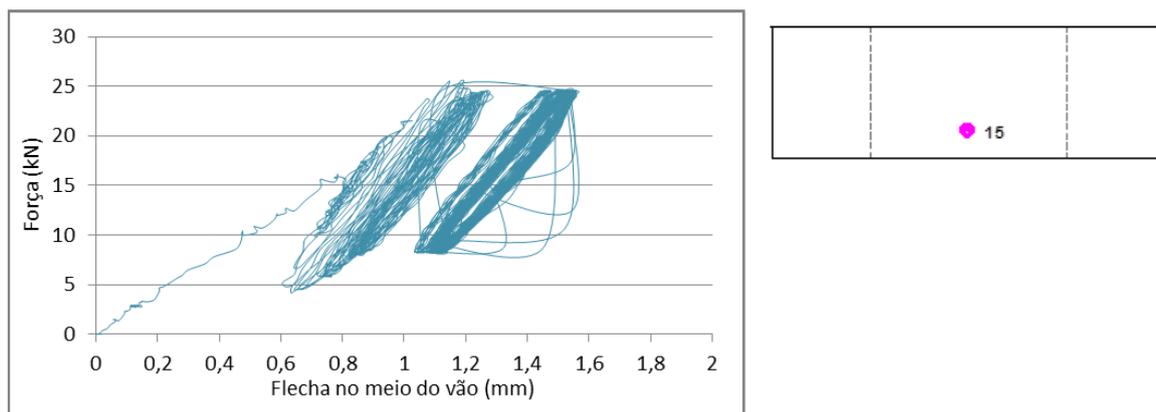
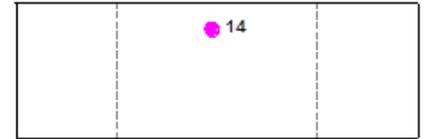
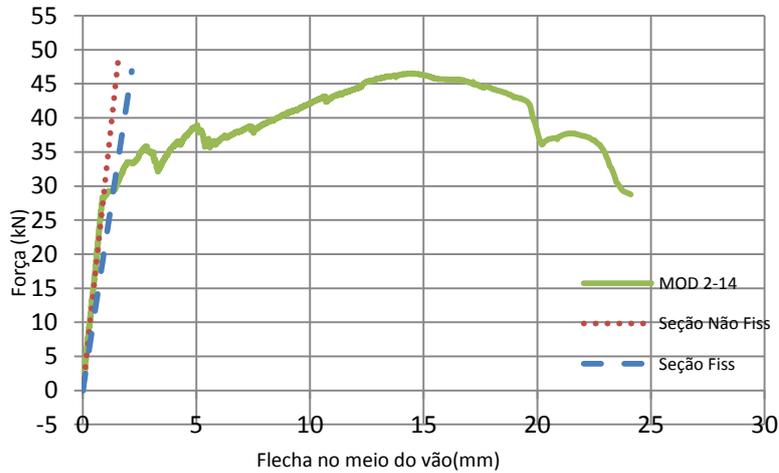


Figura 3.41 - Modelo 2 – Curva Força *versus* Flecha no meio do vão – Transdutor 15

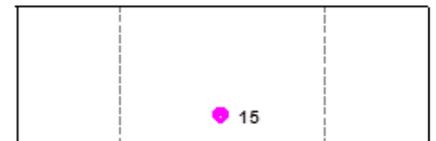
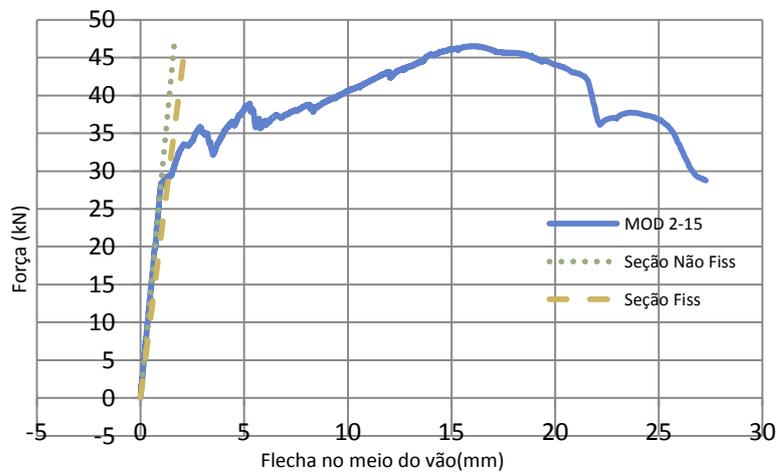
#### 3.8.3.2 Ensaio estático

Sabe-se pelas curvas de força *versus* deslizamento relativo de extremidade que a ligação química entre a forma de aço e o concreto não foi totalmente rompida, pois inicialmente o deslizamento é nulo. Porém, o modelo apresentou menos quedas da força

que o modelo 1, que pode ser explicado pelo fato do modelo ter sido submetido ao carregamento inicial cíclico, enfraquecendo a aderência química, que geralmente ocasiona as quedas de carga no início do ensaio.



a) Transdutor 14



b) Transdutor 15

**Figura 3.42 – Curvas Força x Flecha no meio do vão - Modelo 2**

Esse modelo apresentou uma fase elástica até aproximadamente a força de 28 kN, observada nas curvas das figuras 3.42.a e 3.42.b. Os dois pontos apresentaram comportamentos parecidos que mostram que as duas chapas trabalharam realmente em conjunto, o que era esperado. Isso é evidenciado pela semelhança entre as flechas no ponto de força máxima, sendo de 14,472 mm para o ponto 14 e 16,035 mm para o ponto 15.



Figura 3.43 - Quadro de fissuração do modelo 2 ao final do ensaio

Na Figura 3.43 temos o quadro de fissuração do modelo 2 que indica que o modelo rompeu por cisalhamento longitudinal como esperado.

### 3.8.4 MODELO 3

#### 3.8.4.1 Ensaio Cíclico

As Figuras 3.44 e 3.45 apresentam as curvas força *versus* flecha no meio do vão para a fase inicial cíclica do modelo 3. Foi observado nessas curvas, a perda de rigidez provocada pelo enfraquecimento da aderência química entre a forma de aço e o concreto.

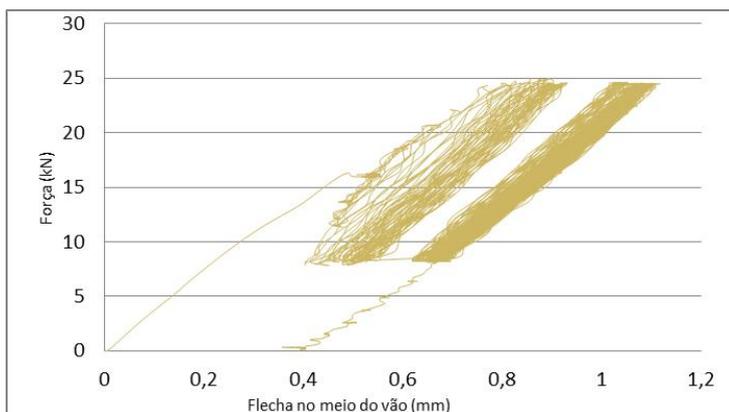


Figura 3.44 - Modelo 3 – Curva Força *versus* Flecha no meio do vão – Transdutor 14

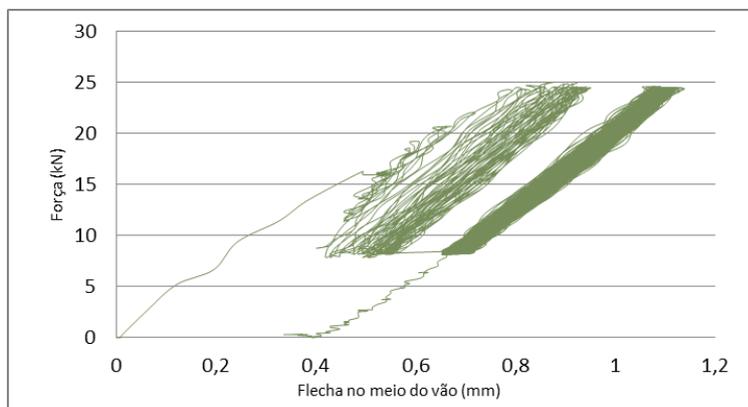


Figura 3.45 - Modelo 3 – Curva Força *versus* Flecha no meio do vão – Transdutor 15

Os dois pontos de medição apresentaram resultados semelhantes, o que mostra que o sistema estava trabalhando em conjunto perfeitamente, como o esperado. Esse modelo também não apresentou a formação de fissuras visíveis a olho nu durante essa fase de carregamento.

#### 3.8.4.2 *Ensaio Estático*

As Figuras 3.46.a e 3.46.b mostram as curvas força *versus* flecha no meio do vão para o modelo 3. Esse modelo teve comportamento parecido com o comportamento do modelo 2, apresentando menos quedas de carga que o modelo 1, provavelmente pelo fato de quando o carregamento estático foi aplicado a aderência química entre o aço e o concreto já estar enfraquecida. As quedas da força aplicada foram também menores que as dos outros modelos, fazendo com que as curvas ficassem mais tênues comparadas às outras.

O modelo apresentou uma fase elástica bem definida que pode ser observada pela linha da seção não fissurada que foi exatamente coincidente com os resultados do ensaio até aproximadamente a força de 34 kN.

Após a fissuração da seção o modelo apresentou uma queda na rigidez, que pode ser percebido comparando-se o aumento da flecha até a força de 34 kN, com o aumento de carga entre a força máxima de 51,795 kN, que foi bem maior para esse último.

Esse modelo apresentou um comportamento satisfatório, a flecha no meio do vão formada pela aplicação da força máxima para os pontos 14 e 15 que foram de 11,373 mm e 11,315 mm, respectivamente.

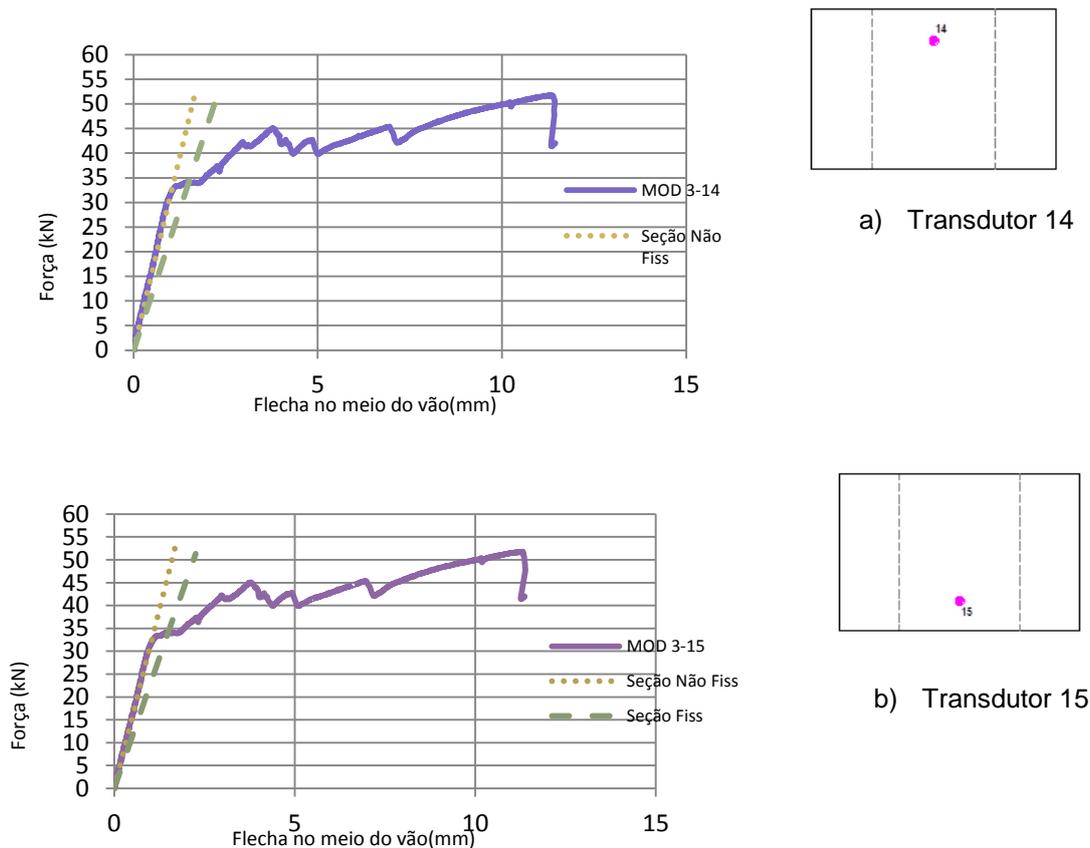


Figura 3.46 – Curvas Força versus Flecha no meio do vão - Modelo 3



Figura 3.47 – Quadro de fissuração ao final do ensaio - modelo 3

A Figura 3.47 apresenta a configuração das fissuras do modelo 3 ao final do ensaio que indica a ruptura por cisalhamento longitudinal como esperado.

### 3.9 CURVAS FORÇA X FLECHA NO MEIO DO VÃO – GRUPO 2

#### 3.9.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste item são apresentadas as curvas de força *versus* flecha no meio do vão para os modelos do grupo 2. Sendo que para o modelo 4 as curvas são relativas ao ensaio estático, e para o modelo 5 e modelo 6 são apresentadas as curvas relativas ao ensaio cíclico e ao ensaio estático separadamente.

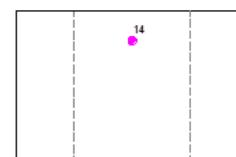
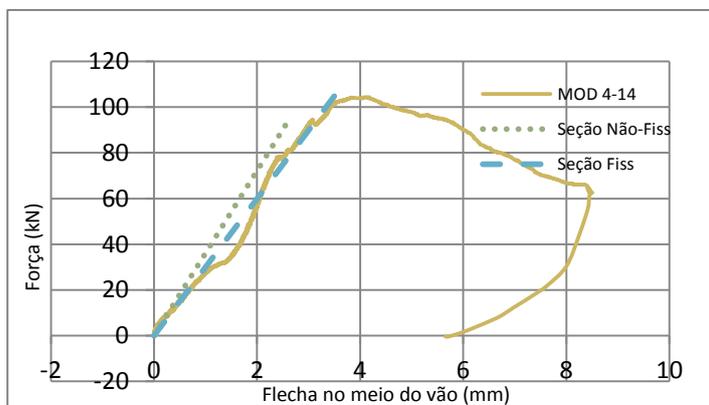
### 3.9.2 MODELO 4

#### 3.9.2.1 Ensaio Estático

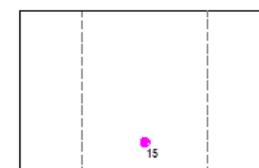
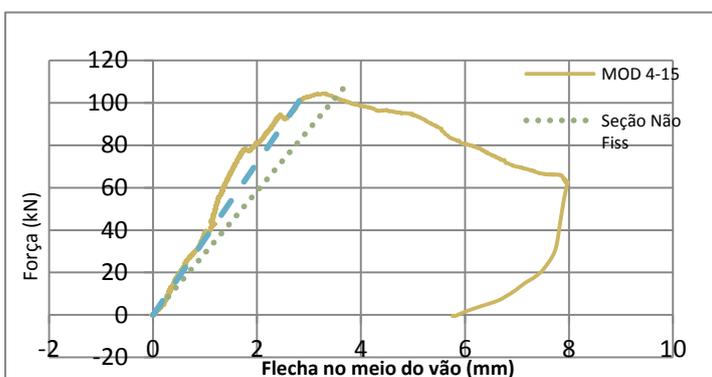
Nas Figuras 3.48.a e 3.48.b são apresentadas as curvas força *versus* flecha no meio do vão para o modelo 4, ensaiado sob carregamento monotônico. São apresentados também as flechas teóricas calculadas para o estágio não fissurado e fissurado, que estão calculadas no capítulo 4 de análise teórica.

Observa-se nas curvas uma fase inicial elástica não fissurada, até aproximadamente a força 10 kN. Esse modelo não apresentou quedas e recuperação sucessivas da força de carregamento como os modelos do grupo 1 ou seja, pela curva não se pode perceber onde ocorreram a quebra da ligação química e fissuras.

As flechas relativas à força máxima para os pontos 14 e 15 foram próximas, sendo 4,113 mm e 3,244 mm, respectivamente, mostrando que o modelo estava trabalhando em conjunto como esperado. O comportamento deste modelo não evidencia uma ligação química forte, que talvez possa ser causado por algum problema não identificado no ensaio.

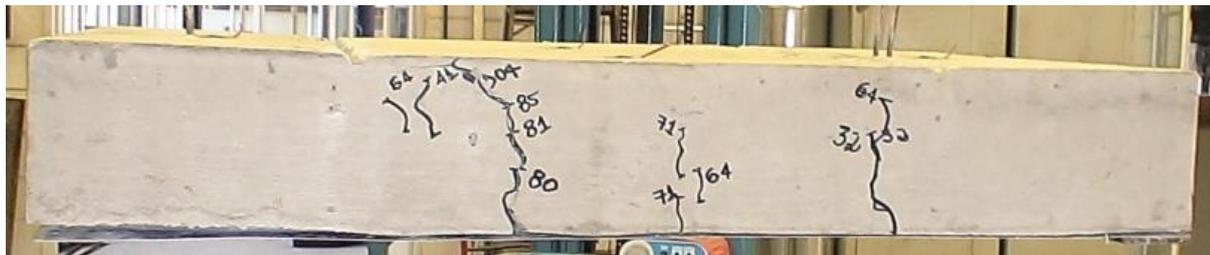


a) Transdutor 14



b) Transdutor 15

Figura 3.48 - Modelo 4 – Curva Força *versus* Flecha no meio do vão



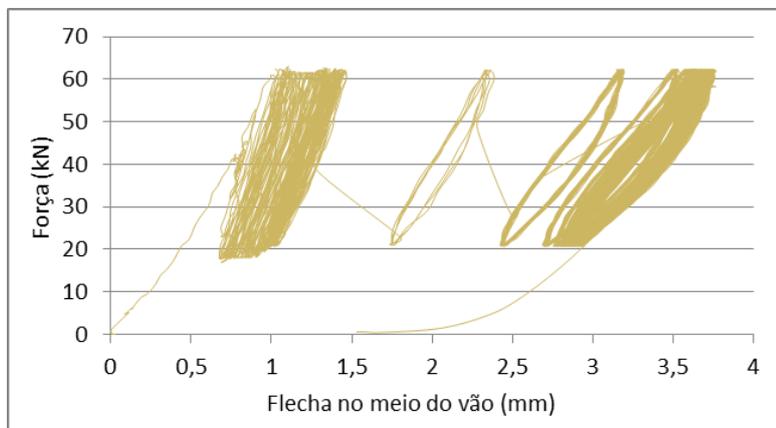
**Figura 3.49 – Quadro de fissuração ao final do ensaio – Modelo 4**

A Figura 3.49 apresenta o quadro de fissuração do modelo 4 ao final do ensaio, indicando uma ruptura por cisalhamento longitudinal.

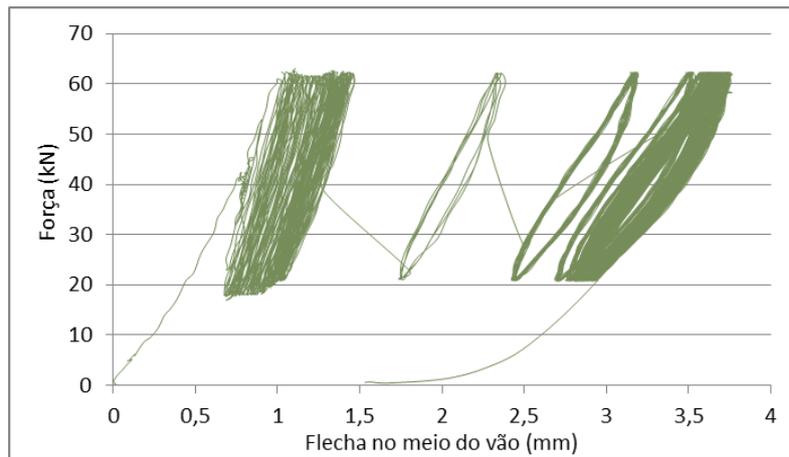
### 3.9.3 MODELO 5

#### 3.9.3.1 Ensaio Cíclico

As Figuras 3.50 e 3.51 apresentam as curvas força *versus* flecha no meio do vão para a fase inicial cíclica do modelo 5. As curvas mostram uma perda de rigidez significativa entre o início e o final da aplicação dos ciclos. Os resultados para os pontos 14 e 15 foram semelhantes mostrando que a laje estava trabalhando em conjunto como esperado.



**Figura 3.50 - Modelo 5 – Curva Força *versus* Flecha no meio do vão - Transdutor 14**



**Figura 3.51 - Modelo 5 – Curva Força versus Flecha no meio do vão – Transdutor 15**

Foi possível observar durante esse ensaio a formação de uma fissura em baixo do ponto de aplicação da força, mostrada na Figura 3.52.



**Figura 3.52 - Fissura formada durante o carregamento cíclico do modelo 5.**

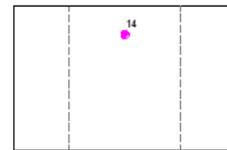
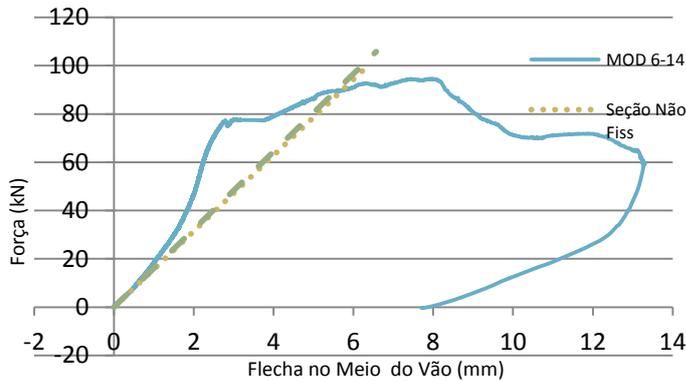
### 3.9.3.2 Ensaio Estático

As Figuras 3.53.a e 3.53.b apresentam as curvas força versus flecha no meio do vão para o modelo 5 relativas à fase final estática do ensaio.

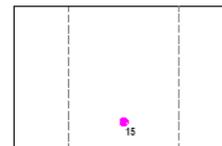
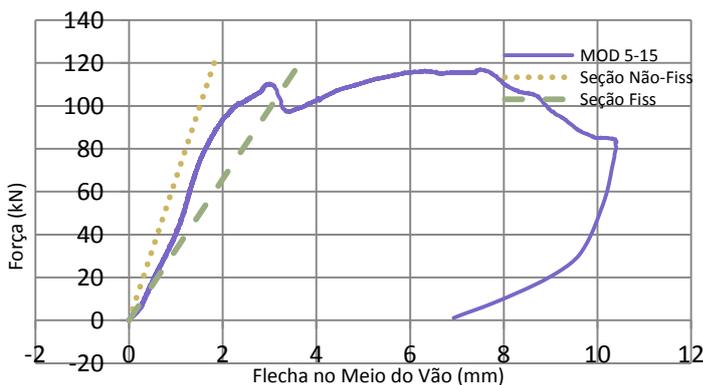
A fase elástica do modelo foi até aproximadamente a força de 10 kN, pequena em relação a força máxima que foi de 116,98 kN. O modelo apresentou uma flecha para a seção não fissurada próxima à fissurada. Esse modelo apresentou uma fissuração durante a fase inicial de carregamento cíclico, que provavelmente ocorreu a ruptura da aderência química por completo. Todavia, de todos os modelos do grupo 2 o modelo 5 foi o mais resistente.

O modelo apresentou apenas uma queda de resistência pequena com posterior recuperação até a força máxima. As flechas relativas aos pontos de força máxima ficaram diferentes sendo estas iguais a 12,406 mm para o ponto 14 e 7,491 mm para o ponto 15. Isso se deve, provavelmente, a algum problema na medição do transdutor, pois ao longo do ensaio a forma de aço deformou em alguns pontos mais que outros, devido a flambagem local.

Foi possível concluir que os dispositivos de transferência de cisalhamento para o modelo 5 apresentaram funcionamento eficiente, que apesar da ocorrência de fissuras a ligação química pode não ter sido rompida, apenas enfraquecida. E que provavelmente esse modelo não apresentou muitos problemas relacionados à concretagem, o que permitiu uma força resistente maior que os outros modelos.



a) Transdutor 14



b) Transdutor 15

Figura 3.53 - Modelo 5 – Curva Força versus Flecha no meio do vão



**Figura 3.54- Quadro de fissuração ao final do ensaio – Modelo 5**

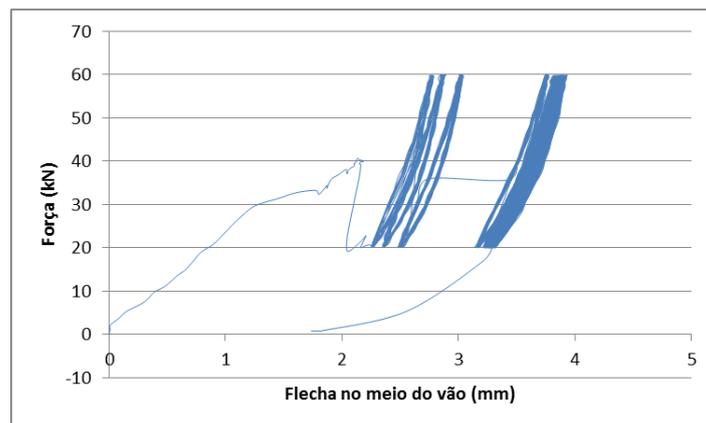
A figura 3.54 mostra o quadro de fissuração do modelo 5 o que caracteriza uma ruptura por cisalhamento longitudinal.

### 3.9.4 MODELO 6

#### 3.9.4.1 Ensaio Cíclico

As Figuras 3.55 e 3.56 apresentam as curvas força *versus* flecha no meio do vão para o ensaio com carregamento cíclico do modelo 6. Observa-se, nas curvas obtidas com o ensaio, que o modelo apresentou uma rigidez maior que o modelo 5, pois a curva é menos inclinada. Com a realização dos ciclos de carregamento, ocorreu certa perda de rigidez do modelo, como já esperado.

Assim como no modelo 5, o modelo 6 apresentou fissuração durante o ensaio cíclico, porém com a abertura de muito mais fissuras visíveis, como pode ser observado na Figura 3.57.



**Figura 3.55 - Modelo 6 – Curva Força versus Flecha no meio do vão**

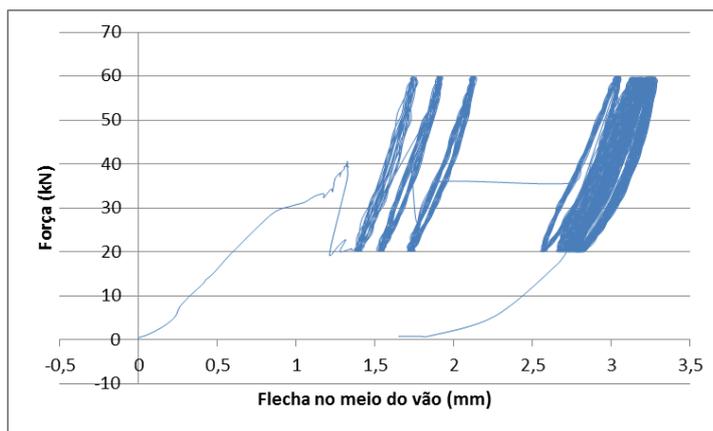


Figura 3.56 - Modelo 6 – Curva Força *versus* Flecha no meio do vão

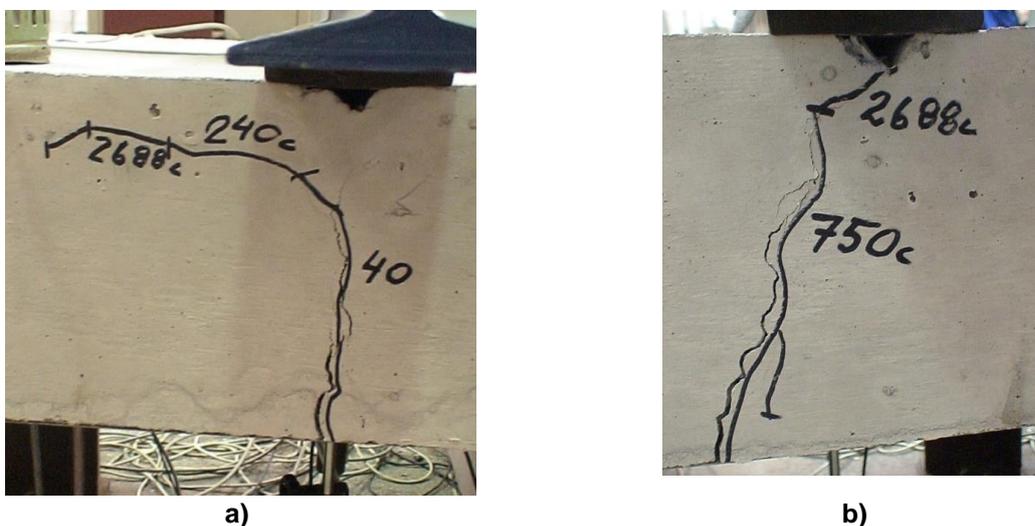


Figura 3.57 - Fissuras formadas durante o carregamento cíclico do Modelo 6.

#### 3.9.4.2 Ensaio Estático

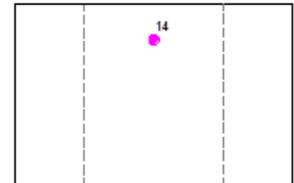
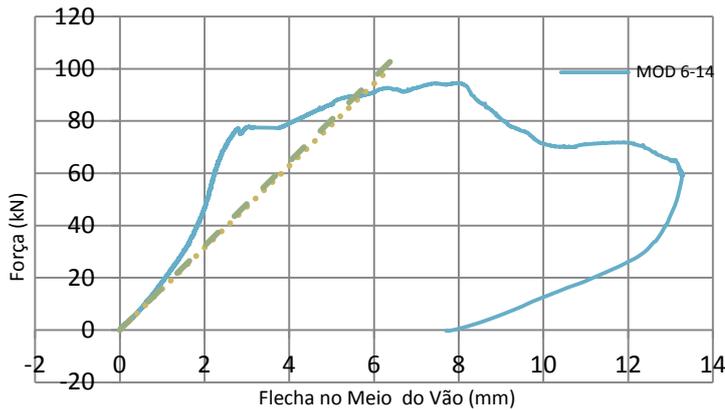
Nas Figuras 3.58.a e 3.58.b são apresentadas as curvas força *versus* flecha no meio do vão, para o modelo 6 resultantes do ensaio estática. Observa-se nessas curvas, que a fase elástica do ensaio para o estágio não fissurado foi até aproximadamente a força 18 kN para o ponto 14, e 8 kN para o ponto 15. Esses pontos apresentaram uma diferença no comportamento, porém coerente com os modelos anteriores.

O modelo 6 apresentou uma queda de resistência pequena, antes de alcançar a força máxima de ruptura, que ocorreu a uma intensidade de força de aproximadamente 79 kN, de acordo com ambos os transdutores de deslocamento (14 e 15).

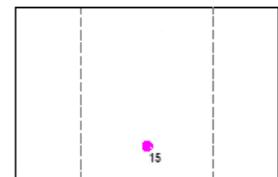
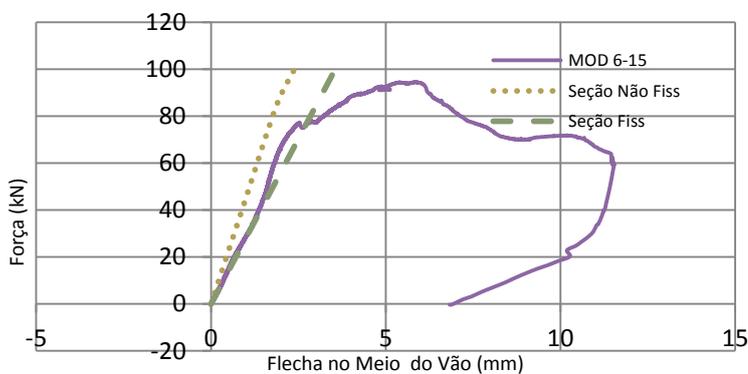
As flechas relativas à força máxima atingida no ensaio foram de 7,87 mm para o ponto 14 e 5,784 mm para o ponto 15. Esses pontos apresentaram diferenças, porém não significativas, podendo-se dizer que o modelo apresentou um comportamento satisfatório

levando em consideração o trabalho em conjunto entre as duas partes que compõem a forma de aço.

A forma de aço apresentou flambagem na alma, como mostra a Figura 3.59.a. Esse fato ocorreu, pois houve a formação de duas linhas neutras, uma no concreto e outra na forma de aço. Portanto, uma parte da alma ficou submetida as solicitações de compressão.



a) Transdutor 14



b) Transdutor 15

**Figura 3.58 - Modelo 6 – Curva Força versus Flecha no meio do vão**

Na figura 3.59.b temos o modelo 6 após a ruptura, é possível perceber que a maior parte das fissuras foram formadas na fase do carregamento cíclico e no ensaio estático essas tiveram um aumento gradual na abertura, conforme a força do ensaio aumentava. Pelo quadro de fissuração e pelo comportamento do modelo, pode-se afirmar que ele rompeu por cisalhamento longitudinal como esperado.



a) Flambagem na alma da forma de aço – modelo 6

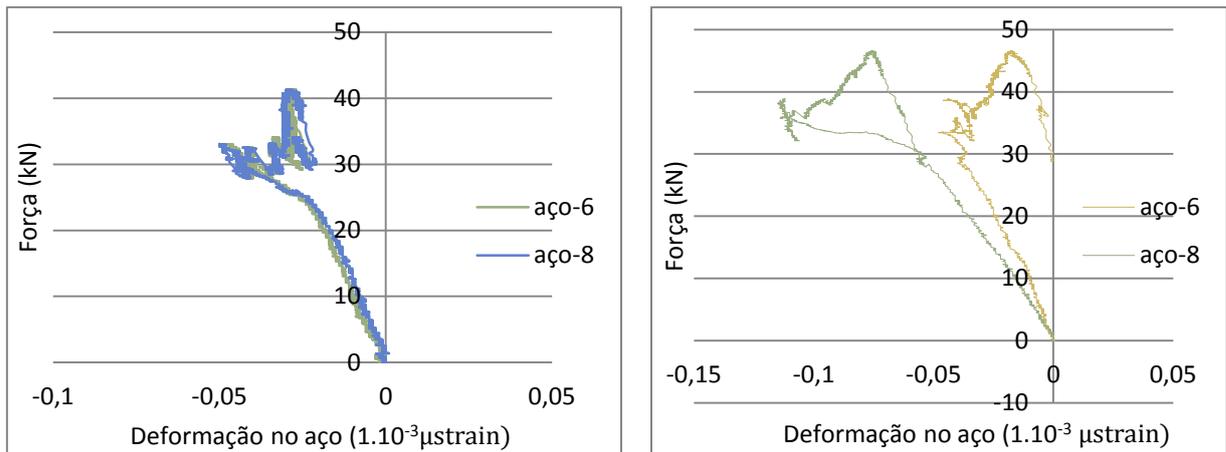


b) Quadro de fissuração na ruptura do modelo

**Figura 3.59 – Modelo 6 – Ruptura do modelo**

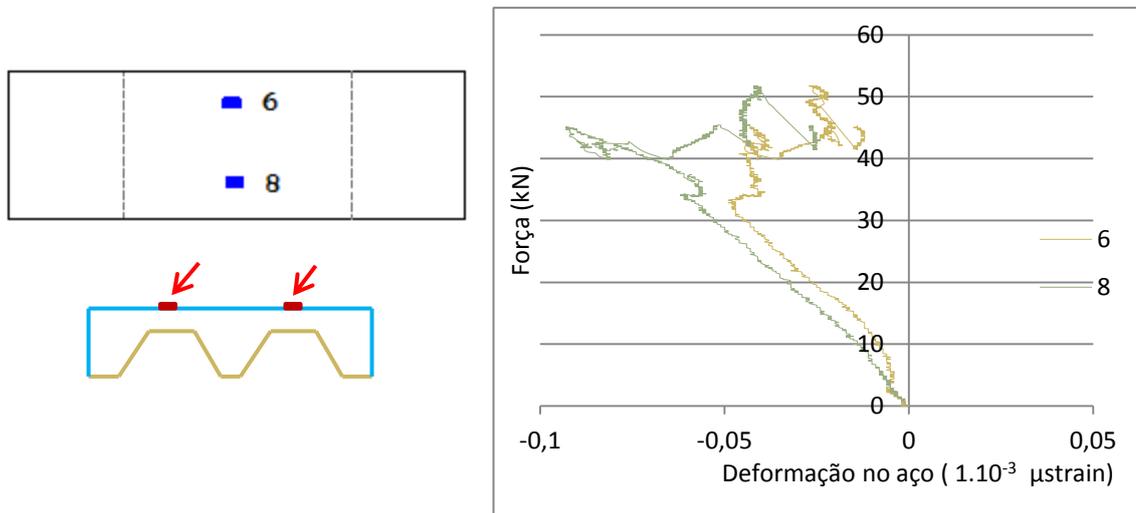
### 3.9.5 CURVAS FORÇA X DEFORMAÇÃO NO AÇO – GRUPO 1

São apresentadas na Figura 3.60 as curvas força *versus* deformação na forma de aço para o ensaio estático dos modelos 1, modelo 2 e modelo 3 (Grupo 1). O ponto de medição utilizado para a confecção das curvas localiza-se na mesa superior da forma. Nesse local, no início do ensaio estático, a forma de aço se encontra comprimida e com o aumento da intensidade da força e a diminuição da interação entre a forma e o concreto, o modelo passa a ter duas linhas neutras, uma na região das nervuras e outra no concreto, assim a mesa superior da forma de aço passa a ter um alívio de tensões, como pode ser observado no comportamento das curvas da Figura 3.60.



a) Modelo 1

b) Modelo 2



c) Modelo 3

Figura 3.60 – Grupo 1 – Curva Força versus deformação no aço Grupo 1.

### 3.10 CURVAS FORÇA X DEFORMAÇÃO NO CONCRETO – GRUPO 1

São apresentadas na Figura 3.61 as curvas força versus deformação do concreto para o ensaio estático dos modelos 1, modelo 2 e modelo 3. Observa-se que as curvas foram bastante semelhantes para os três modelos, seguindo com pequenas deformações à compressão até uma intensidade de força entre 25 e 30 kN e após esse estágio, com o deslocamento da linha neutra para cima, tem início as deformações de tração até a ruptura do modelo.

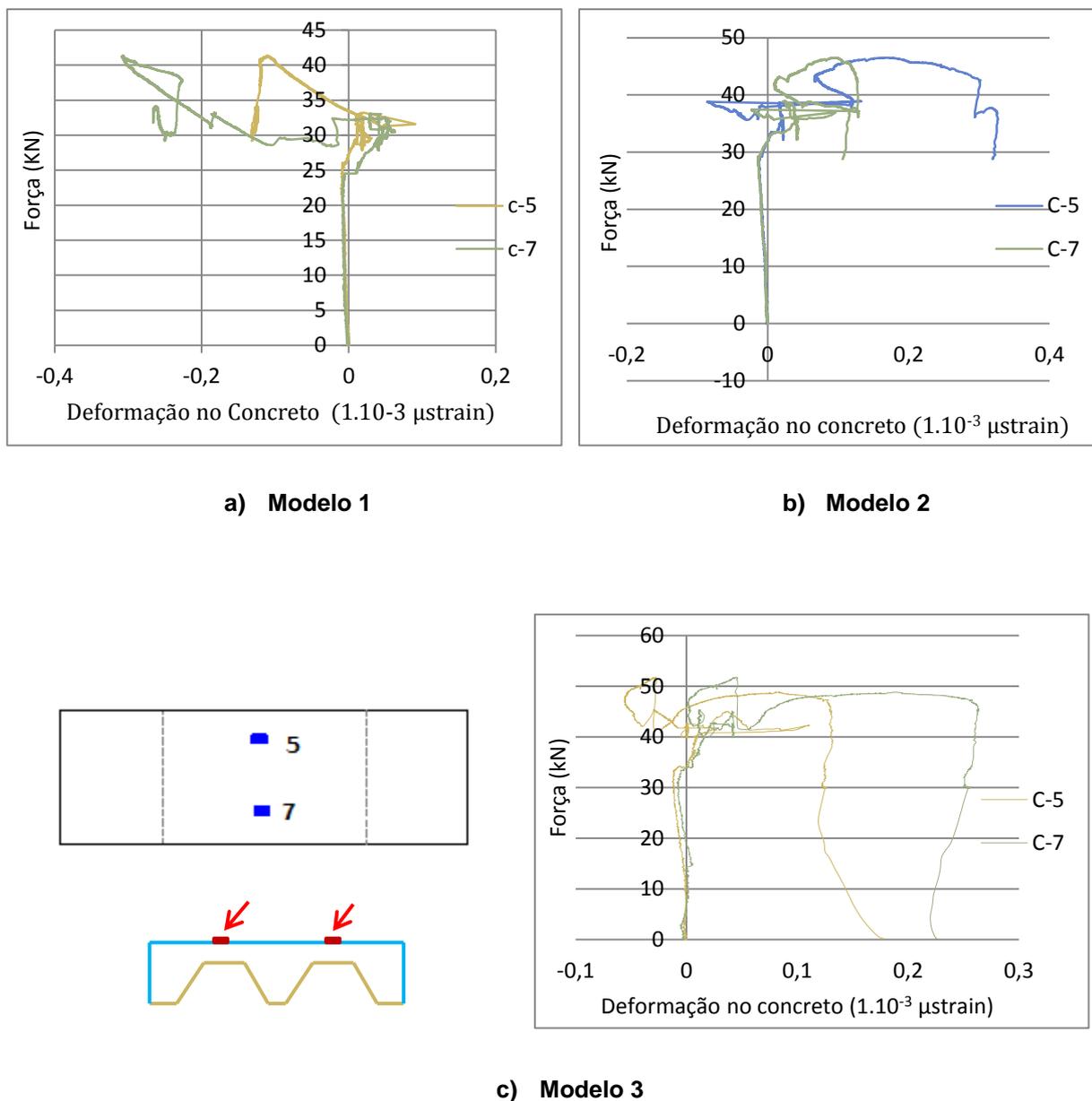
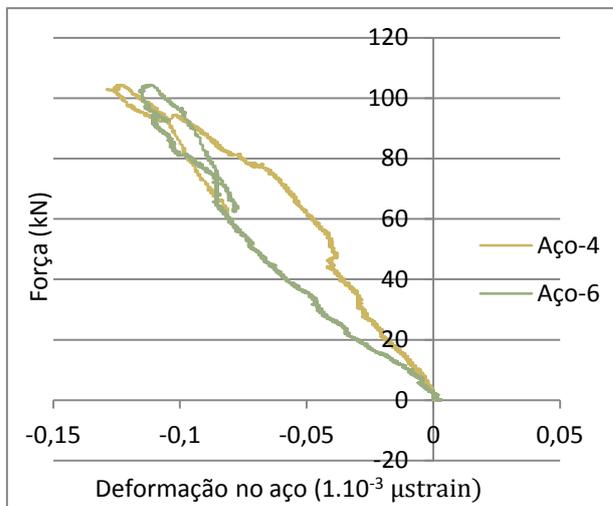


Figura 3.61 – Grupo 1 – Curva Força versus deformação no aço Grupo 2

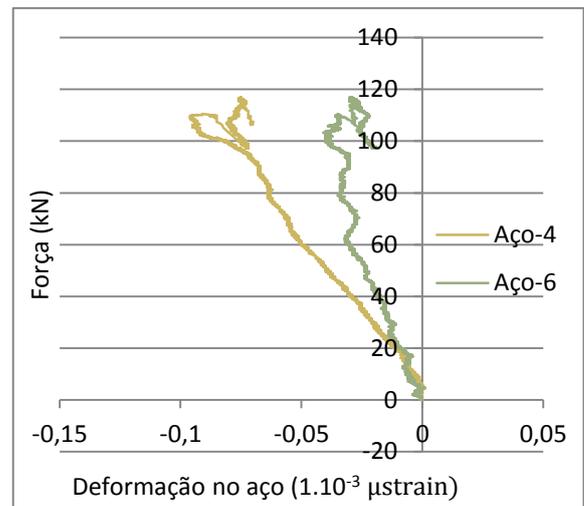
### 3.11 CURVAS FORÇA X DEFORMAÇÃO NA FORMA DE AÇO – GRUPO 2

São apresentadas na Figura 3.62 as curvas força *versus* deformação na forma de aço para o ensaio estático dos modelos 4, modelo 5 e modelo 6. Análogo ao ocorrido com as formas de aço dos modelos do Grupo 1, para o Grupo 2 esses elementos se apresentaram comprimidos durante a maior parte do ensaio, indicando que a linha neutra se manteve abaixo daquele nível até próximo da ruptura. Por se tratar de modelos com comprimento mais curto, as deformações na forma metálica foram relativamente maiores que as deformações nos modelos do Grupo 1. Cabe salientar que os extensômetros

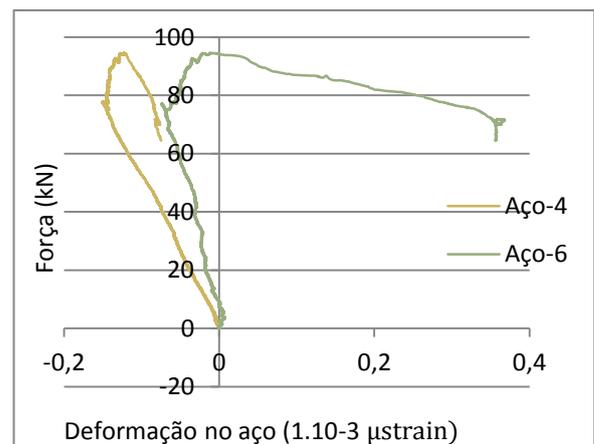
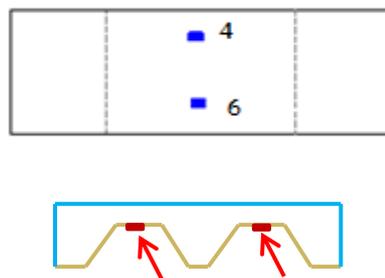
utilizados na leitura de deformações foram colados na parte superior da nervura da forma metálica.



a) Modelo 4



b) Modelo 5



c) Modelo 6

Figura 3.62 – Grupo 2 – Curva Força *versus* deformação no aço

### 3.12 CURVAS FORÇA X DEFORMAÇÃO NO CONCRETO – GRUPO 2

As Figuras 3.63 apresentam as curvas força *versus* deformação no concreto para os modelo 4, modelo 5 e modelo 6. Ao contrário do comportamento do concreto dos modelos de laje do Grupo 1 (comprimento 300 cm), para os modelos com 150 cm de comprimento o concreto apresentou maior deformação à compressão até a ruptura do modelo, com exceção apenas da leitura de um extensômetro do modelo 6. De acordo com as medições dos outros extensômetros, próximo da ruptura ocorreu uma deformação no sentido

contrário, indicando a alteração da posição da linha neutra para cima, no qual o concreto começa a se tracionar.

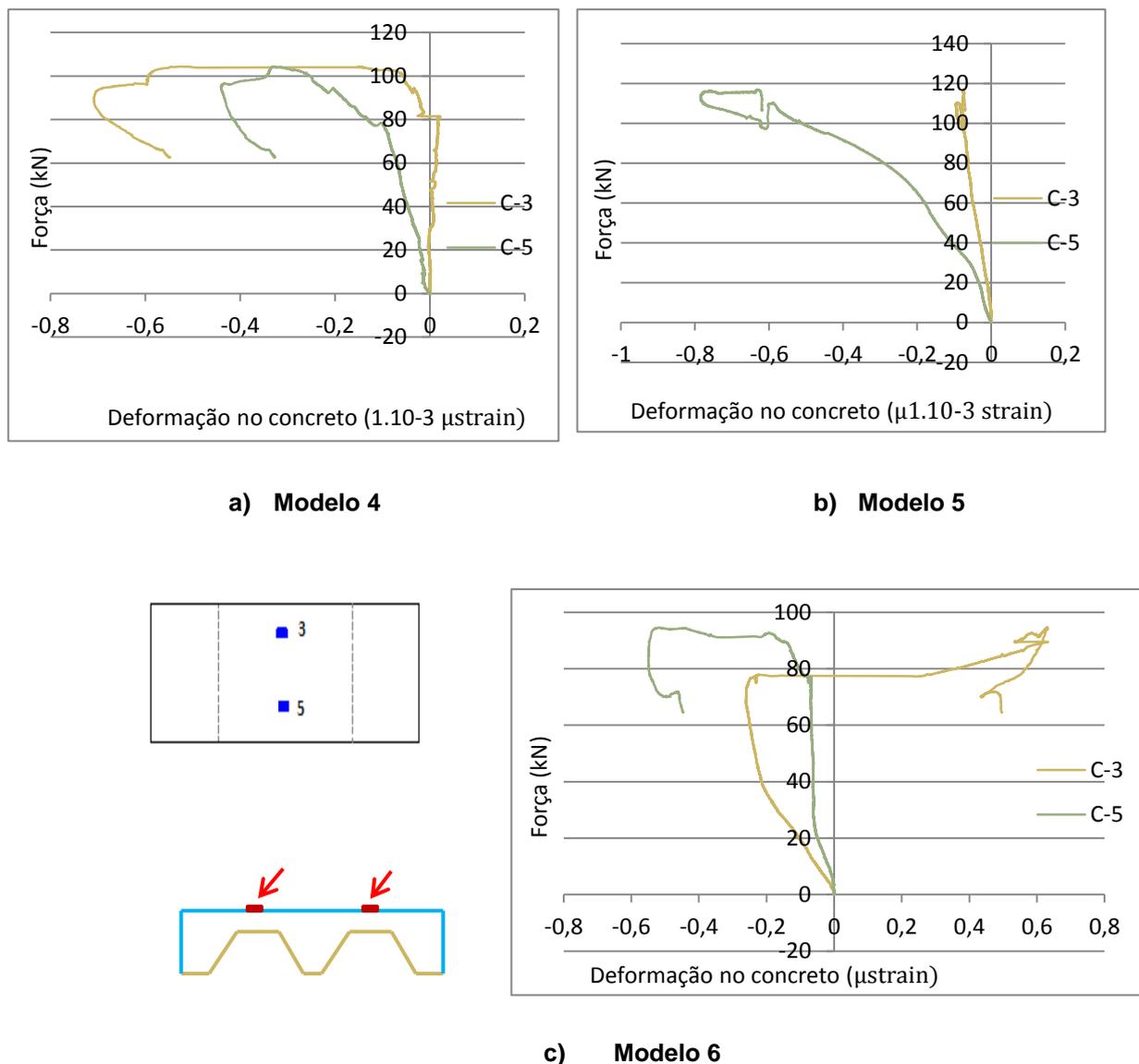


Figura 3.63 – Grupo 2 – Curva Força versus deformação no concreto

### 3.13 AVALIAÇÃO DOS MODELOS SEGUNDO O MÉTODO M-K

#### 3.13.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O método m-k é um método semi-empírico, baseado no resultado de ensaios à flexão em 4 pontos, de no mínimo 2 grupos de lajes. Este método relaciona a resistência nominal ao esforço cortante com os parâmetros de ensaio. É, também, um método reconhecido internacionalmente, como método padrão para o cálculo da resistência ao cisalhamento longitudinal. O valor de m é a inclinação da reta, e k é interseção da reta com

o eixo das ordenadas. Para a determinação dos parâmetros  $m$  e  $k$  foram seguidas as recomendações Eurocode 4 -1-1 (2004).

Esse método pode ser utilizado para avaliar tanto lajes com comportamento dúctil, quanto com comportamento frágil. O uso desse método, leva em consideração a resistência ao cisalhamento longitudinal fornecido pelas mossas nas formas de aço e pelo atrito no apoio das lajes.

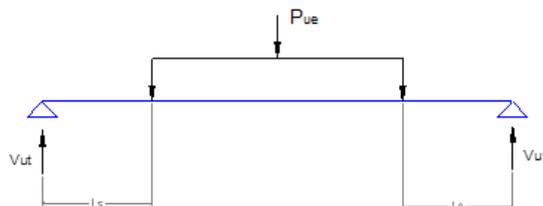
### 3.13.2 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS

A Tabela 3.5 apresenta os valores obtidos nos ensaios dos modelos de lajes mistas. Segundo Eurocode 4 -1-1 (2004) quando dois grupos de três testes são utilizados e o desvio e o resultado de qualquer teste individual em um grupo não exceder 10% a partir da média do grupo, a relação pode ser determinada tomando o valor característico como o valor mínimo do grupo reduzido em 10%. A relação, nesse caso, é formada pela linha reta através desses valores característicos para os grupos A e B.

**Tabela 3.5 – Valores Característicos dos ensaios**

		$P_{ue}$ (kN)	$P_{ueméd}$	$P_{ue}/P_{ueméd}$	% de desvio	$P_{uemín}$	$P_{uk}$	$PP_{laje}+P_{vr}$ (kN)
Modelo	1	33,3	37,73	0,883	11,75	33,30	29,97	12,65
	2	37		0,981	1,94			
	3	42,9		1,137	-13,69			
	4	88	81,83	1,075	-7,54	77,50	69,75	6,325
	5	80		0,978	2,24			
	6	77,5		0,947	5,30			

As forças máximas obtidas nos ensaios ( $P_{ue}$ ) estão apresentadas na Tabela 3.5, e somente os modelos 1 e 3 excederam 10% a média do grupo, portanto o valor tomado para o grupo é o  $P_{ue,mín}$  multiplicados por 0,9. Esse valor é somado ao peso próprio dos modelos e das vigas de distribuição de força utilizadas no ensaio e calculado baseado no esquema de carregamento da Figura 3.64, usando a equação 3.1.



**Figura 3.64 - Esquema das cargas no ensaio**

$$V_{ut} = \frac{PP_{Laje} + P_{vr} + P_{ue}}{2}$$

A partir dos valores de  $V_t$  e os dados geométricos da laje apresentados na Tabela 3.5 é traçada a reta para a determinação dos parâmetros  $m-k$ .

A reta é traçada com base na equação do cisalhamento dada pelo Eurocode 4 -1-1 (2004):

$$V_{L,Rd} = bd_p \left( \frac{mA_p}{bL_s} + k \right) \quad 3.2$$

Reescrevendo a equação 3.2 na seguinte forma:

$$Y = mX + k \quad 3.3$$

Temos:

$$\frac{V_{L,Rd}}{bd_p} = \frac{mA_p}{bL_s} + k$$

Onde:

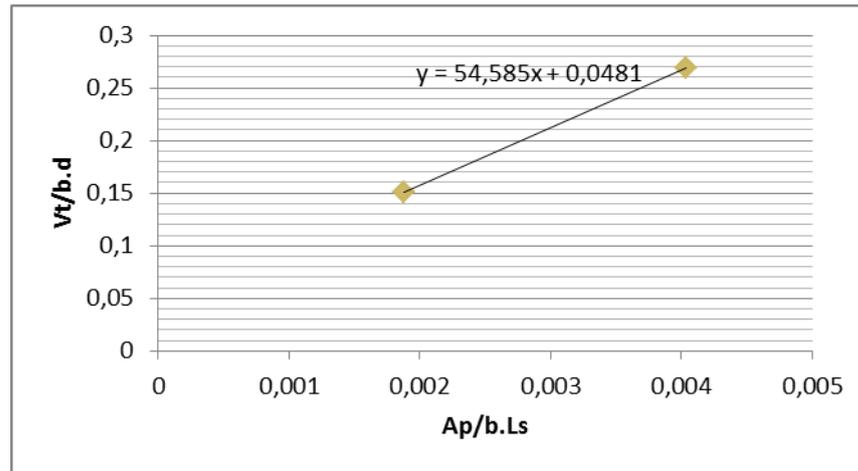
$$Y = \frac{V_{L,Rd}}{bd_p} \quad e \quad X = \frac{A_p}{bL_s} \quad 3.4$$

A Tabela 3.6 apresenta os valores utilizados na determinação dos parâmetros  $m-k$  da laje mista ensaiada.

**Tabela 3.6 – Determinação dos parâmetro  $m-k$**

		Vut(kN)	bXdp(mm <sup>2</sup> )	Ap(mm <sup>2</sup> )	b(mm)	Ls(mm)	Vt/bd (N/mm <sup>2</sup> )	Ap/b.Ls	Parâmetros
Modelo	1	21,31	141550	1313,4	1000	700	0,15054751	0,001876	m=54,585N/mm
	2								
	3								
	4	38,04	141550	1313,4	1000	325	0,2687213	0,004041	k=0,0481N/mm <sup>2</sup>
	5								
	6								

A Figura 3.65 apresenta a reta traçada a partir dos valores da Tabela 3.6. Os valores obtidos para os parâmetros foram  $m=54,585$  e  $k=0,0481$ . A partir desses valores e da Equação 4.1 foram calculados os valores de força cisalhante horizontal para cada modelo de laje.



**Figura 3.65–Parâmetros m-k dos ensaios dos modelos de laje**

A Tabela 3.7 mostra a comparação entre os valores da força cortante calculados a partir da Equação 3.2, e os valores obtidos nos ensaios. Os valores obtidos a partir dos parâmetros m-k no geral mostraram uma boa correlação com os valores experimentais, que para esse tipo de laje foi satisfatório. Exceto para os modelos 2 e 4 que obtiveram diferenças de 13% e 24% os valores foram muito satisfatórios. Lembrando, que os valores de  $V_{us}$  são característicos, e para serem usados no dimensionamento teriam que ser divididos pelo coeficiente  $\gamma_{sl}$ , tomado igual 1,25 pelo Eurocode 4-1-1 (2004).

**Tabela 3.7 - Valores de comparação da força cortante do ensaio e teórica característica**

		Parâmetros	$P_{ue}$ (kN)	P.P.+Vc (kN)	$V_{ut}$	$V_{us,k}$	$V_{us,k}/V_{ut}$	% de desvio
Modelo	1	m= 54,59	33,3	12,65	22,975	21,306	1,078	0,08
	2		37		18,5		0,868	-0,13
	3		42,9		21,45		1,007	0,01
	4	k= 0,048	88	6,325	47,1625	38,033	1,240	0,24
	5		80		40		1,052	0,05
	6		77,5		38,75		1,019	0,02

Na Tabela 3.7 temos os valores da força cortante de cálculo para os dois modelos de laje mista. Observa-se pela tabela que os valores obtidos são conservadores, bastante a favor da segurança. Somente o modelo 2 apresentou uma diferença de menos de 10%, o que leva a pensar que este valor possa estar prejudicado por alguma falha na montagem ou no ensaio do modelo.



## **4 . ANÁLISE TEÓRICA**

---

### **4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

Neste capítulo são apresentados os critérios de dimensionamento da laje mista de concreto com forma de aço incorporada considerando as recomendações normativas da ABNT NBR 8800 (2008), Eurocode 4-1-1 (2004) e para o momento de inércia da seção fissurada e não fissurada para o cálculo da flecha máxima foi utilizada o modelo apresentado em Easterling & Young (1992)

Conforme Lawson & Leskelä (1996) para as lajes mistas mais profundas que são utilizadas para os pisos mistos de pequena altura pode-se utilizar as recomendações normativas do Eurocode 3-1-1 e Eurocode 4-1-1.

Vale ressaltar que serão apresentados mais detalhadamente os cálculos relativos a laje mista após a cura do concreto armado quando a seção já está trabalhando como mista. Sobre o dimensionamento da forma de aço, serão apenas resumidas as recomendações.

### **4.2 DIMENSIONAMENTO DA FORMA CONFORME AS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS NO ELU**

#### **4.2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

O dimensionamento conforme a norma brasileira ABNT NBR 8800: 2008 e a norma europeia Eurocode 4, 1-1(2004) tem formulação bastante parecida, sendo que o que for diferente será dito no texto.

Basicamente, a laje mista deve ser dimensionada considerando duas fases: antes da cura do concreto, ou até que ele alcance 75% da resistência à compressão, e após cura onde o sistema está trabalhando já como uma laje mista.

Segundo o Eurocode 4, 1-1 (2004) a laje mista de aço e concreto trabalhando conjuntamente deve ser a altura total  $h_t$  no mínimo 90mm, e a altura do concreto  $h_c$  acima da nervura do perfil deve ser no mínimo 50 mm.

Na verificação para o ELU pode ser assumido a interação completa entre a forma de aço e o concreto, desde, que isto seja assumido no cálculo da resistência ao cisalhamento.

## 4.2.2 VERIFICAÇÕES DA FORMA DE AÇO ANTES DA CURA DO CONCRETO

### 4.2.2.1 Estado Limite Último

A verificação da forma compreende basicamente o dimensionamento de seções formadas a frio, considerando sempre apenas a espessura do núcleo de aço e de acordo com as recomendações da norma brasileira ABNT NBR 14762 (2010).

Recomenda-se que se a forma for calculada como contínua, mesmo que ocorra flambagem local em partes comprimidas da seção, os esforços solicitantes podem ser determinados sem consideração de variação de rigidez. E a região das mossas não deve ser considerada no cálculo, a menos que seja realizado um ensaio que permita que essa área seja considerada. Para o Eurocode 4-1-1 (2004), a redistribuição plástica dos momentos não deve ser permitida quando se utilizar escoramento.

### 4.2.2.2 Estado Limite de Serviço

Deve ser verificado o deslocamento máximo da forma de aço suportando o seu peso próprio e o peso do concreto fresco (excluindo-se a sobrecarga de construção), a flecha não deve exceder  $L_f/180$  ou 20 mm, o que for menor, onde  $L_f$  é o vão teórico da forma na direção das nervuras.

As propriedades geométricas da seção devem ser calculadas seguindo as recomendações da norma brasileira ABNT NBR 14762 (2010).

## 4.2.3 VERIFICAÇÃO DA FORMA APÓS A CURA DO CONCRETO

O dimensionamento da laje mista baseado na norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) consiste na verificação ao momento fletor, cisalhamento longitudinal, vertical e punção, se houver.

### 4.2.3.1 Momento fletor

#### 4.2.3.1.1 Considerações iniciais

O momento fletor positivo, quando há interação completa entre o aço e o concreto,  $M_{Rd}$ , de uma seção qualquer deve ser determinado pela teoria plástica, com  $f_{yp,d}$ , resistência de escoamento de cálculo da forma de aço.

A área efetiva da forma de aço tem resistência  $f_{yd}$  de escoamento tanto na tração quanto na compressão. O reforço da laje, se houver, deve ter resistência ao escoamento à tração ou compressão de  $f_{sd}$ , porém o reforço em compressão da laje pode ser desprezado;

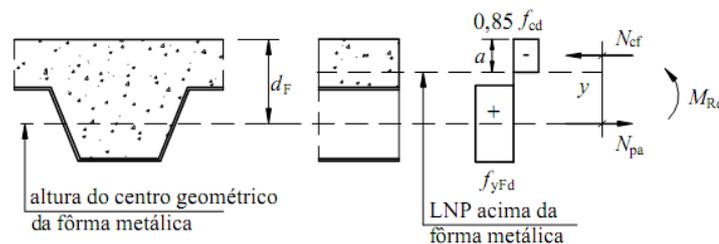
A tensão do concreto será de  $0,85f_{cd}$  constante ao longo da linha neutra, onde  $f_{cd}$  é a resistência a compressão do concreto, minorada pelo coeficiente 1,4.

Para a área efetiva da chapa de aço Ape, a largura das mossas e entalhes na chapa deve ser desprezada, a menos que seja mostrado por testes que uma área maior pode ser considerada.

O efeito da flambagem local de peças comprimidas da chapa de aço deve ser considerado, usando uma largura efetiva menor que duas vezes os valores limites indicados no Eurocode 3-1-1 (2003), Tabela 5.2 para Classe 1 das nervuras de aço.

Se houver uma armadura de tração, ela resistirá ao momento fletor positivo em conjunto com a forma de aço. Se não houver, o momento deve ser calculado pelas expressões abaixo.

- *Linha neutra acima da face superior da forma de aço;*



**Figura 4.1 - Diagrama de tensões para momento positivo - Linha neutra plástica acima da forma de aço (ABNT NBR 8800, 2008).**

Onde,

$$M_{Rd} = N_{pa} (d_F - 0,5a) \quad 4.1$$

$$N_{pa} = A_{F,ef} f_{yFd} \quad 4.2$$

$A_{F,ef}$  é área da seção efetiva da forma (correspondente a 1000 mm),

$d_F$  é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da forma;

$a$  é a altura do bloco de comprimido de concreto, dada por:

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85 f_{cd} b} \quad 4.3$$

$b$  é a largura unitária da laje, tomada igual a 1 000 mm;

$$y = h_t - 0,5 t_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \quad 4.4$$

- Linha neutra abaixo da face superior da forma de aço;

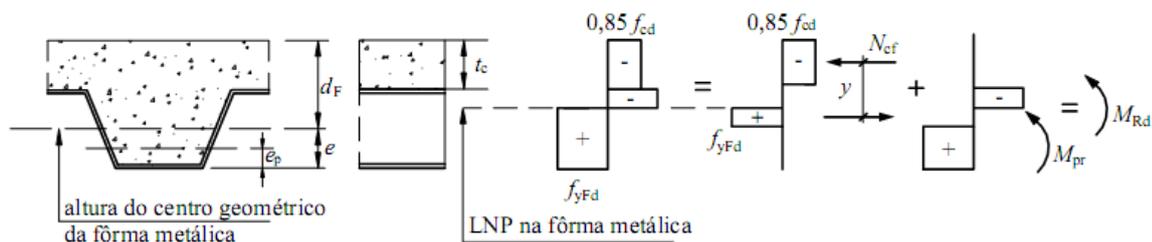


Figura 4.2 - Figura - Diagrama de tensões para momento positivo - Linha neutra plástica na forma de aço (ABNT NBR 8800, 2008)

$$M_{Rd} = N_{cf} y + M_{pr} \quad 4.5$$

$M_{pr}$  é o momento de plastificação da forma de aço, reduzido pela presença da força axial, dado por:

$$M_{pr} = 1,25 M_{pa} \left( 1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \right) \leq M_{pa} \quad 4.6$$

$M_{pa}$  é o momento de plastificação da forma de aço, considerando sua seção efetiva, dividido pelo coeficiente de ponderação da resistência  $Y_{a1}$ ;

$$N_{cf} = 0,85 b t_c f_{cd} \quad 4.7$$

$t_c$  é a altura da laje de concreto acima do topo da forma de aço;

$h_t$  é a altura total da laje, incluindo a forma e o concreto;

$e$  é a distância do centro geométrico da área efetiva da forma à sua face inferior;

$e_p$  é a distância da linha neutra plástica da seção efetiva da forma à sua face inferior.

Para o caso de armadura adicional, para resistir ao momento fletor positivo, as expressões apresentadas, deverão ser ajustadas, considerando a armadura trabalhando em conjunto com o aço no caso de ser armadura de tração.

Não deve ocorrer flambagem local da forma de aço preenchida com concreto. Para tanto, a largura plana de todos os elementos da forma (Figura 4.3), havendo ou não mossas no elemento considerado, deve atender à seguinte exigência:

$$b_F \leq \frac{26,49 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{(13\alpha - 1)} t_F \quad \text{quando} \quad \alpha \geq 0,5 \quad 4.8$$

$$b_F \leq \frac{2,40 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{\alpha} t_F \quad \text{quando} \quad \alpha < 0,5 \quad 4.9$$

Onde:

$\alpha$  é a relação entre a largura da parte comprimida e a largura plana do elemento;

$t_F$  é a espessura da forma de aço.

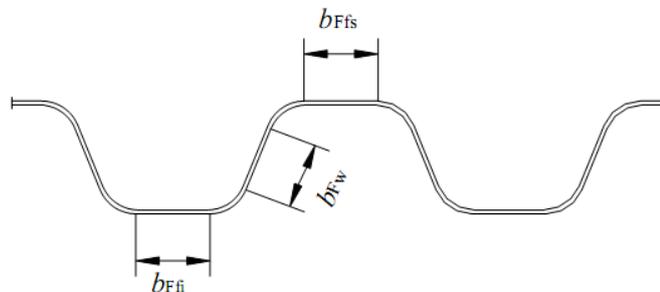


Figura 4.3 - Largura plana dos elementos da forma (ABNT NBR 8800, 2008)

#### 4.2.3.2 Cisalhamento longitudinal

##### 4.2.3.2.1 Considerações iniciais

Para o cálculo da resistência a força cortante longitudinal de cálculo de lajes com forma de aço incorporada,  $V_{l,Rd}$ , em Newton, relativa a 1000 mm de largura, deve ser utilizado o método semi-empírico-k, usando-se a expressão a seguir:

$$V_{l,Rd} = \frac{b d_F \left[ \left( \frac{m A_{F,ef}}{b L_s} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}} \quad 4.10$$

Onde:

$d_F$  é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da forma (Figura 3.8), expressa em milímetros (mm);

$b$  é a largura unitária da laje, tomada igual a 1 000 mm;

$L_s$  é o vão de cisalhamento, expresso em milímetros (mm);

$m$  e  $k$  são constantes empíricas, expressas em Newton por milímetro quadrado ( $\text{N/mm}^2$ ),

$m \gamma_{sl}$  é o coeficiente de ponderação da resistência, igual ao determinado pela norma ou especificação utilizada nos ensaios;

$A_{F,ef}$  é área da seção efetiva da forma (correspondente a 1000 mm).

O Eurocode 4-1-1 recomenda que quando o método  $m-k$  for utilizado deve ser mostrado que para o cálculo do cisalhamento vertical  $V_{Ed}$  para a largura da laje  $b$  não excede o valores da resistência ao cisalhamento longitudinal  $V_{l,Rd}$  determinado pela Equação 4.10.

O vão de cisalhamento  $L_s$  deve ser tomado como:

1.  $L_F$  para cargas uniformemente distribuídas, onde  $L_F$  é o vão teórico da laje na direção das nervuras;
2. a distância entre uma carga aplicada e o apoio mais próximo para duas cargas concentradas simétricas;
3. a relação entre o máximo momento e a maior reação de apoio, para outras condições de carregamento, incluindo combinação de carga distribuída ou cargas concentradas assimétricas (pode-se também efetuar uma avaliação com base em resultados de ensaios).

A norma recomenda que para uma laje mista ser projetada como contínua, é permitido o uso de um vão simplesmente apoiado equivalente para determinação da resistência. O comprimento desse vão pode ser tomado igual a 0,8 vezes o vão real para vãos internos e a 0,9 vezes para vãos de extremidade.

Para o cálculo da resistência ao cisalhamento longitudinal a norma ainda recomenda outros métodos, como, o método da interação parcial dado pelo Eurocode 4-1-1 (2004). A resistência ao cisalhamento longitudinal pode ainda ser aumentada pela presença de conectores de cisalhamento nas vigas de apoio das lajes ou por outros meios que restrinjam o movimento relativo entre a forma de aço e o concreto.

#### 4.2.3.3 Cisalhamento vertical

Conforme a norma brasileira NBR 8800: 2008 a força cortante vertical resistente de cálculo de lajes com forma de aço incorporada,  $V_{v,Rd}$ , em Newton, relativa a 1000 mm de largura, deve ser determinada pela seguinte expressão:

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{m\acute{a}x} \quad 4.11$$

Onde:

$V_{v,F,Rd}$  é a força cortante vertical resistente de cálculo da forma de aço incorporada, expressa em N/mm<sup>2</sup> relativa a 1000 mm de largura, determinada conforme a ABNT NBR 14762 (2010);

$V_{v,c,Rd}$  é a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, expressa em Newton (N), relativa a 1000 mm de largura;

$V_{m\acute{a}x}$  é um limite da força cortante, expresso em Newton (N), relativo a 1000 mm de largura que pode ser obtido por:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{1000 \times 0,285 (f_{ck})^{1/2} A_v}{b_n} \quad 4.12$$

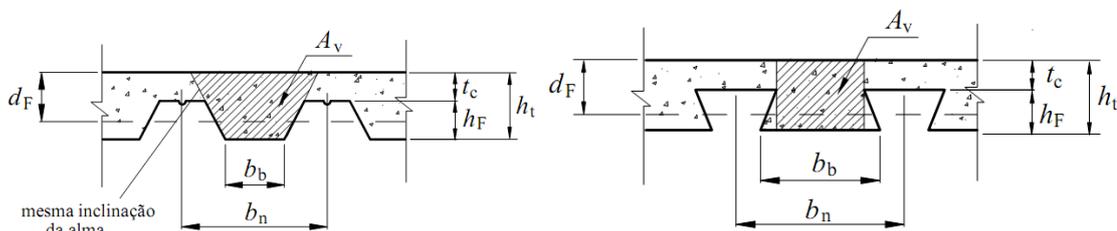


Figura 4.4 – Dimensões da forma de aço e da laje de concreto (ABNT NBR 8800, 2008)

A força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, expressa em Newton (N), relativa a 1000 mm de largura, é dada por:

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000 \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho) A_v}{b_n} \quad 4.13$$

$$\text{com } \rho = \frac{A_s}{A_v} \leq 0,02 \quad 4.14$$

$$k_v = \begin{cases} \left(1,6 - \frac{d}{1000}\right) \geq 1,0 & \text{caso haja armadura longitudinal de tração que se estenda a não} \\ & \text{menos que } d + l_{b,nec} \text{ além da seção considerada} \\ 1,0 & \text{nos outros casos} \end{cases}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} \quad 4.15$$

$$f_{ctd} = \frac{\eta f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad 4.16$$

onde:

$A_v$  é a área resistente do concreto (área hachurada da Figura .5), expressa em milímetros quadrados (mm<sup>2</sup>);

$A_s$  é a área da armadura longitudinal de tração, referente à área  $A_v$ , expressa em milímetros quadrados (mm<sup>2</sup>);

$d$  é a distância da face superior da laje de concreto ao centro da armadura longitudinal de tração, expressa em milímetros (mm);

$b_n$  é a largura entre duas nervuras consecutivas, expressa em milímetros (mm);

$l_{b,nec}$  é o comprimento de ancoragem necessário, dado na ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, a norma recomenda utilizar o Eurocode 2-1-1 para o concreto de baixa densidade;

$\eta = 0,3 + 0,7\left(\frac{\rho_c}{2400}\right)$ , sendo  $\rho_c$  a massa específica do concreto, em quilogramas por metro cúbico, não podendo ser tomado valor superior a 2400kg/m<sup>3</sup>.

$f_{ctk,inf}$  é a resistência à tração direta característica inferior do concreto, segundo a ABNT NBR 6118, igual a  $0,21 f_{ck}^{2/3}$ , com  $f_{ctk,inf}$  e  $f_{ck}$  expressas em megapascal (MPa).

#### 4.2.3.4 Punção

Para a determinação da força resistente de cálculo a punção  $V_{p,Rd}$  a norma brasileira recomenda a seguinte expressão, expressa em Newton (N):

$$V_{p,Rd} = u_{cr} d_l \tau_{Rd} \quad 4.17$$

Onde:

$$d_l = \frac{d_F + t_c}{2} \quad 4.18$$

$$\tau_{Rd} = 0,13 k_p (100 \rho f_{ck})^{1/3} \geq 0,30 f_{ctd} \quad 4.19$$

( $\tau_{Rd}$  e  $f_{ck}$  expressas em megapascal (MPa))

$$k_p = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2,0 \quad 4.20$$

$$\rho = \sqrt{\rho_F \rho_s} \leq 0,02 \quad 4.21$$

E onde:

$u_{cr}$  é o perímetro crítico, expresso em milímetros (mm), conforme a figura 3.13;

$d_F$  é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da forma, expressa em milímetros (mm);

$t_c$  é a altura da laje de concreto acima do topo da forma de aço, expressa em milímetros (mm);

$\rho_F$  e  $\rho_s$  são as taxas de armadura nas direções longitudinal e transversal à forma, dadas por:

$$\rho_F = \frac{A_F + A_{sl}}{d_F (b_p + 2h_r + 3d_F)} \quad 4.22$$

$$\rho_s = \frac{A_{sl}}{t_c (b_l + 2h_r + 3d_F)} \quad 4.23$$

$A_F$  é a área da seção da forma de aço, referente à largura  $(b_p + 2h_r + 3d_F)$ , expressa em milímetros quadrados (mm<sup>2</sup>);

$A_{sl}$  é a área da armadura longitudinal, referente à largura  $(b_p + 2h_r + 3d_F)$ , expressa em milímetros quadrados (mm<sup>2</sup>);

$A_{st}$  é a área da armadura transversal, referente à largura  $(b_l + 2h_r + 3d_F)$ , expressa em milímetros quadrados ( $\text{mm}^2$ );

$b_l$  e  $b_p$  conforme figura 3.6, expressas em milímetros (mm);

$h_r$  é a altura do revestimento da laje, expressa em milímetros (mm), se houver.

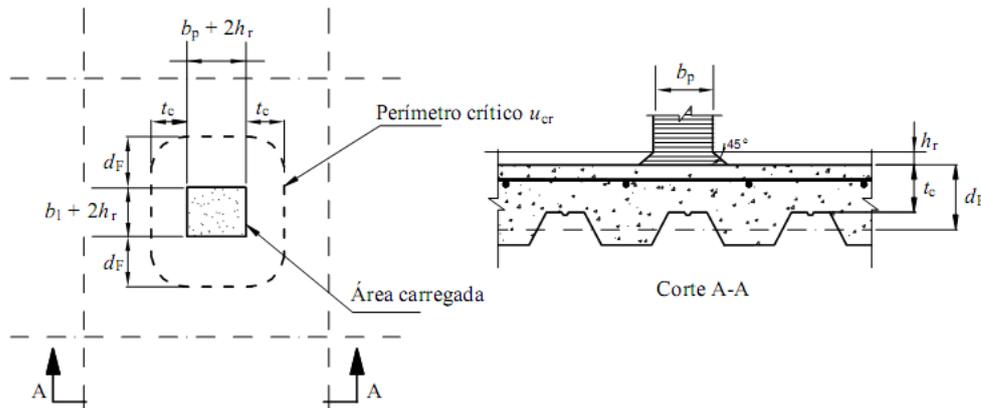


Figura 4.5 - Perímetro crítico para punção (ABNT NBR 8800:2008)

## 4.3 VERIFICAÇÃO DA LAJE MISTA NO ELS

### 4.3.1 FISSURAÇÃO DO CONCRETO

A norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) recomenda que em lajes simplesmente apoiadas deve-se colocar uma armadura para combater os efeitos de retração e temperatura. Essa armadura deve ter área não menor que 0,1% de concreto acima da face superior da forma e preferencialmente a 20mm abaixo do topo da laje. Atenção especial deve ser dada nos locais onde possa haver tendência de continuidade dos elementos estruturais, como, por exemplo, nas ligações de vigas secundárias com vigas principais e em relação a pilares.

Nos casos dos pisos mistos de pequena altura fura-se a viga na alma para passar essas barras.

Para as lajes contínuas deve-se utilizar as recomendações da ABNT NBR 6118 (2008) a respeito da verificação do estado limite de fissuração em regiões de momento negativo para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, de acordo com o Eurocode 2-1-1 para o concreto de baixa densidade.

### 4.3.2 DESLOCAMENTO VERTICAL

O deslocamento vertical de lajes mistas de aço e concreto não pode ser maior que  $L_F/350$ , considerando apenas o efeito das ações variáveis, onde  $L_F$  é o vão teórico da laje na direção das nervuras.

#### 4.3.2.1 Ações a serem consideradas

Conforme a norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) todas as situações relevantes de projeto e estados limites devem ser considerados no dimensionamento das lajes

➤ Fase inicial

Na fase inicial para a determinação da resistência da forma, deve-se considerar as seguintes ações:

- pesos próprios do concreto fresco, da forma de aço e da armadura;
- sobrecarga de construção;
- efeito de empoçamento, caso o deslocamento no centro do vão da forma, calculado somando o peso próprio ao do concreto fresco, ultrapasse o valor

de  $\frac{250}{L_f}$ , onde  $L_f$  é o vão teórico da laje na direção das nervuras, considera-se um acréscimo na espessura nominal do concreto de 70% do valor do deslocamento.

Para a determinação dos esforços solicitantes é necessário levar em conta a seqüência de concretagem. E a sobrecarga característica de construção deve ser tomada como o mais nocivo dos seguintes valores:

- carga uniformemente distribuída mínima de 1 kN/m, na fase de construção;
- carga linear de 2,2 kN/m perpendicular à direção das nervuras da forma, na posição mais desfavorável, somente para verificação do momento fletor.
- Se o deslocamento no centro do vão da forma, calculado com o seu peso

próprio somado ao do concreto fresco, ultrapassar o valor de  $\frac{250}{L_f}$ , onde  $L_f$  é o vão teórico da laje na direção das nervuras, o efeito de empoçamento deve ser levado em conta, considerando-se um acréscimo na espessura nominal do concreto de 70 % do valor do deslocamento.

#### ➤ Fase final

A verificação dos estados limites últimos de lajes mistas de aço e concreto, conforme a ABNT NBR 8800 (2008) é realizada considerando que todo o carregamento é sustentado pelo sistema misto de aço e concreto.

### 4.3.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para a combinação de ações deve ser utilizada as recomendações da ABNT NBR 8800 (2008), item 4.7, combinação última de construção Equação. Deve-se considerar a combinação de ações durante a fase de construção para o dimensionamento da forma de aço na fase inicial, onde o peso próprio do concreto fresco será considerado ação variável.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{Gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{gl} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{gj} \cdot \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k}) \quad 4.24$$

Com  $F_{Gi,k}$  = valores característicos das ações permanentes,

$F_{Q1,k}$  = valor característico da ação variável principal para a situação transitória considerada,

$F_{Qj,k}$  = valor característico das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal,

$\psi_{0j,ef}$  = fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal  $F_{Q1}$

#### 4.3.4 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

As seguintes disposições construtivas precisam ser obedecidas:

- a espessura de concreto sobre a forma deve ser de no mínimo 50 mm;
- a dimensão máxima característica do agregado graúdo não deve exceder os seguintes valores:
  - $0,40 t_c$ , onde  $t_c$  é a altura da laje de concreto acima do topo da forma de aço (Figura 4.5);
  - $\frac{b_o}{3}$ , onde  $b_o$  é a largura média das nervuras para formas trapezoidais e a largura mínima das nervuras para formas reentrantes;
  - 30 mm;
- a armadura adicional necessária para a resistência da laje ao momento positivo e a armadura necessária para o momento negativo devem obedecer às prescrições da ABNT NBR 6118 (2003) para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, do Eurocode 2 Part 1-1, para o concreto de baixa densidade;
- deverá ser respeitado um comprimento mínimo de apoio necessário para evitar os estados limites seguintes sejam atingidos:
  - enrugamento da alma da forma de aço
  - esmagamento do apoio; não pode ser inferior a 75 mm para apoio em aço ou concreto e 100 mm para apoio em outros materiais. Sendo que as extremidades da forma esses valores podem ser reduzidos para 50 mm e 70 mm, respectivamente.

#### 4.4 DIMENSIONAMENTO DA LAJE SEGUNDO NBR 8800:2008

Neste item será feito o dimensionamento da laje mista desenvolvida nesta pesquisa segundo as recomendações da ABNT NBR 8800: 2008. Será dimensionado o momento fletor, a força cortante vertical e horizontal resistentes da seção da laje mista.

##### 4.4.1 MOMENTO FLETOR

Na Figura 4.6 é apresentada a seção transversal da laje mista de aço e concreto desenvolvida nesta pesquisa.

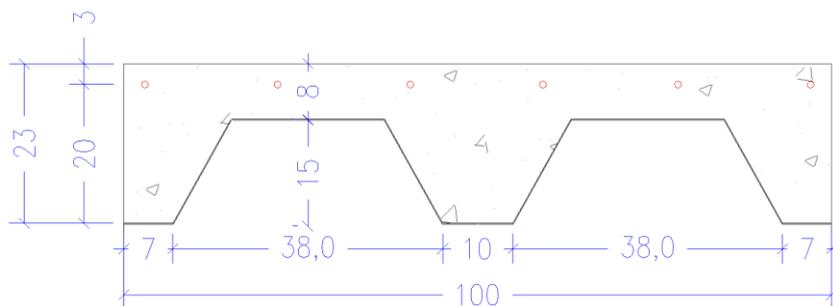


Figura 4.6 - Seção transversal da laje mista

As propriedades da seção consideradas foram:

$$b = 1000 \text{ mm (largura unitária da laje)}$$

$f_{ck} = 28,33 \text{ MPa}$  (Resistência à compressão do concreto, adotado como a média dos resultados dos ensaios dos corpos de prova cilíndricos ensaiados)

$$f_{cd} = \frac{28,33}{1,4} = 20,236 \text{ MPa (resistência de cálculo à compressão do concreto)}$$

$$d'_d = 88,45 \text{ mm (Centro geométrico da forma de aço)}$$

$$h_t = 230 \text{ mm (altura total da forma de aço)}$$

$d_F = h_t - d'_d = 230 - 88,45 = 141,55 \text{ mm}$  (distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da forma)

$A_{F,ef} = 1313,352 \text{ mm}^2$  (Área da seção efetiva da forma de aço relativa a 1000 mm, desconsiderando a área da moesa)

$f_{yFd} = \frac{294}{1,15} = 254,78 \text{ MPa}$  (Tensão cálculo de escoamento da forma de aço, considerando a média dos ensaios).

Para o cálculo do momento resistente da laje mista a ABNT NBR 8800: 2008 recomenda a equação 4.1, abaixo para o caso da linha neutra acima da forma de aço:

$$M_{Rd} = N_{pa}(d_F - 0,5 \cdot a)$$

$$\text{Sendo } N_{pa} = A_{F,ef} \cdot f_{yFd} = 1313,352 \cdot 254,78 = 334642,09 \text{ N} = 334,64 \text{ kN}$$

$a$  é a altura do bloco comprimido de concreto, dada por:

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85 f_{cd} b} = \frac{334642,09}{0,85 \cdot 20,236 \cdot 1000} = 19,4552 \text{ mm} \leq h_c = 80 \text{ mm}$$

Logo a linha neutra está acima do concreto!

$$M_{Rd} = N_{pa}(d_F - 0,5 \cdot a) = 3334,642 \frac{(141,55 - 0,5 \cdot 19,4552)}{1000} = 44,113 \text{ kNm}$$

O momento  $M_{Rd}$  calculado é o momento de cálculo para a seção da laje mista, calcularemos agora a carga concentrada total que a laje mista suporta:

$$\text{Peso próprio: } q_{pp} = 25 \cdot 0,14 = 3,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso das vigas de distribuição: } P_{vd} = \frac{(130,7 + 42,3 + 42,05) \cdot 10}{1000} = 2,15 \text{ kN}$$

Para o Momento Máximo das cargas concentradas nos quartos de vão:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{P \cdot L}{4} \therefore (44,113 \cdot 4) / L = P_k \quad 4.25$$

$$\text{Para as lajes do Grupo 1: } P_{k1} = 44,113 \cdot \frac{4}{3} = 58,815 \text{ kN}$$

Essa é a carga máxima total que a laje suporta segundo o dimensionamento pelo momento resistente. Como o ensaio foi realizado considerando duas cargas concentradas o valor para a cortante é dado por esse valor dividido por dois, temos então:

$$V_{mom} = \frac{P_k}{2} \quad 4.26$$

$$\therefore V_{mom,1} = \frac{58,815}{2} = 29,42 \text{ kN}$$

$$\text{Para as lajes do Grupo 2: } P_{k2} = 44,113 \cdot \frac{4}{1,5} = 117,65 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{mom,2} = \frac{117,65}{2} = 58,815kN$$

#### 4.4.2 CISALHAMENTO LONGITUDINAL

O cálculo da força cortante resistente de cálculo é dado pela Equação 4.10, recomendada pelo NBR 8800 (2008) e pelo Eurocode 4-1-1 (2004)

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_F \left[ \left( \frac{mA_{F,ef}}{bL_s} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}}$$

Os parâmetros  $m - k$  já foram calculados no Capítulo 3 :

$$m = 54,59 \text{ N/mm}^2$$

$$k = 0,048 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{l,Rd} = bd_p \left( \frac{mA_p}{bL_s} + k \right)$$

Logo para o Grupo 1:

$$V_{l,Rd} = 1000 * 141,55 \left( \frac{54,59 * 1313,352}{1000 * 700} + 0,048 \right) = 212929,33 \text{ N} = 21,3kN$$

$$V_{l,Rd} = 1000 * 141,55 \left( \frac{54,59 * 1313,352}{1000 * 325} + 0,048 \right) = 38020,72 \text{ N} = 38,02kN$$

#### 4.4.3 CISALHAMENTO VERTICAL:

O cisalhamento vertical resistente de cálculo de lajes com forma de aço incorporada,  $V_{v,Rd}$ , é dado pela Equação 4.11, expresso em Newton e relativo a 100cm de largura:

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{m\acute{a}x}$$

➤ Para  $V_{v,F,Rd}$  (força cortante vertical de cálculo da forma de aço) foi utilizada a ABNT NBR 14762 (2010) para o cálculo de barras submetidas à flexão simples:

$$V_{v,F,Rd} = [(0,905 \cdot E \cdot k_v \cdot t^3 / h)] \gamma$$

Sendo que o  $\gamma = 1,10$

$E$  = módulo de elasticidade do aço

$k_v = 5$  ( alma sem enrijecedores transversais)

$$\therefore V_{v,F,Rd} = [(0,905 \cdot 205000 \cdot 5 \cdot 1,305^3 / 170)] 1,1 = 11,03 \text{ kN}$$

➤ Para  $V_{v,c,Rd}$  (força cortante vertical resistente de cálculo do concreto):

$$V_{v,c,Rd} = [(1000 \cdot \tau_{Rd} \cdot (1,2 + 40\rho)A_v)]/b_n$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd},$$

sendo  $f_{ctd} = (\eta \cdot f_{ctk,inf})/\gamma_c$  e  $\eta = 1$  e  $f_{ctk,inf} = (0,21 \cdot f_{ck}^{2/3})/1,4 = (0,21 \cdot 28,33^{2/3})/1,4 = 1,394 \text{ MPa}$   $\therefore \tau_{Rd} = 0,25 \cdot 1,394 = 0,3485 \text{ MPa}$

$$k_v = 1,0$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_v} = \frac{0,505}{150,56} = 0,00336 \leq 0,02$$

Sendo que  $A_s$  = área de aço resistente à tração relativa a largura  $b_n$ , e  $A_v$  = área de concreto conforme a Figura 4.5, todas em milímetro.

$b_n$  = largura entre duas nervuras consecutivas, em mm.

$$V_{v,c,Rd} = [(1000 \cdot \tau_{Rd} \cdot (1,2 + 40\rho)A_v)]/b_n \quad \therefore \quad V_{v,c,Rd} = [(1000 \cdot 0,3485 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00336)15056)]/480 = 14586,7N = 14,6kN$$

Sendo  $V_{m\acute{a}x} = (1000 \cdot 0,285(f_{ck})^{1/2} \cdot A_v)/b_n = (1000 \cdot 0,285(28,33)^{1/2} \cdot 15056)/480 = 47581,32N = 47,581kN$

$$\text{Logo } V_{v,Rd} = 11,03 + 14,6 = 25,63kN \leq V_{m\acute{a}x} = 47,581 \text{ kN}$$

#### 4.4.4 CÁLCULO DA FLECHA MÁXIMA ( EASTERLING & YOUNG, 1992)

As flechas tanto no estágio não fissurado quanto no estágio fissurado foram calculadas a partir da seguinte fórmula:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{P_u L^4}{48 \cdot E_c \cdot I} (3L^2 - 4L'^2) \quad 4.27$$

##### 4.4.4.1 Seção Não-fissurada

Para a seção não fissurada é utilizada a Equação 4.35 para o cálculo do momento de inércia da seção.

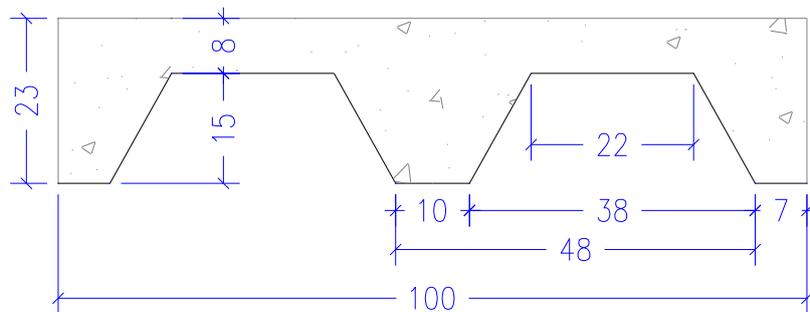


Figura 4.7 – Seção transversal da laje mista – cálculo do momento de inércia

$$I_{un} = \frac{bh^3}{12} + bh_c(y_{cc} - 0,5h_c)^2 + nI_{sf} + nA_s(y_{cs})^2 + \frac{W_r b d d}{C_s} \left[ \frac{d_d^2}{12} + (h - y_{cc} - 0,5d_d)^2 \right]$$

4.28

Onde:

$h$  = altura total da laje ,  $h = 23$  cm

$b$  = largura total da laje ,  $b = 100$  cm

$h_c$  = altura total do concreto acima da forma de aço ,  $h_c = 8$  cm

$W_r$  = média da largura da nervura;  $W_r = (220 + 100)/2 = 160$  mm

$C_s$  = Espaçamento da nervura  $\therefore C_s = 48$  cm

$I_{sf}$  = Momento de inércia da seção da forma de aço  $\therefore I_{sf} = 3284,72$  cm<sup>4</sup>

$n = \frac{E_s}{E_c}$  , razão entre os módulos de elasticidade  $\therefore n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{205000}{26071,6} = 8$

$d_d$  = distância da face inferior da forma de aço até o centróide da seção  $\therefore d_d = 8,845 \text{ cm}$

$$d = 23 - 8,845 = 14,15 \text{ cm}$$

$A_s$  = área da forma de aço  $\therefore A_s = 13,135 \text{ cm}^2$

E  $y_{cc}$  é dado por:

$$y_{cc} = \frac{0,5bh^2 + nA_s d + \left(\frac{W_r d_d (h - 0,5d_d)b}{C_s}\right)}{bh + nA_s + \frac{W_r d_d b}{C_s}} \quad 4.29$$

$$y_{cc} = \frac{0,5 \cdot 100 \cdot 23^2 + 8 \cdot 13,135 \cdot 14,15 + \left(\frac{16 \cdot 8,845(23 - 0,5 \cdot 8,845)100}{48}\right)}{100 \cdot 23 + 8 \cdot 13,135 + \frac{16 \cdot 8,845 \cdot 100}{48}} = 12,4 \text{ cm}$$

Logo,

$$I_{un} = \frac{bh^3}{12} + bh_c(y_{cc} - 0,5h_c)^2 + nI_{sf} + nA_s(y_{cs})^2 + \frac{W_r b d_d}{C_s} \left[ \frac{d_d^2}{12} + (h - y_{cc} - 0,5d_d)^2 \right]$$

$$I_{un} = 9,98 \times 1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

#### 4.4.4.2 Seção Fissurada

Para o momento de inércia da seção fissurada, é usado a média dos momentos de inércia da seção fissurada ( $I_{cr}$ ) e momento de fissuração não fissurada ( $I_{un}$ ), como na Equação 4.35. O momento de inércia para a seção fissurada é feito como a seguir:

$$I_{cr} = \frac{b}{3}(y_{cc})^3 + nA_s(y_{cs})^2 + nI_{sf} \quad 4.30$$

Onde,  $y_{cs} = d - y_{cc}$

Se  $y_{cs} > h_c$

E  $h_c$  = Espessura de concreto acima da mesa superior da forma de aço,

$I_{sf}$  = momento de inércia da seção transversal da forma de aço por unidade de largura,

$$E y_{cc} = d \{ [2\rho n + (\rho n)^2]^{0,5} - \rho n \} \quad 4.31$$

$$I_m = \frac{I_{un} + I_{cr}}{2} \quad 4.32$$

Para o cálculo do momento de inércia da seção fissurada é desprezada a seção de concreto abaixo da linha neutra da seção, por estar tracionada.

Para  $y_{cc}$ :

$$y_{cc} = 14,15\{[28 \cdot 0,009 + (8 \cdot 0,009)^2]^{0,5} - 8 \cdot 0,009\} = 4,472 \text{ cm}$$

Sendo  $\rho = A_s/bd = 13,135/(100 \cdot 14,15) = 0,009$

$$I_{cr} = 3,272 \times 1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Logo para  $I_m = (9,98 + 3,272)/2 = 6,63 \times 1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Sabendo que o  $L_s$  para o Grupo 1 (Modelos 1, 2 e 3) é igual a 70 cm e para o Grupo 2 (Modelos 4, 5 e 6) é 32,5 cm, e substituindo os valores na Equação 4.34, temos todos os valores da Tabela 4.1. A Tabela 4.1 apresenta os valores de flecha máxima calculados para todos os modelos de laje no estágio fissurado e no estágio não-fissurado, utilizando os cálculos acima.

**Tabela 4.1 – Valores da flechamáxima para os modelos de laje**

Cálculo da flecha máxima (mm)		
	Não fissurado	Fissurado
Modelo 1	0,0811	0,11985
Modelo 2	0,0912	0,13470
Modelo 3	0,1015	0,14999
Modelo 4	0,0256	0,03778
Modelo 5	0,0287	0,04234
Modelo 6	0,0232	0,03422

## 5 . ANÁLISE DOS RESULTADOS

---

### 5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A análise dos resultados desta pesquisa é composta da comparação entre os resultados experimentais, e da comparação entre os resultados experimentais e teóricos obtidos a partir do dimensionamento da laje mista segundo a ABNT NBR 8800 (2008) e Eurocode 4-1-1 (2004).

Para a comparação entre os resultados experimentais foi analisada a influência do comprimento dos modelos de laje e da influência do tipo de carregamento no ensaio.

Com relação à comparação entre os resultados experimentais e teóricos foram analisados os valores obtidos de momento resistente, cortante resistente e flecha teórica com os resultados obtidos nos ensaios.

### 5.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Na primeira análise dos resultados experimentais foi realizada a comparação entre os modelos do grupo 1 e do grupo 2 submetidos ao mesmo carregamento, procurando identificar qual a foi influência do comprimento no comportamento da laje.

Para a segunda análise realizou-se a comparação entre os modelos do mesmo grupo para identificar as diferenças no comportamento ocorridas devido a ruptura da aderência química entre a forma de aço e o concreto, e a diminuição da rigidez, em função do carregamento a que foram submetidos. Para esta análise, foram comparadas as curvas força *versus* deslizamento relativo de extremidade, força *versus* flecha no meio do vão e deformação no aço e no concreto para entre os modelos 1, 2 e 3 e modelos 4, 5 e 6.

#### 5.2.1 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO VÃO DA LAJE

Para esta análise, foram comparadas as curvas força *versus* deslizamento relativo de extremidade, e força *versus* flecha no meio do vão para os modelos submetidos ao mesmo tipo de carregamento, ou seja, para o modelo 1 *versus* modelo 4 e para os modelos 2 e 3 *versus* modelos 5 e 6.

### 5.2.1.1 Modelo 1 x Modelo 4 - Curva força x deslizamento relativo de extremidade

Os modelos 1 e 4 foram submetidos somente ao carregamento estático permitindo a análise isolada da influência do comprimento do vão da laje, sendo que o modelo 1 teve o comprimento de 300 cm e o modelo 4 de 150 cm. As Figuras 5.1 e 5.2 apresentam as curvas de força *versus* deslizamento relativo de extremidade do ensaio.

Como já era esperado, o modelo 4, de vão menor, apresentou maior força máxima que o modelo 1, sendo que foi observado aumento de 152% na força do modelo 4, em comparação com modelo 1. Isso demonstrou que a resistência para esse tipo de laje mista não é proporcional ao vão, e que talvez outros mecanismos possam estar funcionando melhor para modelos maiores.

Os valores de deslizamentos relativos foram muito menores para o modelo 4 do que para o modelo 1. Esse comportamento também foi dentro do esperado, devido à diferença do comprimento do vão, porém, novamente o modelo menor apresentou um comportamento proporcionalmente melhor que o modelo 1.

Foi possível observar no modelo 1 um deslizamento relativo de extremidade de valor negativo, no momento correspondente à quebra da aderência química entre o aço e o concreto, onde após este valor a resistência é fornecida pelo intertravamento mecânico e pelo atrito. Não foi observada uma resposta clara à ruptura da aderência química para o modelo 4, e segundo Widjaja (1997) esse tipo de comportamento pode ter sido causado pela ruptura da aderência química durante o manuseio.

Observou-se também para o modelo 1 um patamar onde a resistência ao deslizamento relativo é constante. Para ensaios em pequena escala, segundo Widjaja (1997), este ponto é onde a resistência mecânica, devida às mossas na forma de aço chega ao fim, e o que influi na resistência é a rigidez devido à espessura da forma de aço e à altura da nervura. Esse patamar ocorre em função da resistência da interface entre a forma de aço e o concreto.

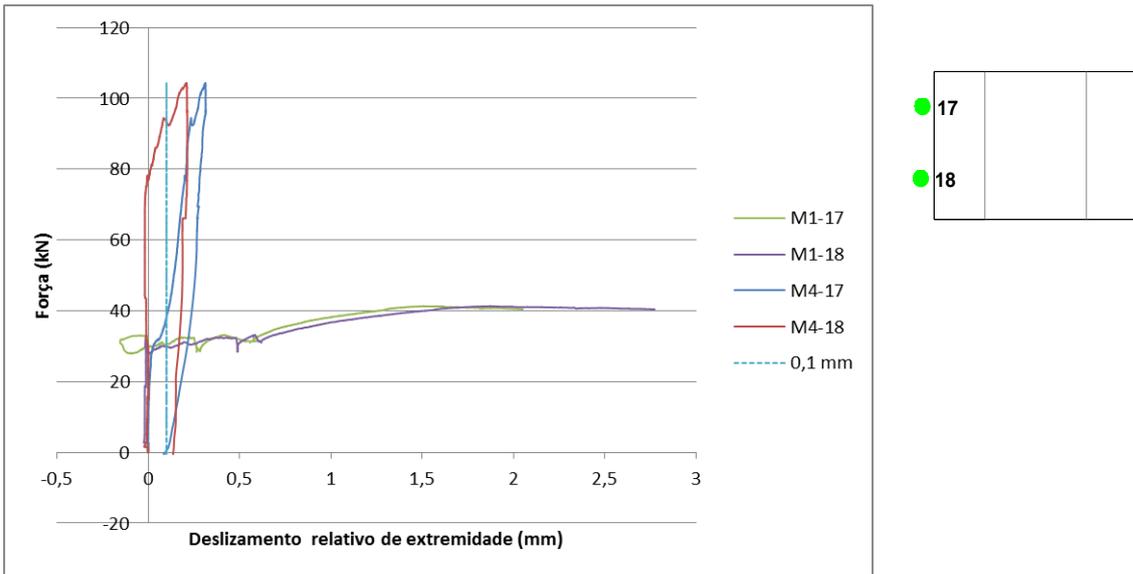


Figura 5.1 – Curva força x deslizamento relativo de extremidade – Modelo 1 x Modelo 4 – Apoio 1

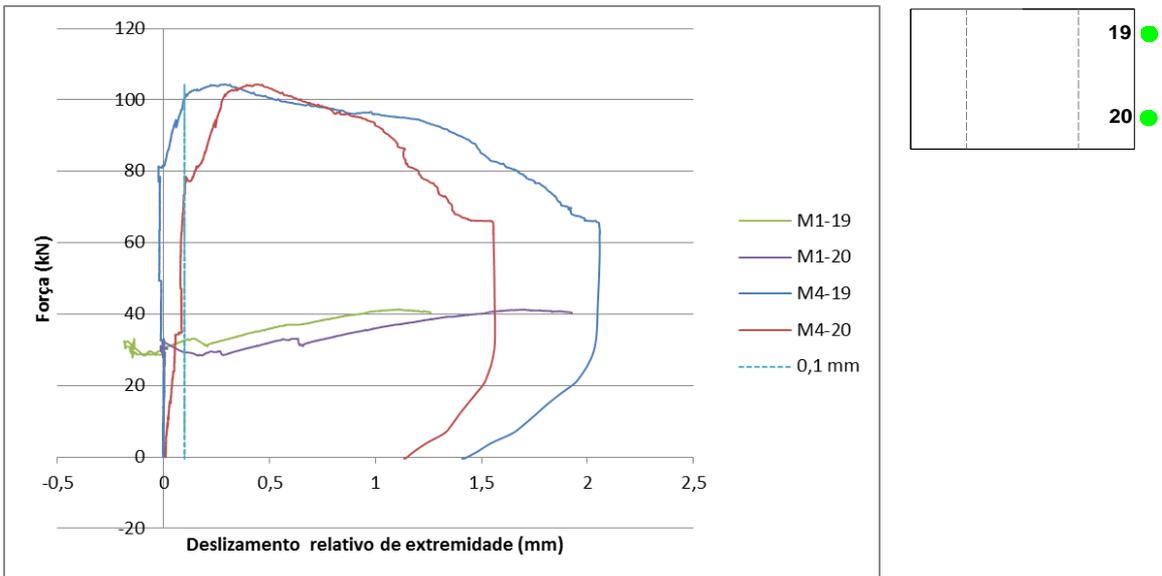
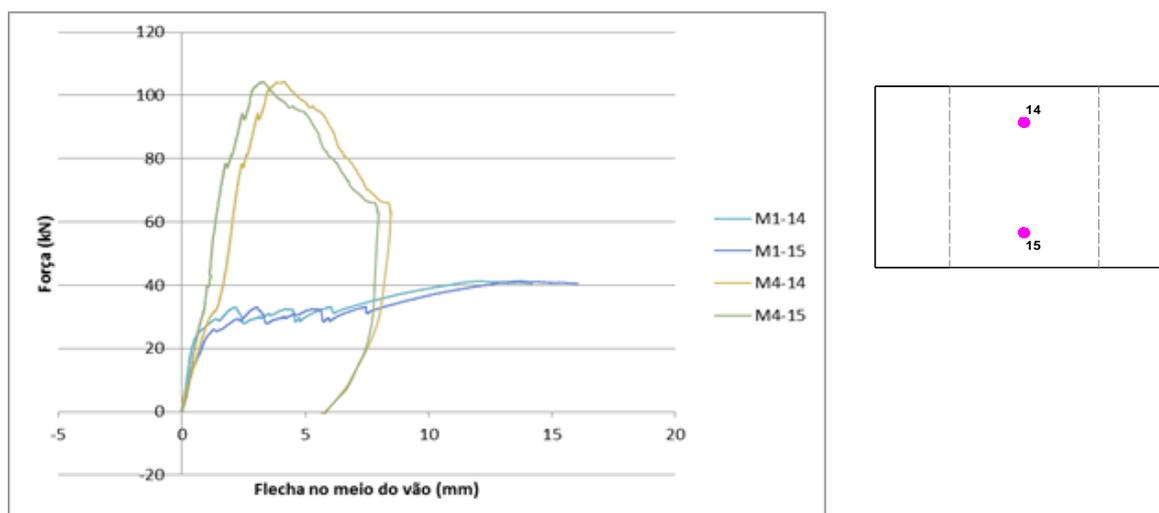


Figura 5.2 – Curva força x deslizamento relativo de extremidade – Modelo 1 x Modelo 4 – Apoio 2

### 5.2.1.2 Modelo 1 x Modelo 4 - Curva força x flecha no meio do vão

A Figura 5.3 apresenta a curva força *versus* flecha no meio do vão para os modelos 1 e 4. Pode-se observar nas curvas que a rigidez inicial dos modelos é a mesma, e, portanto, o vão não teve influência sobre esse parâmetro.

O modelo 1 apresentou uma curva com alguns pontos de queda na força e posterior recuperação, o que não foi observado para o modelo 4.



**Figura 5.3 – Curva força x flecha no meio do vão – Modelo 1 x Modelo 4**

Na Tabela 5.1 consta o resumo dos principais resultados de comparação dos resultados experimentais para os modelos 1 e 4. A força  $P_{des}$  é a força relativa a 0,1 mm de deslizamento relativo de extremidade,  $P_u$  é a força máxima de ruptura do modelo, e a flecha  $\delta_{ue}$  é a flecha relativa à força  $P_u$  do ensaio.

Observou-se também, que o modelo 1 obteve um ganho de força após o deslizamento inicial ter se iniciado, muito maior que a laje de vão menor. A variação entre a força  $P_{des}$ , relativa ao deslizamento de 0,1mm e  $P_u$ , força máxima do ensaio, foi de 44% para o modelo 1 e 173% para o modelo 4. O comportamento do modelo 4 foi mais frágil que o modelo 2.

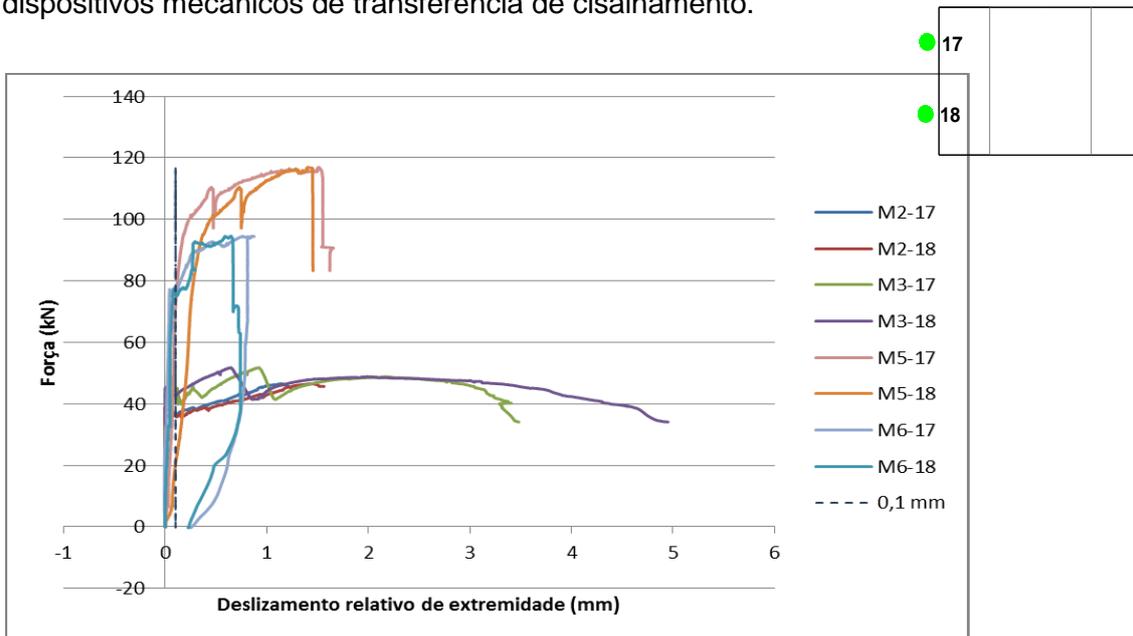
**Tabela 5.1 – Resumo das Comparações do modelo 1 *versus* modelo 4**

MODELO	Pdes (kN)	Pu (kN)	Pu/Pdes	% de variação	Flecha $\delta_{ue}$	
					14 (mm)	15 (mm)
1	28,76	41,387	1,439	44%	12,115	13,741
4	38,20	104,38	2,732	173%	4,113	3,274
4/1	1,33	2,52	1,90	3,95	0,34	0,24
%	33%	152%	90%	295%	-66%	-76%

### 5.2.1.3 Modelo 2 e Modelo 3 x Modelo 5 e Modelo 6 - Curva força x deslizamento relativo de extremidade

As Figuras 5.4 e 5.6 apresentam as curvas de força *versus* deslizamento relativo de extremidade para os modelos do grupo 1 e do grupo 2, submetidos ao carregamento cíclico e depois ao carregamento estático até a ruptura.

Com já citado anteriormente, de acordo com Marimuthu *et al.* (2007), o carregamento cíclico tem a função de romper a ligação química existente entre o aço e o concreto para que seja avaliada apenas a resistência ao cisalhamento longitudinal fornecida pelos dispositivos mecânicos de transferência de cisalhamento.



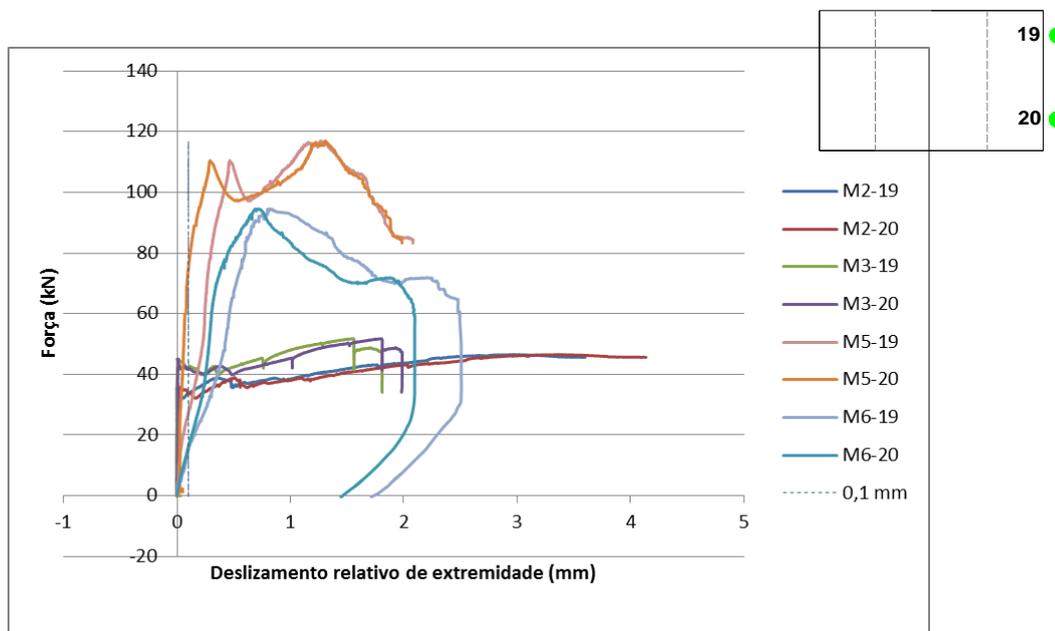
**Figura 5.4 – Curva força x deslizamento relativo de extremidade – Modelo 2 e 3 x Modelo 5 e 6-Apoio 1**

Os valores para os deslizamentos relativos de extremidade dos modelos do grupo 1 indicam valores próximos a zero durante grande parte do ensaio chegando, em alguns casos, a valores próximos da força máxima do ensaio. Em contrapartida, o grupo 2, com exceção da curva M6-17, já iniciou o deslizamento relativo desde o início do carregamento. Isso indica que nos modelos menores a ligação química foi rompida, e o ensaio cíclico cumpriu seu objetivo, o que não foi observado para o grupo 1.

Observou-se também, como já comentado na comparação entre o modelo 1 e o modelo 4, que o ganho de força após ter se iniciado o deslizamento foi muito maior nos modelos 2 e 3 do que para os modelos 5 e 6, sendo que essa variação foi 39% e 23%, para os modelos 2 e 3 respectivamente e 485% e 491% para os modelos 5 e 6. Vale ressaltar, que essa comparação foi feita analisando o sistema como um todo, porém ela é válida se

pensarmos que no geral os pontos de medição apresentaram um comportamento semelhante, com algumas exceções.

Todos os valores citados estão resumidos na tabela 5.2, com as respectivas comparações entre os modelos.



**Figura 5.5 – Curva força x deslocamento relativo de extremidade – Modelo 2 e 3 x Modelo 5 e 6-Apoio 2**

Novamente, o modelo 6 assim como o modelo 4 apresentou uma ruptura mais frágil que os outros modelos, porém existem pontos onde provavelmente aconteceu a perda da resistência devida ao intertravamento mecânico das mossas.

#### 5.2.1.4 Modelo 2 e Modelo 3 x Modelo 5 e Modelo 6 - Curva força x flecha no meio do vão

A figura 5.6 apresenta a flecha no meio do vão para os modelos do grupo 1 e grupo 2 ensaiados à flexão.

Os modelos apresentam uma rigidez inicial semelhante, com excessão do ponto M6-14, que apresentou uma rigidez um pouco menor, mostrando que o vão não influenciou na rigidez inicial.

Observou-se também que, em especial, a curva M5-14 apresentou uma flecha maior que a dos outros modelos, no ponto da força máxima do ensaio, o que pode ter ocorrido em função da ruptura da aderência entre a forma de aço e o concreto, ter acontecido prematuramente, e conseqüentemente, o deslocamento vertical foi maior.

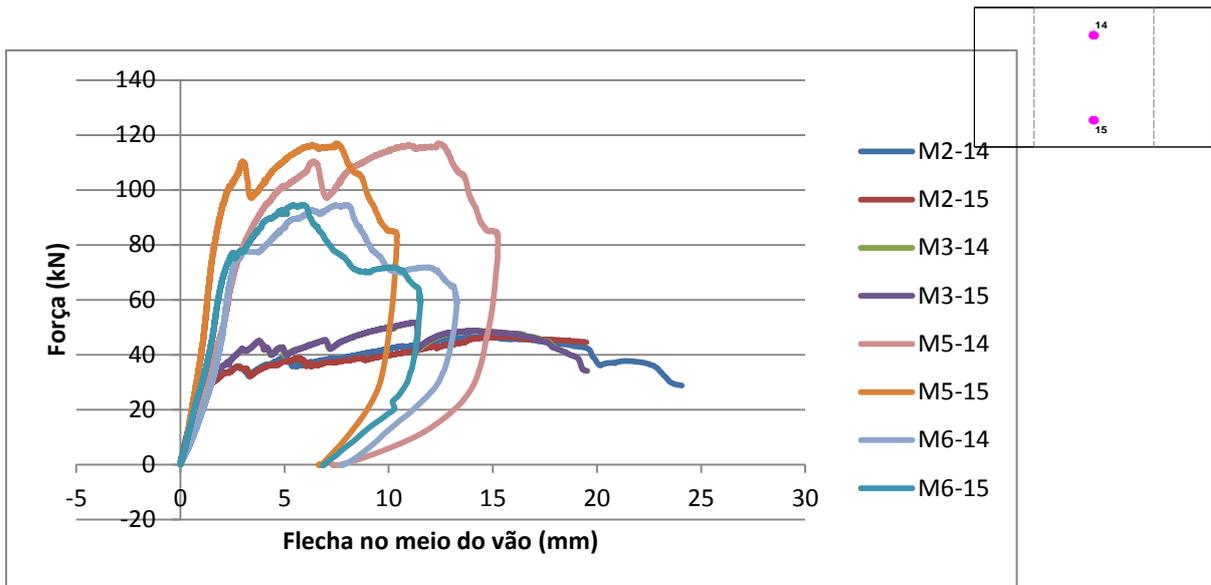


Figura 5.6 – Curva força x flecha no meio do vão – Modelo 2 e 3 x Modelo 5 e 6

Na tabela 6.2 estão resumidos os principais valores dos resultados experimentais como já citado no item 5.2.1.2.

Tabela 5.2 - Comparação entre os modelos 2, modelo 3 versus modelo 5 e modelo 6

MODELO	Pdes (kN)	Pu (kN)	Pu/Pdes	% de variação	Flecha $\delta_{ue}$	
					14 (mm)	15 (mm)
2	33,5	46,514	1,388	39%	14,472	16,035
3	42	51,795	1,233	23%	11,373	11,315
5	20	116,98	5,849	485%	12,406	7,491
6	16	94,55	5,909	491%	7,870	5,784
5/2	0,60	2,51	4,21	12,48	0,86	0,47
%	-40%	151%	321%	1148%	-14%	-53%
6/2	0,48	2,03	4,26	12,64	0,54	0,36
%	-52%	103%	326%	1164%	-46%	-64%
5/3	0,48	2,26	4,74	20,79	1,09	0,66
%	-52%	126%	374%	1979%	9%	-34%
6/3	0,38	1,83	4,79	21,05	0,69	0,51
%	-62%	83%	379%	2005%	-31%	-49%

## 5.2.2 COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS MODELOS DE LAJE DE MESMO GRUPO

### 5.2.2.1 Grupo 1 - Curva força x deslizamento relativo de extremidade

Nas Figuras 5.7 e 5.8 são apresentadas as curvas de força versus deslizamento relativo de extremidade para os modelos do grupo 1. Observa-se que o modelo 1

apresentou as fases quedas na carga de ensaio, como posterior recuperação, onde provavelmente aconteceu a ruptura da aderência química entre a forma de aço e o concreto. Essas fases foram muito claras, e a recuperação se deve ao intertravamento mecânico. Esse comportamento foi observado também para o modelo 3, que apresentou pontos onde de queda na força e posterior recuperação, que indicam a ruptura da aderência química.

Esperava-se que o modelo 1 atingisse a maior força do ensaio, porém isso não ocorreu. Esse fato pode ter sido causado por inúmeros fatores, entre eles as imperfeições geradas na montagem, concretagem e manuseio.

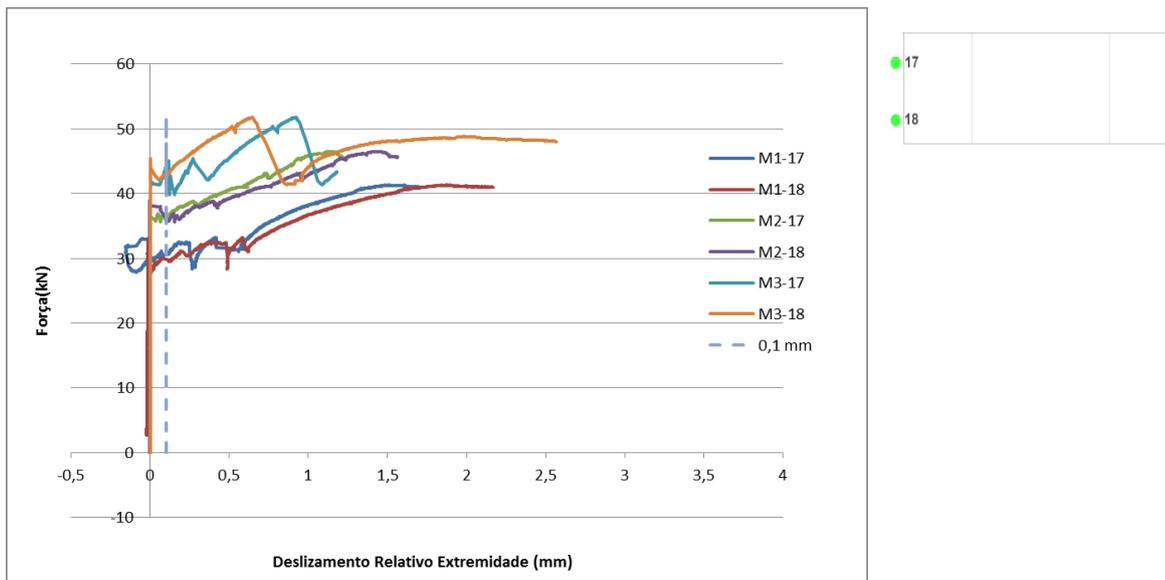


Figura 5.7 – Curva força x deslizamento relativo de extremidade – Grupo 1-Apoio 1

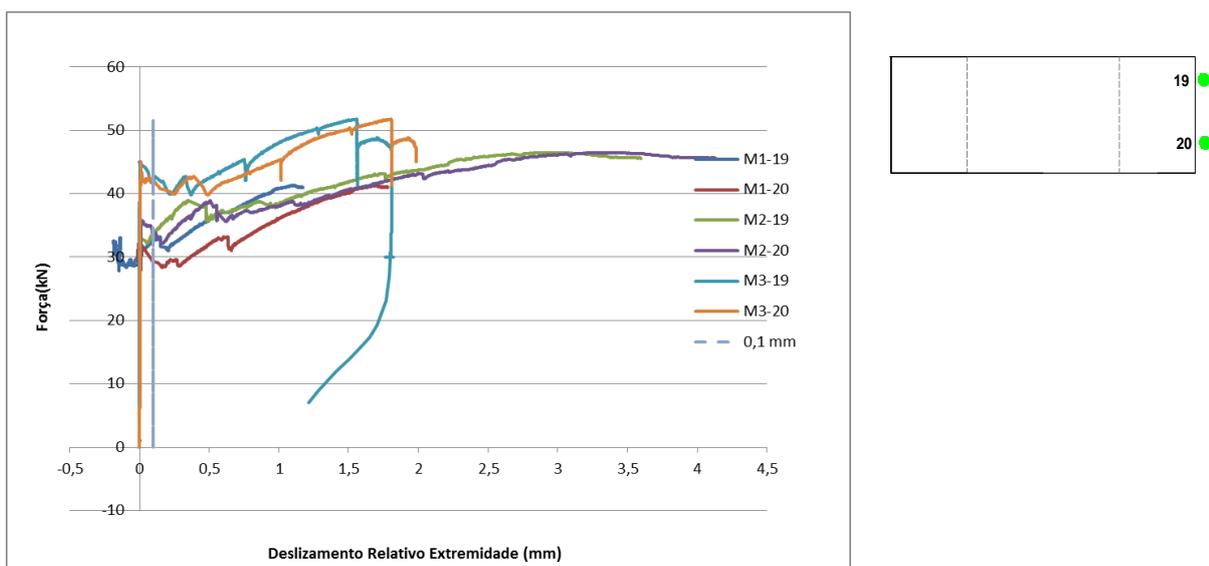


Figura 5.8 – Curva força x deslizamento relativo de extremidade – Grupo 1 - Apoio 2

### 5.2.2.2 Grupo 1 - Curva força x flecha no meio do vão

Na Figura 5.9 temos as curvas força *versus* flecha no meio do vão para os modelos do Grupo 1. Os modelos apresentaram padrões de curvas semelhantes, e mesma rigidez inicial, o que provavelmente aconteceu devido ao ensaio cíclico não ter rompido completamente a ligação química.

Na Tabela 6.3 temos a comparação dos valores experimentais obtidos para os modelos do Grupo 1. O modelo 3 apresentou uma força correspondente ao deslizamento relativo de extremidade de 0,1 mm, 46% maior que o modelo 1, o que reforça a hipótese de que a ligação química entre o aço e o concreto não foi rompida por completo para os modelos do Grupo 1. Ainda sobre o modelo 3, este apresentou, como esperado, uma flecha menor no ponto da força máxima, cerca de 6% e 18 % para os transdutores 14 e 15, respectivamente.

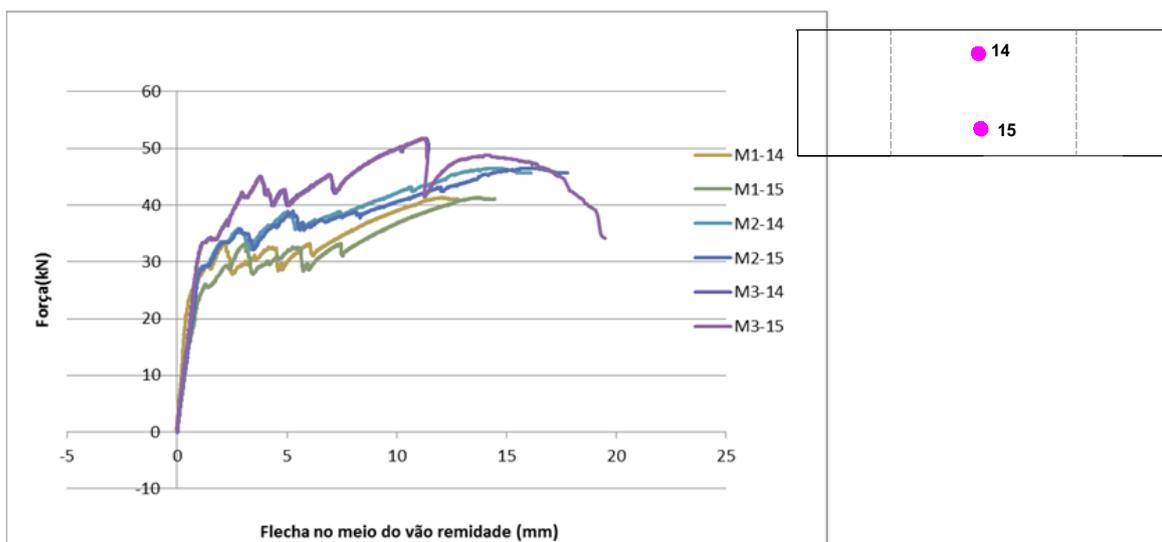


Figura 5.9 – Curva força x flecha no meio do vão – Grupo 1

Tabela 5.3- Comparação entre os modelos 1 *versus* modelo 2 e modelo 3

MOD	Pdes (kN)	Pu ( kN)	Pu/Pdes	% de variação	Flecha $\delta_{ue}$	
					14 (mm)	15 (mm)
1	28,76	41,387	1,439	44%	12,115	13,741
2	33,5	46,514	1,388	39%	14,472	16,035
3	42	51,795	1,233	23%	11,373	11,315
2/1	1,16	1,12	0,96	0,88	1,19	1,17
%	16%	12%	-4%	-12%	19%	17%
3/1	1,46	1,25	0,86	0,53	0,94	0,82
%	46%	25%	-14%	-47%	-6%	-18%

No geral, os modelos 2 e 3 apresentaram uma maior resistência do que o modelo 1, o que pode também ter sido causada pelo enfraquecimento da aderência química, e perda de rigidez durante as etapas de montagem, concretagem e manuseio do modelo. Porém, não foram observadas fissuras durante esta fase.

### 5.2.2.3 Modelo 4 x Modelo 5 e Modelo 6 - Curva força x deslizamento relativo de extremidade

Nas figuras 5.10 e 5.11 são apresentadas as curvas força *versus* deslizamento relativo de extremidade para o Grupo 2. Diferentemente dos modelos do Grupo 1, observa-se que nos modelos do Grupo 2 ficou claro quais modelos tiveram a aderência química rompida pelo ensaio cíclico, exceto pelo ponto M6-18, que iniciou o ensaio com deslizamento relativo zero.

Observa-se nos modelos 5 e 6 um grande incremento de carga após o deslizamento inicial ter-se iniciado; esse incremento foi de 491 % e 485% para os dois modelos respectivamente. Esse incremento não foi tão significativo para o modelo 4.

Pelas curvas relativas aos transdutores M5-17 e M5-18, percebe-se onde a resistência devido à aderência química se rompe, correspondendo aos pontos onde a curva mostra uma queda na carga com posterior recuperação, como também observado por Widajaja (1997).

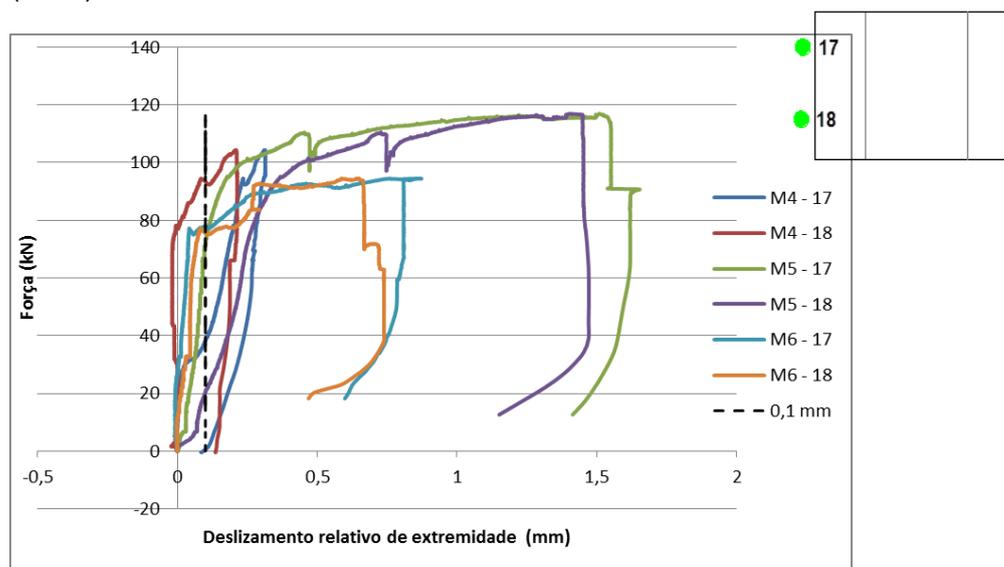
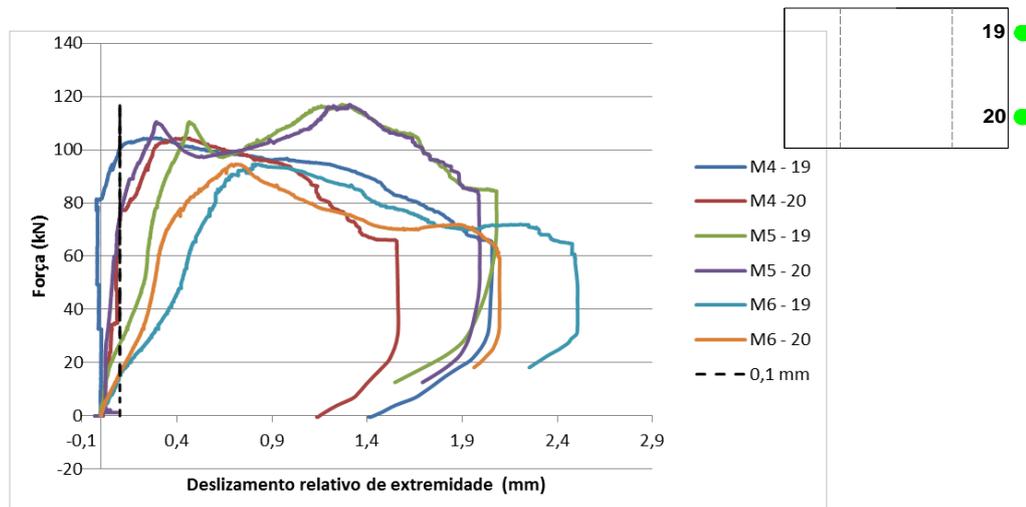


Figura 5.10 – Curva força x deslizamento relativo de extremidade – Grupo 2

Observa-se, também, nas curvas dos modelos 5 e 6 o início da formação de um patamar, onde a resistência ao deslizamento inicial é constante, porém esse patamar é

pequeno se comparado aos modelos do Grupo 1. Esse comportamento não é observado no modelo 4, que apresentou uma ruptura mais frágil que os outros modelos.

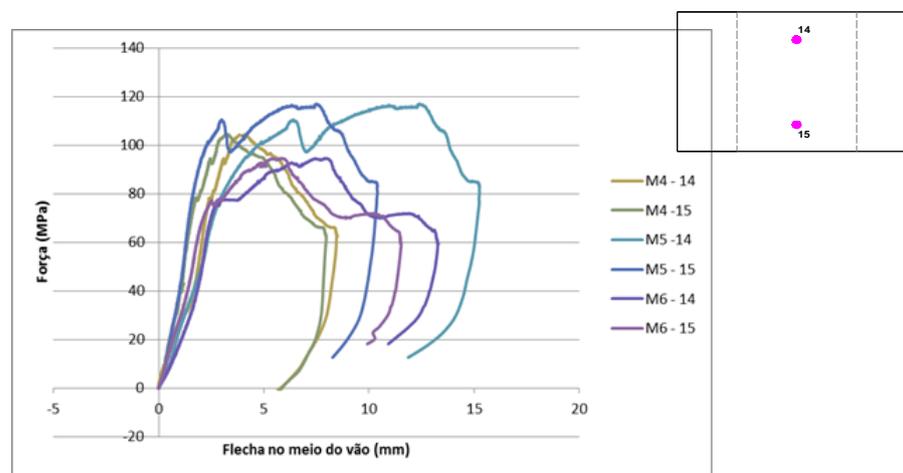


**Figura 5.11 – Curva força x deslocamento relativo de extremidade – Grupo**

#### 5.2.2.4 Modelo 4 x Modelo 5 e Modelo 6 - Curva força x flecha no meio do vão

Na Figura 5.12 é apresentada a curva força *versus* flecha no meio do vão para os modelos do grupo 2. Os modelos submetidos ao ensaio cíclico inicial apresentaram uma rigidez inicial menor, salvo um ponto do modelo 5 que apresentou uma rigidez coincidente com o modelo 4.

Como já citado no item anterior, o modelo 4 apresentou uma ruptura mais frágil que os modelos 5 e 6. Isso fica evidenciado ao se comparar a flecha no meio do vão para a carga máxima de ruptura que foi 129% e 77% maior para os modelos 5 e 6, respectivamente, mostrando uma rigidez menor, provavelmente em função do ensaio cíclico inicial a que foram submetido esses modelos.



**Figura 5.12 – Curva força x flecha no meio do vão – Grupo 2**

Na Tabela 5.4 são apresentadas todas as comparações entre os valores experimentais principais. Os valores obtidos para os modelo 5 e 6 mostraram uma ótima correlação, ficando com valores muito próximos uns dos outros.

**Tabela 5.4 - Comparação entre os modelos 4 versus modelo 5 e modelo 6**

MOD	Pdes (kN)	Pu (kN)	Pu/ Pdes	% de variação	Flecha $\delta_{ue}$	
					14 (mm)	15 (mm)
4	38,2	104,38	2,732	173%	4,113	3,274
5	20	116,98	5,849	485%	12,406	7,491
6	16	94,55	5,909	491%	7,870	5,784
5/4	0,52	1,12	2,14	2,80	3,02	2,29
%	-48%	12%	114%	180%	202%	129%
6/4	0,42	0,91	2,16	2,83	1,91	1,77
%	-58%	-9%	116%	183%	91%	77%

### 5.2.3 DEFORMAÇÃO NA FORMA DE AÇO

São apresentadas nas Figuras 5.13 e 5.14 as curvas força *versus* deformação no aço para os modelos dos grupos 1 e 2.

Observou-se que, como já concluído nas curvas anteriores, os modelos do Grupo 1 apresentaram comportamento mais dúctil, caracterizado por maiores deformações também no aço. No geral, todas as leituras dos extensômetros apresentaram valores negativos, indicando compressão, o que é justificado por esta leitura ter sido feita na mesa superior da forma de aço, e, no início do ensaio, a seção é solicitada por esforços de compressão, o que faz com que a linha neutra se posicione no meio da forma de aço.

Observou-se, também, que no decorrer do ensaio a deformação começa a diminuir, e nos pontos M3-8 e M3-6 o aço passa a ser tracionado. Este fato ocorre provavelmente pela subida da linha neutra, e como nesses pontos a aderência química ainda existia, o sistema começou a trabalhar como esperado, com compressão no concreto e tração no aço. Porém, essa aderência química se rompe rapidamente, e a mesa volta a ser comprimida.

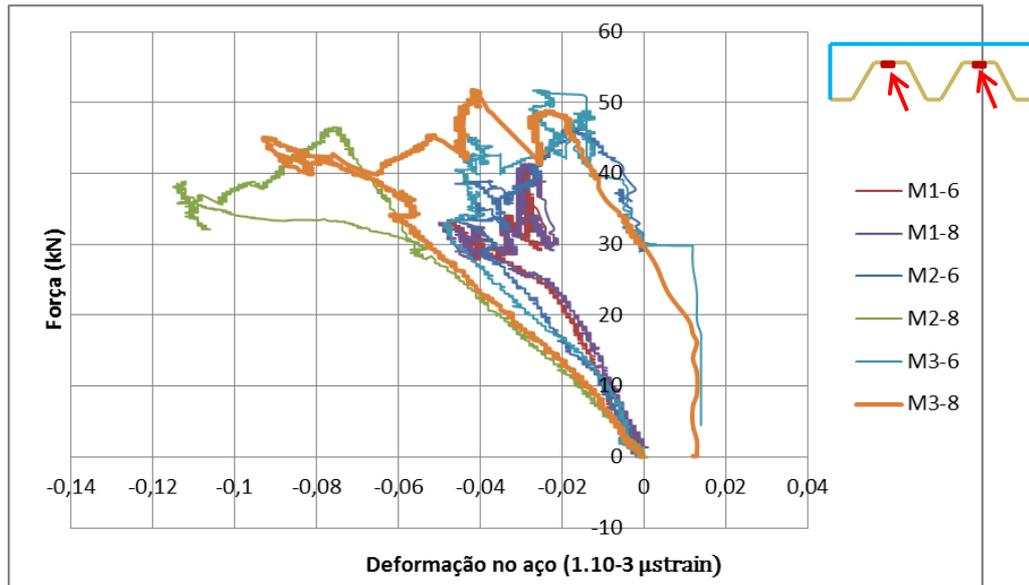


Figura 5.13 – Deformação na forma de aço – Grupo 1

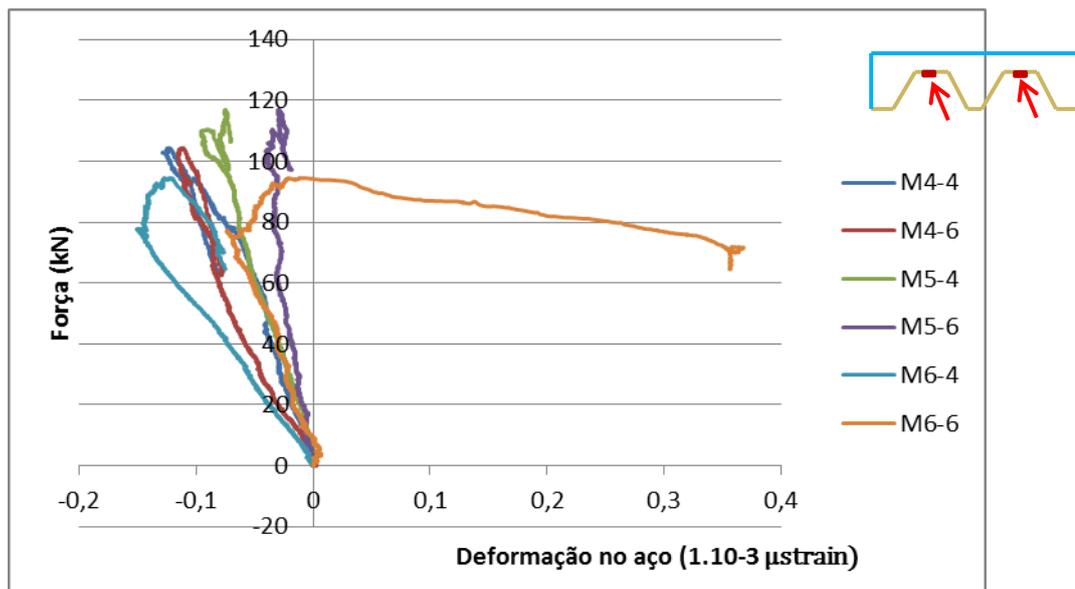


Figura 5.14 – Deformação na forma de aço – Grupo 2

#### 5.2.4 DEFORMAÇÃO NO CONCRETO

São apresentados nas Figuras 5.15 e 5.16, as curvas da deformação no concreto, para os modelos do Grupo 1 e do Grupo 2.

As curvas negativas indicam compressão no concreto, como já era esperado. No geral, as leituras dos extensômetros, tanto para um grupo como para o outro, se

apresentaram semelhantes, com compressão no início do ensaio e algumas perturbações nos pontos onde as fissuras começam a surgir.

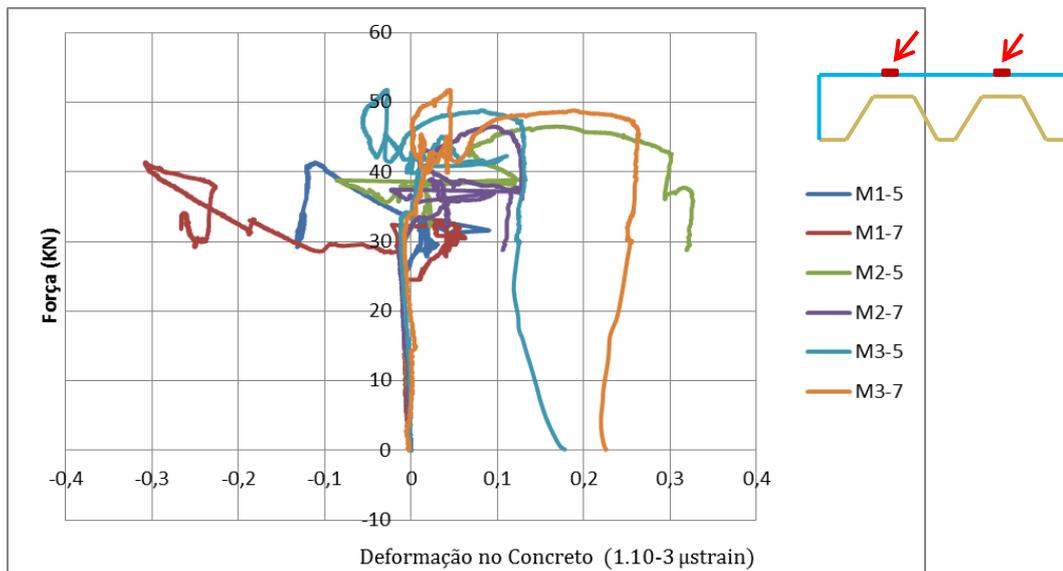


Figura 5.15 – Deformação no concreto – Grupo 1

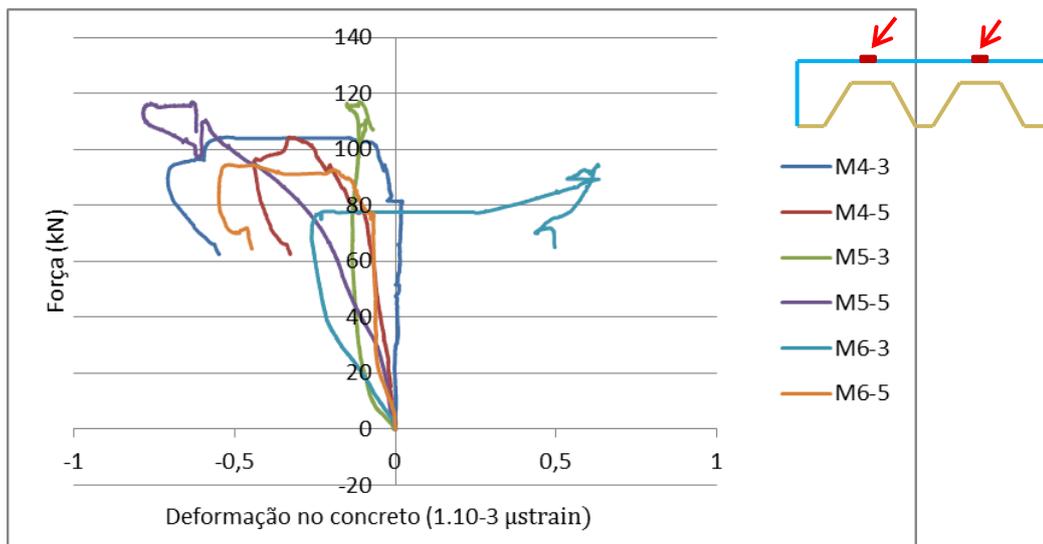


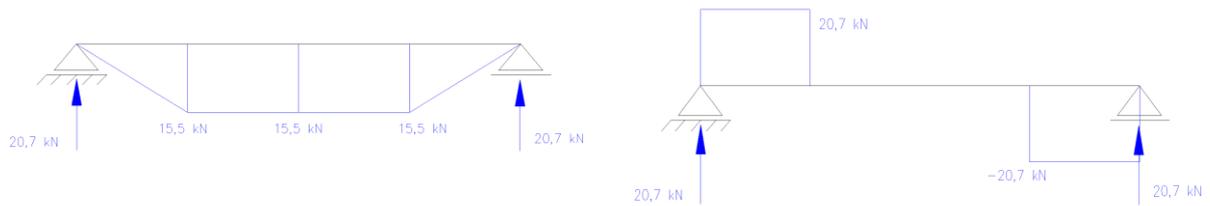
Figura 5.16 – Deformação no concreto – Grupo 2

### 5.3 COMPARAÇÃO DOS VALORES TEÓRICO-EXPERIMENTAL DOS MODELOS DE LAJE MISTA

Para as comparações neste item foram utilizados os valores do dimensionamento baseados nas normas ABNT NBR 8800 (2008) e Eurocode 4-1-1 (2004), apresentados no capítulo 4 desta pesquisa.

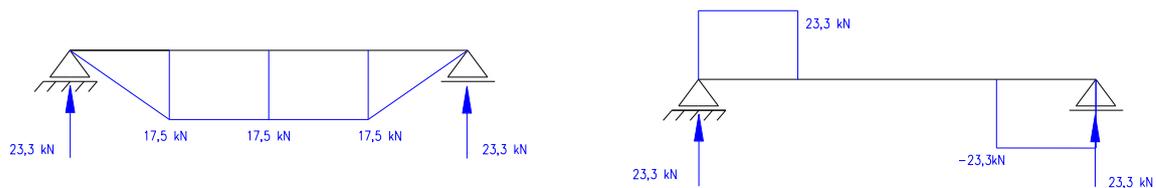
O objetivo desse capítulo é correlacionar os valores experimentais com os teóricos para avaliar se o ensaio foi condizente com a realidade, identificando o modo governante de ruptura das lajes, que nos ensaios experimentais foi o cisalhamento longitudinal.

Os diagramas de momento e esforço cortante para os resultados experimentais estão apresentados na Figura 5.17 para os modelos do Grupo 1 e na Figura 5.18 para os modelo do Grupo 2.



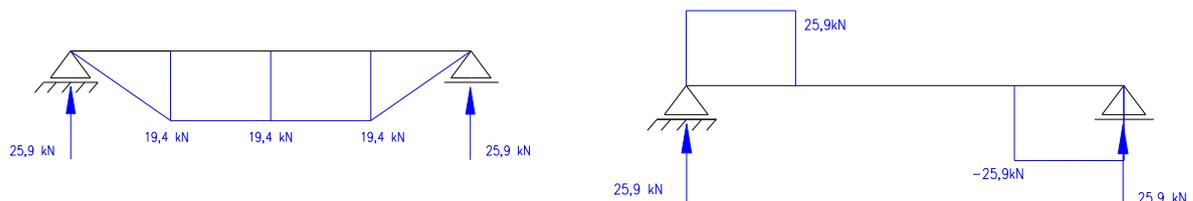
a) Diagrama de momento fletor – Modelo 1

b) Diagrama de esforço cortante – Modelo 1



c) Diagrama de momento fletor – Modelo 2

d) Diagrama de esforço cortante – Modelo 2



e) Diagrama de momento fletor – Modelo 3

f) Diagrama de esforço cortante – Modelo 3

**Figura 5.17 – Diagrama de esforços dos ensaios experimentais – Grupo 1**

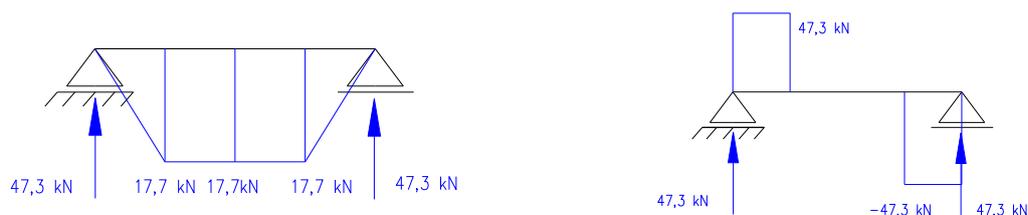
Os diagramas foram traçados considerando apenas a força máxima obtida no ensaio de cada modelo de laje e não levam em consideração o peso próprio da laje e o peso das vigas de distribuição da carga utilizada no ensaio. Na Tabela 5.6 encontram-se os diagramas com a indicação dos valores dos esforços indicados.



a) Diagrama de momento fletor – Modelo 4    b) Diagrama de esforço cortante – Modelo 4



c) Diagrama de momento fletor – Modelo 5    d) Diagrama de esforço cortante – Modelo 5



e) Diagrama de momento fletor – Modelo 6    f) Diagrama de esforço cortante – Modelo 6

**Figura 5.18 – Diagrama de esforços dos ensaios experimentais – Grupo 2**

Os valores obtidos a partir do dimensionamento da laje para o momento fletor resistente da seção transversal, considerando um sistema bi-apoiado com duas cargas concentradas, foram determinados de acordo com o ensaio realizado, como indicado na Figura 3.64, utilizando a equação 5.1. Esses valores estão resumidos na Tabela 5.5 e são chamados de  $V_{mom}$ . Os cálculos das lajes estão demonstrados mais detalhadamente no Capítulo 4.

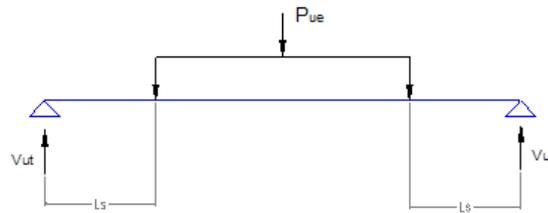


Figura 5.19 - Esquema das cargas no ensaio

$$M_{\text{máx}} = \frac{V_{\text{mom}} \cdot L}{8}$$

5.1

Tabela 5.5 - Valores de esforço cortante experimental x teórico obtidos a partir do dimensionamento para o cisalhamento longitudinal

		Vut	Vmom (kN)	Vut/Vmom	% de desvio
Modelo	1	22,975	29,40	0,781463	-21,85
	2	18,5		0,629252	-37,07
	3	21,45		1,370629	37,06
	4	47,1625	58,815	0,801879	-19,81
	5	40		0,680099	-31,99
	6	38,75		0,658846	-34,12

Como se pode perceber, os valores para as cortantes obtidas a partir dos momentos foram muito maiores que os valores de ensaio, demonstrando um dimensionamento contra a segurança. Vale ressaltar que o dimensionamento da laje para o momento fletor com a linha neutra acima da laje de concreto leva em conta algumas hipóteses que não são reais. Uma dessas hipóteses, por exemplo, é que a seção trabalha como uma seção clássica de concreto armado. Essa consideração só é válida quando a interação entre a forma de aço e o concreto é completa, pois a partir da primeira fissura as diferenças de tensões aumentam e a aderência química entre eles começa a enfraquecer, gerando uma peça com duas linhas neutras. Essa é a hipótese que a NBR 8800: 2008 considera.

Para a laje em questão, considerando as áreas de aço e de concreto, a linha neutra estaria acima da forma de aço, porém não foi isso que demonstrou a leitura dos extensômetros, pois eles iniciam o ensaio sendo comprimidos e somente após um estágio de carga mais alto é que alguns pontos, onde ainda a ligação química não tinha se rompido por completo, é que a leitura passou a apresentar tração na mesa superior da forma de aço como era esperado no cálculo. Porém antes que a peça começasse a trabalhar nos valores de momento calculados ocorreu a ruptura por cisalhamento longitudinal.

Talvez para um próximo trabalho fosse interessante tentar melhorar essa resistência ao cisalhamento longitudinal, a fim de atingir os valores determinados no cálculo do momento para a seção transversal.

A Tabela 5.6 apresenta os valores resumidos para o cálculo da resistência ao esforço cortante das lajes. Este cálculo está detalhado no Capítulo 4 deste trabalho. Esses valores levam em consideração os parâmetros obtidos a partir do próprio ensaio, sendo eles os parâmetros m-k. Esses valores se mostraram satisfatórios para o cálculo da laje mista, e é o modo de ruptura governante para essa laje.

Observa-se que os valores estão todos a favor da segurança e que esse parâmetro apesar de ser trabalhoso para ser obtido, e ser considerado conservador por alguns pesquisadores, é um bom parâmetro para avaliar o comportamento da laje mista. Principalmente como no caso deste trabalho que é uma laje totalmente nova, sendo esta a primeira avaliação realizada no Brasil.

**Tabela 5.6 - Valores de esforço cortante experimental x teórico obtidos a partir do dimensionamento para o cisalhamento longitudinal**

		Vut	Vus,k	Vus,k/Vut	% de desvio	Vus,d	Vus,d/Vut	% de desvio
Modelo	1	22,975	21,306	1,078	7,835	17,04455	1,348	34,79
	2	18,5		0,868	-13,169		1,085	8,54
	3	21,45		1,007	0,677		1,258	25,85
	4	47,1625	38,033	1,240	24,003	30,42674	1,550	55,00
	5	40		1,052	5,171		1,315	31,46
	6	38,75		1,019	1,884		1,274	27,36

## 6 . CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

---

### 6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O foco deste trabalho foi a produção de uma forma de aço para pisos mistos de pequena altura e o estudo do seu comportamento estrutural frente aos esforços cisalhantes.

A metodologia utilizada envolveu análise experimental e teórica para a avaliação do comportamento de uma tipologia de piso misto constituído com a forma de aço desenvolvida no presente estudo.

Foram realizados seis ensaios, com modelos de laje com 300 e 150 cm de comprimento. Os ensaios foram realizados de acordo com especificações do Eurocode 4 1-1 (2004) e permitiram obter resultados satisfatórios.

### 6.2 CONCLUSÕES

#### 6.2.1 ANÁLISE EXPERIMENTAL

- Os ensaios realizados foram baseados nas recomendações do Eurocode 4-1-1, que é uma das normas mais utilizadas na literatura técnica sobre o assunto, tanto que é recomendada pela ABNT NBR 8800: 2008, o que permite afirmar que a pesquisa desenvolvida seguiu uma metodologia adequada e os resultados obtidos foram bastante satisfatórios.

- As análises foram feitas baseando-se nas curvas força *versus* deslizamento relativo de extremidade, força *versus* flecha no meio do vão, força *versus* deformação no concreto e na forma de aço. Essas curvas descreveram muito bem o comportamento do sistema, permitindo identificar o modo de ruptura caracterizado por cisalhamento longitudinal. Este modo de ruptura é muito semelhante aos de outros sistemas de laje mista de aço e concreto relatados na bibliografia sobre o assunto. E, é também, o modo de ruptura considerado por vários pesquisadores, como modo governante de ruptura das lajes mistas de aço e concreto e, geralmente, o que limita a resistência das lajes.

- De acordo com os resultados dos ensaios, a forma de aço se comportou como esperado demonstrando, pela análise dos resultados uma resistência considerável ao cisalhamento longitudinal, que foi composta pela aderência natural entre a forma de aço e o concreto (aderência química) e pela resistência mecânica devido às mossas. Fato constatado a partir do comportamento das curvas força *versus* deslizamento relativo de extremidade e força *versus* flecha no meio do vão.

- As geometrias, da forma de aço e das mossas, tiveram um bom comportamento frente aos esforços cisalhantes podendo ser utilizados em trabalhos futuros. Portanto, foi possível atingir o objetivo principal que era desenvolver uma forma de aço que atendesse às necessidades de uma forma de aço que possa ser utilizada no sistema de pisos mistos de pequena altura, podendo ser produzida no Brasil.

- Para os modelos com o vão de cisalhamento menor (325 mm), os ensaios cíclicos, realmente romperam a aderência química como esperado, porém nos modelos com vão de cisalhamento maior (700 mm), a aderência química foi apenas enfraquecida, provavelmente pelo fato da área da interface ser o dobro da área do modelo menor. Porém, os modelos do Grupo 2 (vão menor) tiveram uma ruptura mais frágil que os modelos do Grupo 1 (vão menor).

- As formas eram compostas em duas partes, todas análises foram feitas considerando o sistema como um todo, porém alguns pontos ficam com valores significativamente diferentes, o que pode ter sido causados por diversos fatores nas diversas fases do estudo, como a fase da montagem dos modelos, concretagem ou da instrumentação.

- Observou-se, também, no início dos ensaios, as lajes apresentaram a linha neutra no meio da seção da forma, o que não foi confirmado pelo dimensionamento. Porém, o dimensionamento admite que a seção funcionando com interação completa, portanto, para que o sistema atingisse a resistência determinada no cálculo do momento fletor resistente, o comportamento frente ao cisalhamento longitudinal teria que ser otimizado. Foi observado em algumas lajes, que próximo a carga de ruptura da aderência química a mesa superior da forma de aço começou a trabalhar à tração, porém em função da laje estar já com a interação parcial, a laje logo se rompeu não e não atingiu a resistência máxima determinada nos cálculos do momento fletor.

### 6.2.2 ANÁLISE TEÓRICA

- Com relação à análise teórica, os valores obtidos a partir do dimensionamento pelo método *m-k*, se mostraram satisfatórios uma primeira

análise do comportamento geral da laje mista, com esta configuração de forma de aço, geometria de mossas, e resistência de concreto.

- A forma mostrou resistências comparáveis às resistências das lajes mistas usuais de aço e concreto, comercializadas no Brasil.
- A resistência da laje mista frente ao cisalhamento longitudinal é um tanto quanto complexa de ser dimensionada, e o método m-k, aqui utilizado é bastante conservador. Portanto, seria necessária uma análise mais profunda, tanto da forma de aço, quanto de outros parâmetros da própria laje mista para um dimensionamento mais otimizado.

### **6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

O método m-k não é leva em consideração a ancoragem de extremidade e a armadura adicional nas lajes mista. Portanto, uma das sugestões é a análise do mesmo sistema com ancoragem na extremidade e armadura adicional, por outros métodos, afim de se ampliar os estudos relativos a lajes mistas para pisos de pequena altura.

Também como sugestão tem-se o estudo do mesmo sistema utilizando ensaios de pequena escala, para prever melhor a resistência ao cisalhamento longitudinal.

A modelagem numérica do sistema utilizando a calibração com resultados experimentais obtidos, seria um bom estudo para entender as tensões atuantes e que não foram possíveis observar no ensaio experimental, isto se obter um melhor entendimento sobre o comportamento da laje mista.

Outro ponto para explorar dentro do assunto é o ensaio do sistema viga l mais a laje de aço e concreto, pois neste trabalho somente foi avaliado a forma de aço que pode ser utilizada neste sistema.



## 7 . REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- Abdullah, R. (2004). *Experimental Evaluation and Analytical Modeling of Shear Bond in Composite Slabs*. Virginia Polytech Institute, 2004, M. A. Sc. Dissertation, Blacksburg, Virginia
- Abdullah, R. & Easterling, W. S., (2007). *Determination of Composite Slab Strength Using a New Elemental Test Method*. Journal of Structural Engineering, Vol. 133, Nº 9, September1, 2007. ASCE.
- Araújo, G. S., (2008). *Análise do Comportamento e da Resistência de um sistema de lajes mistas pelo Método da Interação Parcial*. Universidade Federal de Minas Gerais-MG. Dissertação. Mestrado
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). PROJETO - NBR 8800: *Projeto de execução de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, 170 p. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). NBR 5739: *Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. 4p. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). NBR 7222: *Argamassa e Concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. 3p. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). NBR 6152: *Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente*. 34p. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR 8522: *Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação*. Rio de Janeiro – RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010). PROJETO NBR 14762: *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*.
- Araújo, G. S., (2008). *Análise do Comportamento e da Resistência de um Sistema de Lajes Mistas pelo Método da Interação Parcial*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais. 2008.

- Ávila, M. L., Quevedo, R. L., Morfa, C.R. (2007). *Um nuevo sistema de diseño de embuticiones en láminas de acero para maximizar resistència de losas compuestas*. Revista Ingeniería de Construcción, V. 22, N. 3, Diciembre 2007, p. 145-156.
- Crisinel, M., & Marimon, F. (2004). *A new simplified method for the desing of composite slabs*. Journal of Construction Steel Research, 60.
- Chen, S., & Shi, X. (2011). *Shear bond mechanism of composite slabs - A universal FE approach*. Journal of Construction Steel Research, 67, pp. 1475-1484.
- Calixto, J. M., Brendolan, G., Pimenta, R. (2009). *Ibracon Structures and Materials Journal*. V. 2, N. 2, June, 2009, pp. 124-141.
- Daniels, B. J. (1990). *Comportament et capacité portante des dalles mixtes: modélisation mathématique et étude expérimentale*. Thèse n° 895: Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne; 1990.
- Daniels, B., & Crisinel, M. (1988). *Composite Slab with Profiled Shetting. Proceedings of an Engineering Foudation Conference on Compostie COstruction in Steel and Concrete* (pp. 656-662). ASCE.
- Daniels, B., & Crisinel, M. (1993.a). *Composite Slab Behavior and Strength Anlysis. Part I: Calculation Produced*. Journal of Structural Engineering, Vol. 119, N° 1, January, 1993. ASCE.
- Daniels, B., & Crisinel, M. (1993.b). *Composite Slab Behavior and Strength Anlysis. Part II: Comparison with Test Results and Parametric Analysis*. Journal of Structural Engineering, V. 119, no. 1, January, 1993. ASCE.
- Easterling, W. S. & Young, C. S. (1992). *Strength of Composite Slabs. Journal of Structural Engineering*, V. 118, no. 9, September, 1992.
- Eurocode 2 1992-1-1:2002, E. (2002): Design concrete structures. British Standart.
- Eurocode 3 1993-1-1:2005, E. (2005): Design of steel structures. British Standart.
- Eurocode 4 1994-1-1:2004, E. (2004): Design of composite steel and concrete structures. British Standart.
- Ferrrer, M., Marimon, F., Crisinel, M., (2006). *Designing cold-formed steel sheets for composite slabs: An experimentally validated FEM approach to slip failure mechanics*. Thin Walled Structures, 44, pp. 1261 – 1271.
- Heagler, R. B. (1993). *The Steel Deck Institute Method for Designing Composite Slabs. Thin Walled Strutures*, 16, pp. 319-326.

- Johnson, R. P. (1994) *Composite Structures of Steel and Concrete* London: Blackweell. v.1.
- Lawson, R. M. & Leskelä, M. (1996). *Slim Floor Construction*. *Structural Engineering International*, Volume 6, Number 2, 1 May 1996 , pp. 122-126(5)
- Lawson, R. M. e. (1999). “Slimflor” and “Slimdek” construction: European developments. *The Structural Engineer*. V. 77, N. 8. April, 1999, pp. 22-30.
- Lopes, E. & Simões, R. (2008). *Experimental and analytical behaviour of composite slabs*. *Steel and Composite Structures*, V. 8, N. 5, pp. 361-388.
- Melo, C. B. F. (1999). *Análise do Comportamento e da Resistência do Sistema de Lajes Mistas*. Universidade Federal de Minas Gerais-MG. Dissertação. Mestrado
- Ma, Z. & Makelainen, P. (2000). *Behavior of Composite Slim Floor Structures in Fire*. *Journal of Structural Engineering*. Julho, 2000.
- Marimuthu, V. e. (2007). *Experimental studies on composite deck slabs to determine the shear-bond characteristic (m-k) values of the embossed profile sheet*. *Journal of Constructional Steel Research*. 63, 791-803.
- De Nardin, S., & El Debs, A. L. (2007). *Detalhes de ligação entre pilares Mistos Preenchidos e Vigas de Aço: Estudos Experimentais*. *Cadernos de Estruturas*, V.9, n.36, p.65-94.
- Ong, K. V. G. & Mansurt, M. A. (1986) *Shear-bond Capacity of Composite Slabs made with Profiled Sheeting*. *The International Journal of Cement Composite and Lightweight Concrete*, V. 8, N. 4. November.
- Paes, J. L. R. (2003). *Aportaciones al análisis del Comportamiento Estructural de Sistemas de Forjados Mixtos Tipo “Slim Floor”*. Universitat Politècnica de Catalunya. Tesis Doctoral.
- Queiroz, G, Pimenta, R. J., Da Mata, (2001). *Elementos das Estruturas mistas aço-concreto*. Editora O Lutador, Belo Horizonte. 336p, novembro, 2001.
- Schleich, J. B. (1997) *Slim floor Construction: Why? In Composite Construction – Conventional an Innovate – International Conference*. Sep. 1997. Innsbruck, Austria. *Proceedings Innsbruck*. P. 53-64.
- Shen, G. (2001). *Perfomance Evaluation of New Corrugated-Type Embossments for Composite Deck*. M. A. Sc. Thesis.
- Widjaja, R.B. (1997). *Analysis and Design of Steel Deck – Concrete Composite Slabs*. M. A. Sc. Thesis

Vainiūnas, P., Valivonis, G. Marciukaitis, B. Jonaitis (2006) *Analysis of Longitudinal Shear Behaviour for Composite Steel and Concrete Slabs*. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, 2006 pp 1264-1269