

***ESTUDO DO COMPORTAMENTO E DA RESISTÊNCIA  
DAS VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO CONTITUÍDAS  
POR PERFIS FORMADOS A FRIO E LAJES PRÉ-  
FABRICADAS***

LUCIANO AUGUSTO FIGUEIREDO DE OLIVEIRA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS – ESCOLA DE ENGENHARIA

BELO HORIZONTE, 31 DE OUTUBRO DE 2001

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO E DA RESISTÊNCIA DAS  
VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO CONTITUÍDAS POR PERFIS  
FORMADOS A FRIO E LAJES PRÉ-FABRICADAS**

Luciano Augusto Figueiredo de Oliveira

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues  
DEES – UFMG – (Orientador)

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury  
DEES – UFMG

Prof. Dra. Arlene Maria Sarmanho Freitas  
ECOLA DE MINAS - UFOP

BELO HORIZONTE, 31 DE OUTUBRO DE 2001

***ESTUDO DO COMPORTAMENTO E DA RESISTÊNCIA DAS  
VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO CONTITUÍDAS POR PERFIS  
FORMADOS A FRIO E LAJES PRÉ-FABRICADAS***

Eng.º Luciano Augusto Figueiredo de Oliveira  
Engenheiro Civil, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte- MG

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia da  
Universidade Federal de Minas Gerais, para obtenção do  
Título de Mestre em Engenharia de Estruturas

Orientador:

Prof. Francisco Carlos Rodrigues  
Professor Adjunto do Departamento de Engenharia de Estruturas  
da Escola de Engenharia – Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil

À minha noiva, Alexandra, meus pais e meus irmãos.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus por tudo que já realizou em minha vida até aqui.

Ao professor e orientador Francisco Carlos Rodrigues pelo incentivo, ensinamentos transmitidos e amizade demonstrada ao longo deste trabalho.

Ao meu pai, José Lima, minha mãe, Vera, e meus irmãos Alexandre, Marcus e Rodrigo, por todo apoio, incentivo e por terem investido e confiado em mim.

Ao meu irmão Alexandre pelo valioso computador cedido.

À Alexandra pelo estímulo, apoio, confiança e paciência ao longo deste trabalho.

Aos meus amigos Hebert e Marta pela amizade, apoio e incentivo.

À CNPq pela bolsa de estudo concedida.

À PÓRTICO e à PRECON pelo apoio à esta pesquisa.

Aos funcionários do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas do DEES/UFMG, Érick, Geraldo, Hidelbrando, Ricardo e ao Guilherme pela importante colaboração na montagem e realização dos ensaios.

À diretoria da METFORM pelo apoio e incentivo.

Aos colegas do curso de mestrado, funcionários do DEES e todos aqueles que de certa forma contribuíram para a conclusão deste trabalho.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE TABELAS</b>	<b>x</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>xi</b>
<b>LISTA DAS FOTOGRAFIAS</b>	<b>xv</b>
<b>1 - INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 Generalidades	1
1.2 Justificativas	3
1.3 Objetivos	5
1.4 Perfis formados a frio	5
1.5 Vigas mistas aço-concreto	8
1.6 Conteúdo do trabalho	9
<b>2 - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b>	
2.1 Conectores de cisalhamento	10
2.1.1 Introdução	10
2.1.2 Conectores normalizados	13
2.2 Vigas mistas aço-concreto	14
2.2.1 Introdução	14
2.2.2 Análise elástica simplificada	14
2.2.3 Análise totalmente plástica	18
2.2.4 Esforço cortante	21
2.2.5 Determinação da largura efetiva da laje de concreto	21
2.2.6 Esforço atuante nos conectores	22
<b>3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	<b>24</b>
3.1 Introdução	24
3.2 Ensaios em conectores	24

3.2.1	Ensaio realizados em conectores	27
3.2.1.1	Conector U formado a frio e tipo pino com cabeça (rebite com rosca interna e parafuso)	27
3.2.1.2	Propriedades mecânicas do concreto e do aço	32
3.3	Ensaio em vigas de aço	34
3.3.1	Definição dos modelos	34
3.3.2	Esquema geral do ensaio	36
3.3.2.1	Aplicação das cargas e sistema de apoios	36
3.3.2.2	Instrumentação utilizada	36
3.3.2.3	Aquisição e tratamento dos dados	40
3.4	Ensaio em vigas mistas	41
3.4.1	Definição dos modelos	41
3.4.2	Esquema geral do ensaio	44
3.4.2.1	Aplicação das cargas e sistema de apoios	44
3.4.2.2	Instrumentação utilizada	45
<b>4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>		<b>52</b>
4.1	Introdução	52
4.2	Conectores de cisalhamento	52
4.2.1	Apresentação dos resultados	53
4.2.1.1	Resultados dos ensaios ‘push-out’	54
4.2.2	Análise dos resultados	61
4.3	Vigas de aço	63
4.4	Vigas mistas aço-concreto	66
4.4.1	Análise teórica dos modelos	66
4.4.2	Apresentação dos resultados	66
4.4.3	Análise dos resultados	72
<b>5 - CONCLUSÕES</b>		<b>83</b>
5.1	Introdução	83
5.2	Conectores de cisalhamento	84
5.3	Vigas mistas aço-concreto	86
<b>6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>		<b>91</b>

## **Resumo**

O presente trabalho tem como objetivo apresentar os resultados da pesquisa teórico-experimental, realizada no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas, do Departamento Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia/UFMG, sobre o comportamento e a resistência de vigas mistas aço-concreto empregando-se perfis metálicos formados a frio e pré-lajes de concreto armado, visando sua aplicação nos sistemas construtivos para edificações residenciais de 04 pavimentos.

Para possibilitar a análise das vigas mistas, inicialmente, foi estudado o comportamento e a resistência de conectores de cisalhamento do tipo U em perfil formado a frio e, posteriormente, foi proposta e avaliada uma inovação tecnológica que é a utilização de conectores compostos por parafuso sextavado fixado à chapa por meio de rebite com rosca interna. A eficiência deste sistema foi comparada à dos conectores do tipo pino com cabeça.



## **Abstract**

The studies and the results of the theoretical-experimental investigation realized at the Experimental Analysis Laboratory of Structures, of the Structures Department of UFMG School of Engineering, are presented.

First are presented the studies of the behavior and resistance of U cold-formed shear connector type, followed by the investigation of a technological innovation, related to hexagonal headed stud connectors, fixed with rivets with thread interns.

It is analyzed the behavior and the resistance of composite steel-concrete beams, using cold-formed profiles, precast concrete slab and the shear connectors type listed above, seeking the application in residential 04-story constructive systems.

# **CAPÍTULO 1**

## **INTRODUÇÃO**

### **1.1- Generalidades**

A procura por informações e por tecnologia é cada vez maior e pode-se perceber que a construção industrializada é o objetivo perseguido por todos que sentem que qualidade, modernidade, velocidade e baixo custo são fundamentais para o sucesso dos empreendimentos hoje em dia.

Acredita-se que através dos ganhos de produtividade significativos, obtidos juntos à construção industrializada, pode-se reduzir o déficit habitacional brasileiro e diminuir a imensa dívida social que este déficit representa. E o aço é por excelência um dos materiais da construção industrializada.

A construção metálica vem experimentando um crescente aumento de interesse por parte das pessoas e empresas envolvidas com a construção predial de uma maneira geral. Resultados consideráveis são alcançados com a utilização dos perfis estruturais formados a frio obtidos por conformação de chapas finas de aço.

Por possuírem características como baixo custo de produção, simples fabricação - não necessitando necessariamente de grandes equipamentos, facilidade no manuseio para montagem em campo devido ao baixo peso, além de rapidez na execução, esses perfis vêm se constituindo como uma boa alternativa para a execução de prédios residenciais de baixo custo, podendo assim, ajudar a solucionar o problema habitacional no Brasil.

Com este propósito, a Companhia de Habitação de Minas Gerais (COHAB-MG), entre outras entidades governamentais ou não, vem utilizando os perfis formados

a frio no sistema estrutural de prédios de quatro pavimentos, com dezesseis apartamentos por edificação, podendo ser construídos ou não em sistema de mutirão. Cada unidade dos edifícios da COHAB-MG tem área total de 46,69 m<sup>2</sup>, divididos entre sala, dois quartos, uma pequena circulação, um banheiro, cozinha e área de serviço, como ilustra a Figura 1.1.

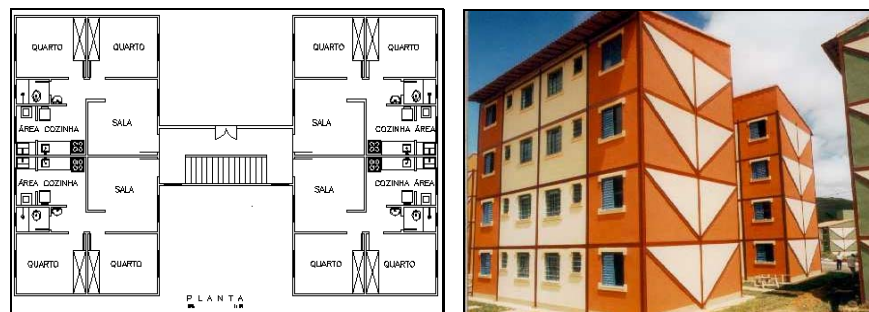


Figura 1.1 - Planta arquitetônica e vista geral dos edifícios COHAB-MG.

Para as vigas desses prédios, tem-se utilizado perfis formados a frio e lajes em concreto armado moldado “in loco”. O cálculo estrutural do prédio é realizado supondo para algumas dessas vigas que a laje comporta-se independentemente das vigas na resistência das ações aplicadas. Para outras vigas, leva-se em consideração a atuação conjunta do concreto e dos perfis de aço, impondo que estes perfis trabalhem conjuntamente com uma faixa da laje de concreto, caracterizando assim a viga mista aço-concreto. Para os conectores de cisalhamento, têm-se utilizado perfis U, também formados a frio.

É apresentado neste trabalho um estudo de caráter teórico e experimental do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto em perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas (pré-lajes), visando ganhos significativos no tempo, na qualidade e no custo da construção.

Este estudo é parte de um programa de pesquisa sobre sistemas construtivos estruturados em aço que vem sendo realizado, desde 1996, na Universidade Federal de Minas Gerais, em parceria com a USIMINAS, fabricante de aço USI-SAC 300, entre outros.

## **1.2- Justificativas**

O uso de estruturas mistas é muito difundido internacionalmente tanto para pontes como para edifícios. Entretanto, no Brasil, sua utilização ficou restrita a alguns edifícios construídos nas décadas de 50 e 60 , que foram, na sua maioria, fabricados e montados pela Fábrica de Estruturas Metálicas da Companhia Siderúrgica Nacional (FEM) e projetados pelos engenheiros Paulo Fragoso e José Moura Villas Boas.

O uso da estrutura metálica e do sistema misto no Brasil ficou praticamente em desuso durante a década de 70 e nos primeiros anos da década de 80, ficando as estruturas dos edifícios e pontes brasileiras restritas ao concreto armado e protendido, mesmo não sendo economicamente vantajoso em alguns casos.

As estruturas mistas eram projetadas de acordo com normas internacionais porque as normas brasileiras não tratavam do assunto. Este tipo de estrutura foi introduzido primeiramente em 1986 pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da norma técnica NBR 8800 [1].

Atualmente, devido ao crescente aumento da produção de aço estrutural no Brasil e a busca de uma construção mais racional, o aço, que era usado exclusivamente em construções industriais, vem sendo cada vez mais utilizado, tanto em pontes como em edifícios.

Podemos afirmar que a utilização de sistemas mistos sempre ficou restrita aos perfis soldados e laminados; para se comprovar isto basta observar as normas específicas que tratam do dimensionamento de estruturas constituídas por perfis formados a frio, pois nelas não há nenhum capítulo voltado às estruturas mistas, nem mesmo a Norma Brasileira [2], cujo Projeto de Norma Técnica foi aprovado em 25 de março de 2001. Entretanto, a intensa utilização de perfis formados a frio em diversas regiões do país, entre elas na região metropolitana de Belo Horizonte, fez com que estes perfis deixassem de ser utilizados exclusivamente em estruturas de cobertura, e começassem a ser utilizados em sistemas de pisos, como por exemplo pisos industriais (mezaninos, passadiços, plataformas de trabalho, etc.), pequenos edifícios residenciais e pequenas pontes.

Observamos com isto que este tipo de estrutura tem sido projetado de dois modos: i) desprezando-se qualquer contribuição do concreto na resistência das vigas ou ii) baseada em extrapolações e adaptações do que existe para as estruturas mistas em perfis laminados ou soldados.

Para o uso em programas de habitação popular as moradias devem ter seu custo reduzido ao máximo, sem perda de segurança e funcionalidade, e que seja viável sua produção em série. Com isso, todas as soluções técnicas que a engenharia conhece devem ser aplicadas para racionalizar cada vez mais os projetos. Uma das análises que podem ser feitas para reduzir o consumo de aço nas estruturas em perfis formados a frio é o estudo da contribuição das lajes de concreto na resistência das vigas da estrutura.

Dessa maneira, pode-se dizer que é de suma importância a realização de estudos no sentido de avaliar o comportamento geral de vigas mistas constituídas por perfis formados a frio.

### **1.3- Objetivos**

Os objetivos desse trabalho são analisar, segundo um enfoque sumamente experimental, a resistência e o comportamento estrutural de conectores de cisalhamento e de vigas mistas aço-concreto utilizando-se perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas envolvendo os seguintes itens:

- laje em concreto pré-moldado (pré-laje);
- conectores rebite com rosca interna;
- conectores “U” com espessura ainda não testada.

Pretende-se com esta pesquisa ampliar as informações referentes a conectores em perfil U formado a frio – em chapa de 3,0mm, face a pequena quantidade de ensaios realizados por Malite [3] – em chapas de espessura 2,66mm e 4,76mm.

Alem de buscar um aperfeiçoamento técnico, a pesquisa tem o intuito de propor uma inovação tecnológica, uma vez que analisamos o emprego de pré-lajes em vigas mistas e a viabilidade estrutural dos rebites com rosca interna empregados como conectores de cisalhamento.

### **1.4- Perfis Formados a Frio**

Os perfis utilizados em estruturas metálicas são classificados em três tipos:

- a) perfis laminados ou extrudados;
- b) perfis soldados;
- c) perfis formados a frio.

No Brasil, os perfis laminados foram produzidos com limitações geométricas pela Companhia Siderúrgica Nacional de Volta Redonda – RJ. (CSN), onde os laminadores eram do padrão americano. Atualmente a Gerdau e a Belgo produzem alguns perfis também no padrão americano. Há previsão de que a ainda no ano de 2002 a Açominas comece a produzir perfis laminados no padrão europeu.

Os perfis soldados são produzidos através da soldagem contínua de duas ou mais chapas que geralmente introduz tensões residuais de valores importantes.

Os perfis formados a frio são obtidos pelo dobramento a frio de chapas finas de aço, geralmente com espessura máxima de aproximadamente 4,75 mm. Pode-se conseguir perfis com espessuras maiores, desde que o equipamento disponível para executar as dobras e o tipo de aço especificado sejam apropriados para tal, pois perfis fabricados com aço de dureza elevada poderão apresentar trincas nas regiões das dobras. Os perfis formados a frio podem ser produzidos por dois métodos distintos de fabricação: i) conformação a frio em mesa de roletes (processo contínuo, também denominado perfilagem) ou ii) dobradeira (processo não contínuo, também denominado dobragem).

Devido ao fato da falta de perfis laminados e ao custo dos perfis soldados, os perfis formados a frio estão sendo cada vez mais utilizados e já podem ser encontrados no mercado em diversas formas e dimensões padronizadas. Entretanto, uma das grandes vantagens destes perfis é que eles conferem ao projetista uma grande liberdade de escolha, seja no formato da seção transversal, seja nas suas dimensões. A figura (1.2) apresenta alguns tipos de seções transversais de perfis formados a frio que têm geralmente função estrutural, podendo atuar isoladamente ou de forma composta.

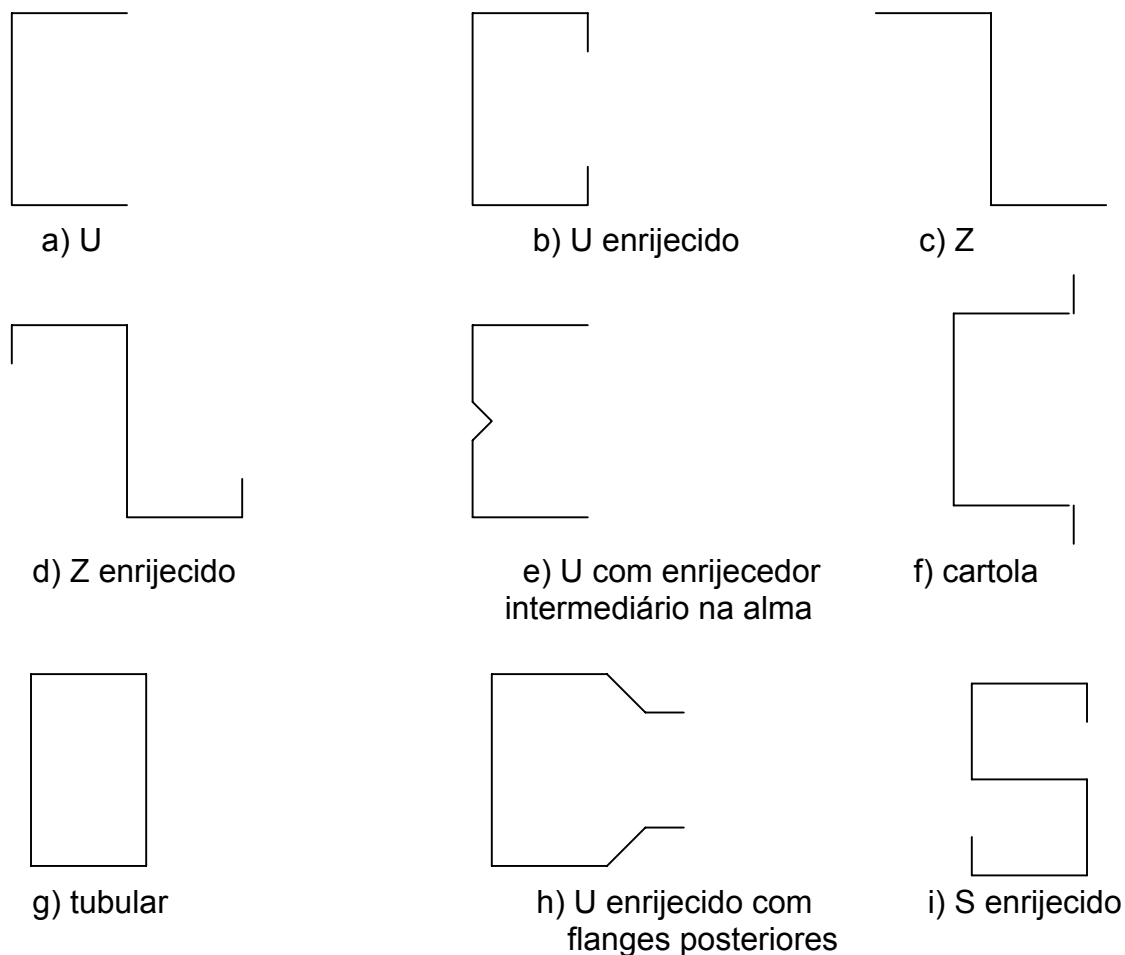


Figura 1.2- Alguns tipos de seções transversais

Apesar da diversidade de emprego desses perfis e da grande aceitação dos mesmos no mercado, há que se mencionar o fato de muitos projetistas de estruturas utilizarem para seu dimensionamento, equivocadamente, a mesma filosofia de projeto aplicada aos perfis laminados ou soldados. Isto ocorre porque há uma ampla cobertura por parte de normas brasileiras e internacionais para perfis soldados e laminados, o que não acontece para perfis formados a frio.

Existe uma norma nacional datada de 1967 [4] (NB-143: “Cálculo de estruturas de aço, constituídas por perfis leves”), e outra em fase de publicação na ABNT [2].



Como a norma existente é obsoleta, ela é geralmente substituída por normas internacionais mais recentes. Entre essas, destacam-se as normas americanas do American Iron and Steel Institute (AISI) [5] e as canadenses da Canadian Standards Association (CSA) [6], sendo a canadense CAN3-S136-M84: “Cold-formed steel structural members”, de 1984, a primeira norma internacional a incorporar o método dos estados limites para perfis formados a frio.

### **1.5-Vigas Mistas Aço-Concreto**

O uso de estruturas mistas tem-se tornado cada vez mais comum no Brasil nos últimos anos. A associação de materiais diferentes na composição de elementos estruturais visando o melhor aproveitamento de cada material tem-se mostrado uma solução eficiente no ponto de vista econômico e estrutural. Especificamente no caso de vigas mistas, os primeiros estudos ocorreram por volta de 1914, na Inglaterra, onde a empresa Redpath Brow and Company iniciou uma série de ensaios a respeito de sistemas compostos para pisos [3].

Até a década de 80 os projetos envolvendo estruturas mistas eram baseados em normas internacionais, pois as nacionais não retratavam a este tipo de estrutura. O assunto foi introduzido pela primeira vez numa norma brasileira, em 1986, na NBR 8800 [1]. O capítulo 2 desta dissertação traz algumas considerações teóricas a respeito do dimensionamento de vigas mistas, incluindo análises elásticas e totalmente plásticas das seções.

Devido ao sistema misto estar restrito às estruturas de perfis soldados e laminados tem-se observado que as estruturas de perfis formados a frio vêm sendo projetadas desprezando-se qualquer contribuição do concreto na resistência dos elementos ou baseando-se em extrapolações e adaptações do que existe para estruturas mistas de perfis soldados e laminados.

Em sua tese de doutorado, Malite [3] trata do estudo de vigas mistas (seção T) constituídas em perfis formados a frio com lajes moldadas “in loco”, com os conectores também em perfis formados a frio.

No presente trabalho procuraremos analisar o comportamento estrutural e a resistência de vigas mistas em perfis formados a frio, porém utilizando-se laje pré-fabricada e perfis em seções caixa e I enrijecido. Será também objeto do nosso estudo, o comportamento dos conectores tipo U em perfis formados a frio e do tipo pino com cabeça utilizando-se rebite com rosca interna e parafuso sextavado.

## **1.6- Conteúdo do Trabalho**

No capítulo 2 desse trabalho, apresentam-se as fundamentações teóricas sobre o tema, constando a análise elástica simplificada e a análise totalmente plástica das vigas mistas.

O capítulo 3 descreve a análise experimental, incluindo a definição dos modelos e os detalhes dos procedimentos dos ensaios adotados, com criteriosa caracterização dos materiais dos modelos analisados, dos componentes de solicitação e de medida das respostas, e dos detalhes técnicos e de montagem dos ensaios.

São apresentados no capítulo 4 os resultados da análise experimental e os respectivos comentários e comparações.

As conclusões e recomendações estão descritas no capítulo 5, e por fim, as referências bibliográficas consultadas encerram o trabalho no capítulos 6.

## **CAPÍTULO 2**

### **FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

#### **2.1- Conectores de Cisalhamento**

##### **2.1.1- Introdução**

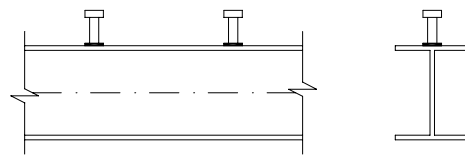
A solidarização entre o perfil de aço e a laje de concreto é usualmente obtida por meio de conectores soldados à mesa superior do perfil. Os conectores de cisalhamento devem absorver esforços cisalhantes em uma direção e impedir a separação vertical entre a viga de aço e a laje de concreto (“uplift”).

A figura 2.1 ilustra alguns tipos de conectores usados em vigas mistas de edifícios e pontes, sendo estes conectores utilizados tanto para perfis de aço laminados como também para soldados. É importante informar que o único trabalho encontrado com relação às vigas mistas utilizando-se perfis e conectores formados a frio trata-se da tese de doutorado de Malite [3].

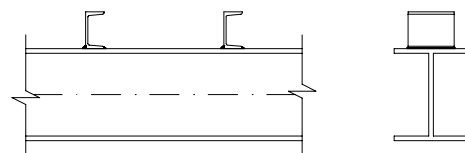
Os conectores podem ser classificados em flexíveis e rígidos. A flexibilidade dos conectores está associada ao seu comportamento quando submetido à ação do fluxo de cisalhamento longitudinal que se gera entre o perfil de aço e a laje de concreto, quando funcionam como viga mista.

A figura 2.2 ilustra o comportamento de um conector dúctil e outro rígido. Nota-se que esta característica dos conectores quase não afeta o comportamento da viga em regime elástico, mas altera a resposta da conexão em regime último ou “pós-elástico”, pois permite a redistribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal entre os conectores. Logo, sob carregamento crescente, um conector flexível, próximo a atingir a sua resistência máxima, pode continuar a deformar-se, sem ruptura, permitindo que conectores vizinhos absorvam, por

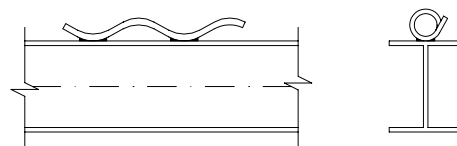
sua vez, maior força de cisalhamento e atinjam também a sua capacidade total, num processo de uniformização da resistência da conexão e, portanto, uma melhor exploração da eficiência da conexão. Esta característica permite espaçar igualmente este tipo de conectores, sem diminuir a resistência máxima da conexão.



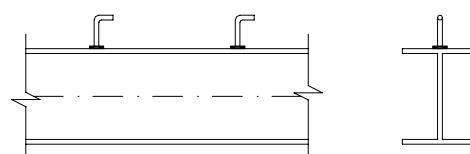
a) Pino com cabeça (stud)



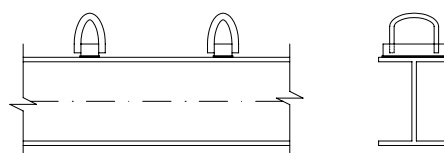
b) Perfil U laminado



c) Espiral



d) Pino com gancho



e) Barra com arco

Figura 2.1- Exemplos de conectores usuais.

A flexibilidade dos conectores é importante pois garante que, ao dar-se o colapso de uma viga por ruptura da ligação aço-concreto, a ruptura será do tipo "dúctil".

Segundo o ECCS [7] para que um determinado conector de cisalhamento possa ser considerado flexível, o mesmo deve possuir as seguintes características:

- a) ser do tipo pino com cabeça (stud bolt), com diâmetro não superior a 22 mm (7/8") e comprimento total não menor que quatro vezes o diâmetro;
- b) resistência característica do concreto à compressão não maior que 30 MPa (corpo-de-prova cilíndrico).

Todos os conectores que não se enquadram nestas especificações devem ser considerados como rígidos, a menos que se comprove mediante ensaios que a capacidade de deformação seja satisfatória.

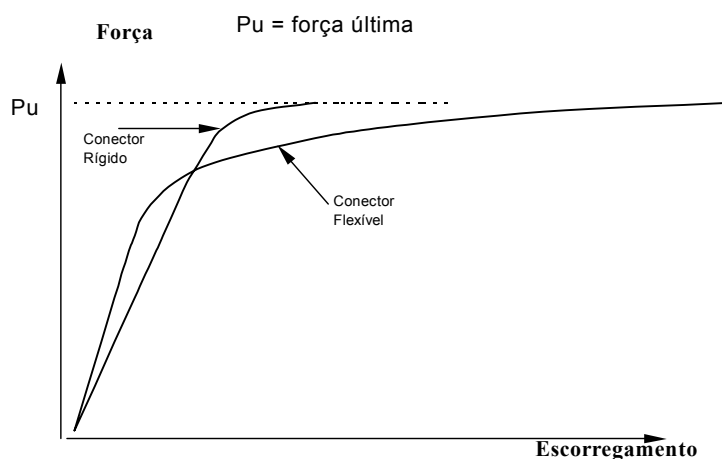


Figura 2.2- Comportamento estrutural de conectores [3].

### 2.1.2– Conectores Normalizados

Alguns tipos de conectores, por serem mais utilizados, possuem expressões para cálculo da resistência nominal ou tabelas com estes valores em normas. Dentre estes, o mais utilizado é o tipo pino com cabeça (stud bolt).

A norma brasileira NBR 8800 [1] e as normas do AISC [8] apresentam as seguintes expressões para o cálculo da resistência nominal de conectores do tipo perfil U laminado e stud bolt :

Perfil U laminado:

$$Q_n = 0,0365(t_f + 0,5t_w)L_{cs}\sqrt{f_{ck}} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad \text{NBR [1]} \quad (2.1.a)$$

$$Q_n = 0,365(t_f + 0,5t_w)L_{cs}\sqrt{f_{ck}E_c} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad \text{AISC [8]} \quad (2.1.b)$$

onde  $t_f$  = espessura da mesa do conector (mm);  $t_w$  = espessura da alma do conector (mm); e  $L_{cs}$  = comprimento do conector (mm);  $f_{ck}$  = resistência a compressão característica do concreto.

Estas equações são válidas somente para concreto com densidade maior que  $2200 \text{ kg/m}^3$  e  $f_{ck}$  entre 20 e 28 MPa.

Pino com cabeça:

$$Q_n = 0,5A_{cs}\sqrt{f_{ck} \times E_c} \leq A_{cs} \times F_u \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.2)$$

onde  $A_{cs}$  = área da seção transversal do fuste do conector;  $F_u$  = limite de resistência à tração do aço do conector;  $E_c$  = módulo de elasticidade do concreto à compressão, que é dado por:

$$E_c = 42\gamma_c^{1,5}\sqrt{f_{ck}} \quad (E_c \text{ e } f_{ck} \text{ em MPa e } \gamma_c \text{ em kN/m}^2) \quad (2.3)$$

$\gamma_c$  = peso específico do concreto.

## **2.2- Vigas Mistas Aço-Concreto**

### **2.2.1 – Introdução**

Para se estudar o comportamento de vigas mistas submetidas à flexão pode-se admitir a hipótese das seções planas se manterem planas, desde que a conexão entre a viga de aço e a laje de concreto seja total (interação completa), ou seja, não há escorregamento relativo. Neste caso o diagrama de deformações é considerado contínuo.

Caso ocorra deslocamento relativo com conseqüente perda na capacidade de resistência da peça, a conexão denomina-se interação parcial. Neste caso, a hipótese das seções planas não pode ser admitida e há uma descontinuidade no diagrama de deformações.

O conhecimento dessas hipóteses é importante para o dimensionamento da viga mista pois do tipo de ligação entre o aço e o concreto vai resultar a distribuição de tensão na seção e também do fluxo de cisalhamento na conexão, bem como a deformação da viga.

Segundo Malite [3], a resistência de uma viga mista pode ser determinada através de três tipos de análises: elástica, elasto-plástica ou totalmente plástica. Neste trabalho nos limitaremos ao estudo da análise elástica simplificada, que se aplica ao estudo das deformações da viga, e também da análise totalmente plástica que é utilizada para se determinar a resistência última da viga.

### **2.2.2 – Análise elástica simplificada**

Esta análise é baseada nas propriedades da seção mista homogeneizada. Para se obter esta seção, a seção efetiva de concreto deve ser dividida por um

fator de homogeneização  $n=E/E_c$ , onde  $E$  é o módulo de elasticidade do aço e  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto.

Esta análise é dividida em duas situações:

- A linha neutra se encontra na laje de concreto;
- A linha neutra se encontra na viga de aço.

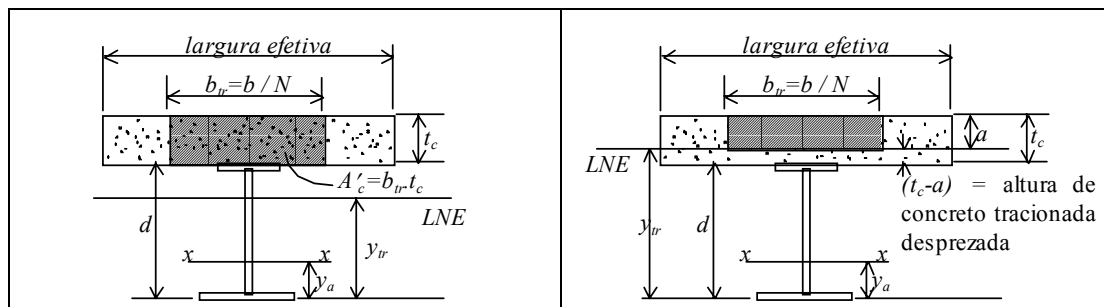


Figura 2.3- Análise elástica simplificada. Propriedades da seção transformada[9]

A altura da linha neutra elástica é dada por:

$$y_{tr} = \frac{A_a \cdot y_a + A'_c \left( d + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + A'_c} \quad (2.4)$$

#### 2.2.2.1) A linha neutra se encontra na laje de concreto ( $y_{tr} > d$ )

Quando esta situação ocorre, a parte tracionada da laje de concreto é desprezada e deve-se, então, recalculer a posição do centro de gravidade e as propriedades da seção mista homogeneizada (figura 2.3).

$$I_{tr} = I_a + A_a \cdot (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} \cdot a^3}{12} + b_{tr} \cdot a \cdot \left( d + t_c - \frac{a}{2} - y_{tr} \right)^2 \quad (2.5)$$

#### 2.2.2.2) A linha neutra se encontra na viga de aço ( $y_{tr} < d$ )



Quando esta situação ocorre, determinam-se diretamente as propriedades da seção mista homogeneizada (figura 2.3).

$$I_{tr} = I_a + A_a \cdot (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_w \cdot t_c^3}{12} + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2 \quad (2.6)$$

O módulo de resistência superior e dado por:

$$(W_{tr})_i = \frac{I_{tr}}{y_{tr}} \quad (2.7)$$

O módulo de resistência inferior e dado por:

$$(W_{tr})_s = \frac{I_{tr}}{(d + t_c) - y_{tr}} \quad (2.8)$$

onde:

a = distância da fibra superior da laje de concreto à linha neutra elástica

b = largura efetiva da laje de concreto.

t<sub>c</sub> = altura da laje de concreto.

d = altura do perfil metálico

y<sub>tr</sub> = posição do centro de gravidade da seção homogeneizada em relação à fibra inferior da seção mista.

y<sub>a</sub> = posição do centro de gravidade da seção de aço em relação à fibra inferior.

I<sub>tr</sub> = momento de inércia da seção transformada.

I<sub>a</sub> = momento de inércia da seção aço.

(W<sub>tr</sub>)<sub>i</sub> = módulo de resistência a flexão da seção transformada em relação à fibra inferior.

(W<sub>tr</sub>)<sub>s</sub> = módulo de resistência a flexão da seção transformada em relação à fibra superior.

Caso a interação na conexão seja parcial, o cálculo da tensão de tração na fibra inferior da seção de aço é feito considerando-se um valor efetivo de  $(W_{tr})_i$ , que é dado por:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h}} [(W_{tr})_i - W_a] \quad (2.9)$$

onde  $W_a$  é o módulo resistente inferior da viga de aço isolada.

$$Q_n = \sum q_n > V_h/2 \quad (2.10)$$

$V_h$  = menor valor entre:

$$V_h = 0.85 f_{ck} A_c \quad (2.11)$$

ou

$$V_h = f_y A_a \quad (2.12)$$

onde

$q_n$  = resistência nominal individual do conector.

$A_c$  = área da seção efetiva de concreto.

$f_{ck}$  = resistência característica do concreto à compressão.

$f_y$  = limite de escoamento do aço.

Nas normas baseadas no método das tensões admissíveis, consta este tipo de análise. Entre elas tem-se como exemplo o AISC-ASD [10]. Neste método, as máximas tensões no aço e no concreto são comparadas a valores admissíveis.

Segundo o AISC-ASD [10], estes valores são  $0,66f_y$  para o aço e  $0,45f_{ck}$  para o concreto.

Na equação 2.11, o valor 0,85 corresponde ao efeito Rush. O valor de  $V_h$  na equação 2.11 corresponde à resistência total da seção efetiva de concreto, e na equação 2.12, o valor de  $V_h$  corresponde à plastificação total da seção de aço.

### 2.2.3 – Análise totalmente plástica

Este tipo de análise consta das normas baseadas no método dos estados limites tais como a NBR8800 [1] e o AISC-LRFD [8]

Os cálculos apresentados a seguir são válidos para construções escoradas e

relação altura (h)/ espessura da alma ( $t_w$ ),  $\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ .

Devido ao fato dessa análise ser baseada em relações tensão-deformação do tipo rígido-plástico com deformação ilimitada para os materiais aço e concreto, onde se considera a plastificação total da seção, desprezando-se a resistência à tração do concreto, esta análise se aplica somente onde não tenham problemas de estabilidade local ou global.

Este tipo de análise se divide em três tipos de situações:

a) se  $0,66 f_{ck} b t_c \geq (A f_y)_a$ , a linha neutra da seção plastificada encontra-se na laje de concreto (Fig. 2.4) e

$$M_n = (A f_y)_a \left( d_l + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (2.13)$$

onde  $a$  é a altura comprimida da laje de concreto (o concreto tracionado é desprezado), dada por

$$a = \frac{(A f_y)_a}{0,66 f_{ck} b} \quad (2.14)$$

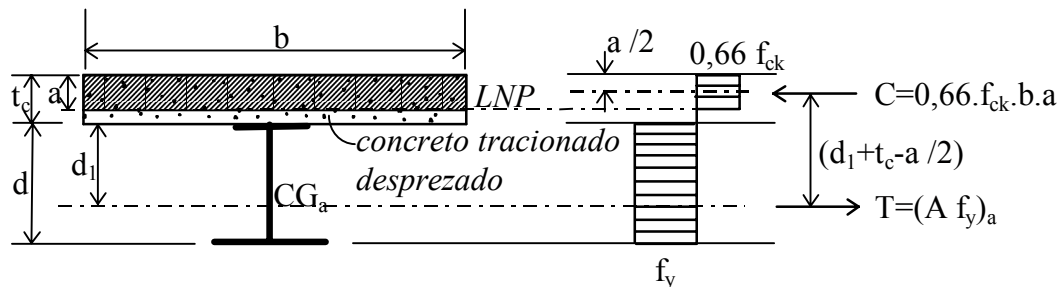


Figura 2.4 - LNP na laje de concreto [9].

b) se  $(A f_y)_a \geq 0,66 f_{ck} b t_c$ , a linha neutra da seção plastificada encontra-se na viga de aço, e

$$C = 0,66 f_{ck} b t_c \quad (2.15)$$

$$C' = \frac{I}{2} [(A f_y)_a - C] \quad (2.16)$$

$$T = C + C' \quad (2.17)$$

sendo  $C'$  a força resultante da parte comprimida da viga de aço, observando-se que:

b.1) para  $C' \leq (A f_y)_{\text{mesa sup.}}$ , a LNP estará na mesa superior (Fig.2.5), distanciada de  $\bar{y}$  da face superior da viga de aço, com

$$\bar{y} = \frac{C'}{(A f_y)_{\text{mesa sup.}}} t_{fs} \quad (2.18)$$

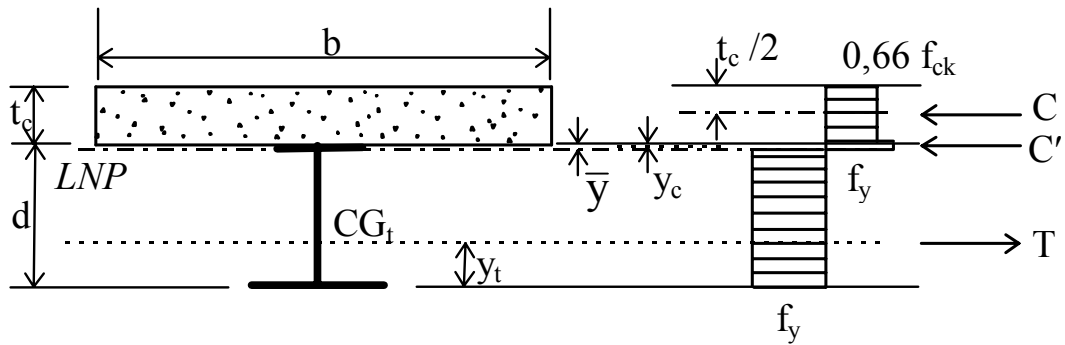


Figura 2.5 - Seção plastificada com LNP na mesa superior [9].

b.2) para  $C' > (A f_y)_{\text{mesa sup.}}$ , a LNP estará na alma (Fig. 6), e

$$\bar{y} = t_f + \frac{C' - (A f_y)_{\text{mesa sup.}}}{(A f_y)_{\text{alma}}} h \quad (2.19)$$

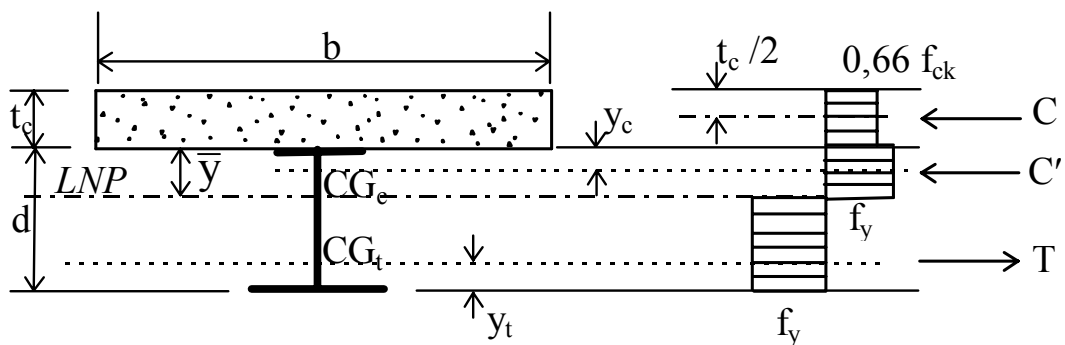


Figura 2.6 - Seção plastificada com LNP na alma [9].

Obtido  $\bar{y}$ , a seção da viga de aço fica subdividida em uma parte tracionada e outra comprimida e a resistência nominal ao momento fletor será

$$M_n = C' (d - y_t - y_c) + C \left( \frac{t_c}{2} + d - y_t \right) \quad (2.20)$$

onde

$y_t$  = distância do centro de gravidade da parte tracionada da viga de aço até sua face inferior;

$y_c$  = distância do centro de gravidade da parte comprimida da viga de aço até sua face superior;

#### **2.2.4 – Esforço cortante**

Para todos os tipos de análise, a resistência à força cortante de uma viga mista deve ser determinada considerando-se apenas a resistência da seção de aço.

Esta consideração, apesar de conservadora em muitos casos, é sempre adotada pois em edifícios a força cortante geralmente não é determinante no dimensionamento da seção.

#### **2.2.5 – Determinação da largura efetiva da laje de concreto**

A largura efetiva da laje de concreto é a faixa de laje considerada que trabalha juntamente com a viga de aço. A determinação teórica desta faixa de laje é muito complexa e para fins práticos as normas de estruturas metálicas apresentam algumas relações empíricas para determinação das mesmas.

Segundo a NBR 8800[1], a largura efetiva da laje de concreto em uma viga mista pode ser determinada da seguinte forma:

a) Para laje estendendo-se para ambos os lados da viga, deve-se tomar o menor valor entre:

a.1)  $\frac{1}{4}$  do vão da viga mista, considerando o centro entre linhas de apoio;

a.2) 16 vezes a espessura da laje mais a largura da mesa superior da viga de aço;

a.3) largura da mesa superior da viga de aço mais a média das distâncias livres entre esta mesa e as mesas superiores das vigas adjacentes.

b) Para laje estendendo-se para um dos lados da viga, deve-se tomar o menor valor entre:

b.1)  $1/12$  do vão da viga mista, considerando o centro entre linhas de apoio, mais a largura da mesa superior da viga de aço;

b.2) 6 vezes a espessura da laje mais a largura da mesa superior da viga de aço;

b.3) largura da mesa superior da viga de aço mais a metade das distâncias livres entre esta mesa e as mesas superiores da vigas adjacentes.

### **2.2.6 - Esforço atuante nos conectores**

Para se assegurar que a viga de aço e a laje de concreto trabalharão como uma seção única, utilizamos conectores de cisalhamento.

Não se utilizando conectores de cisalhamento, quando solicitadas, a laje e a viga de aço irão fletir independentemente. Para se evitar este comportamento deve-se prever a instalação dos conectores. Sendo assim, na superfície de contato entre a viga e a laje de concreto aparece um esforço horizontal  $V_h$ , que impede o deslizamento relativo e garante o trabalho conjunto da viga metálica e da laje de concreto, o que caracteriza a viga mista. É importante salientar que  $V_h$  é o esforço que atua entre a seção de momento máximo (deslizamento relativo nulo) e cada seção adjacente de momento nulo (deslizamento relativa máximo).

O valor do esforço cortante  $V_h$  é obtido levando-se em consideração que a seção de momento máximo encontra-se totalmente plastificada. Desta forma, se a linha neutra plástica desta seção situar-se:

a) na viga de aço:

$$V_h = C = 0.85 f_{ck} b t_c \quad (2.21)$$

b) na laje de concreto:

$$V_h = T = (A f_y)_a \quad (2.22)$$

Para obtenção da posição da linha neutra, basta comparar os valores de C e T. Se  $C > T$ , a linha neutra plástica situa-se na laje de concreto, caso contrário, na viga de aço.



## **CAPÍTULO 3**

### **PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **3.1- Introdução:**

O caráter desta pesquisa é essencialmente experimental, tornando-se portanto premente dispor de resultados experimentais precisos. Para isto, foram realizados vários ensaios no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) da Escola de Engenharia da UFMG. Foram realizados ensaios em i) 16 modelos de conectores em perfil U formado a frio e do tipo pino com cabeça, porém utilizando rebite com rosca interna e parafuso sextavado; ii) 2 modelos de vigas em perfil formado a frio e iii) 4 modelos de vigas mistas aço-concreto, sendo as vigas em perfil formado a frio e as lajes em concreto pré-moldado (pré-laje). Alguns ensaios foram repetidos em duas e três séries, com o objetivo de prover uma maior quantidade de dados confiáveis à presente pesquisa.

#### **3.2 - Ensaio em Conectores**

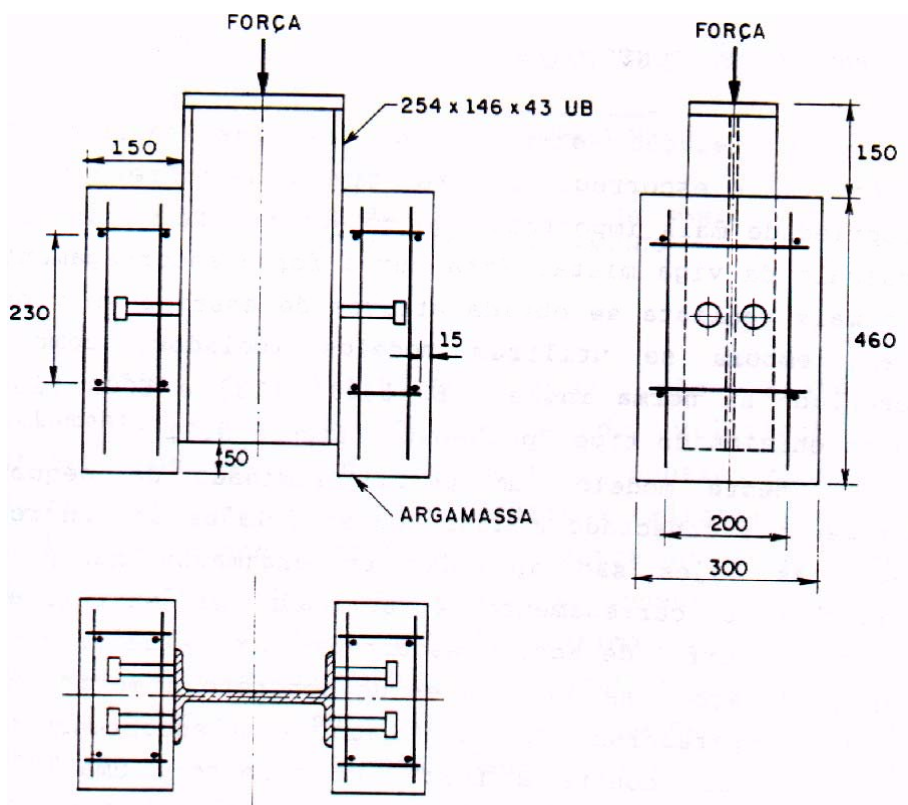
A propriedade mais importante em um conector está relacionada à força de cisalhamento no conector ( $P$ ) e o escorregamento relativo aço-concreto ( $s$ ). Algumas normas apresentam modelos isolados, como na norma inglesa BS 5400 [11] e no ECCS [7], para os ensaios do tipo "push-out", onde se obtém a curva para o comportamento força-escorregamento de um conector de cisalhamento.

No ensaio "push-out", um perfil laminado de pequeno comprimento é conectado a duas pequenas lajes de concreto armado. As lajes são apoiadas em argamassa na parte inferior e o carregamento é aplicado na extremidade

superior do perfil de aço. O escorregamento relativo entre o perfil de aço e as duas lajes de concreto é medido por relógios comparadores, em cada lado, e o escorregamento médio é plotado contra a força por conector.

Segundo as normas ECCS [7] e BS 5400[11], os modelos e os ensaios devem obedecer as seguintes recomendações:

- as dimensões do modelo devem ser conforme figura 3.1;
- a aderência entre o perfil de aço e o concreto deve ser eliminada através de meios adequados, como por exemplo, utilizando-se graxa;
- o concreto dos modelos deve sofrer cura ao ar;
- a tensão de escoamento do aço do conector deve ser determinada;
- a força deve ser aplicada gradualmente, de tal forma, que a ruptura não se dê em menos de 15 minutos de ensaio (ECCS,[7]), ou em menos de 10



minutos (BS 5400,[11]).

Figura 3.1 – Modelos padronizados para ensaios “Push-out” ECCS [7] e BS 5400 [11]

Os fatores, dentre outros, que podem influenciar nos resultados de um ensaio “push-out” são:

- a) quantidade de conectores no modelo ensaiado;
- b) tensões longitudinais médias na laje de concreto em torno dos conectores;
- c) geometria e disposição da armadura da laje de concreto;
- d) espessura do concreto junto aos conectores;
- e) vinculação lateral na base de apoio das lajes, pois deslocamentos laterais podem provocar o arrancamento dos conectores (efeito alavanca);
- f) aderência entre a laje e o perfil de aço;
- g) resistência à compressão do concreto;
- h) adensamento do concreto junto à base de cada conector.

A disposição das partículas do agregado junto aos conectores é de grande influência nos resultados dos ensaios, podendo provocar grande dispersão nos resultados obtidos.

Devido ao fato de a distribuição de tensões na laje em uma viga ser diferente da distribuição de tensões na laje num modelo de ensaio “push-out”, a curva força-escorregamento se difere entre os resultados obtidos no ensaio “push-out” daquele obtido usando-se uma viga simplesmente apoiada por exemplo, onde a resistência em regime elástico pode ser duas vezes maior do que o obtido em ensaios isolados. Já nas regiões onde o momento fletor da laje é negativo, a conexão é menos rígida e a resistência última é um pouco menor do que a obtida em ensaios “push-out”. Recomenda-se utilizar 80% da resistência obtida no ensaio isolado para estes casos [11,15].

Há outras situações onde a resistência última do conector obtida no ensaio “push-out” é maior do que a real:

- 1) fadiga: normas específicas tratam do assunto;
- 2) conectores próximos à extremidade;
- 3) concretos de baixa densidade.

Para determinar a resistência em conectores não usuais através de ensaios “push-out”, deve-se obedecer às seguintes recomendações do ECCS [7]:

- a) os modelos devem seguir a configuração da figura 3.1;
- b) a configuração da laje, dimensões e armaduras, devem ser semelhantes às das vigas mistas para as quais o ensaio está sendo feito e devem ser obedecidos os seguintes critérios:
  - o comprimento da laje não deve exceder o espaçamento longitudinal mínimo dos conectores na viga mista;
  - a largura e espessura da laje não podem exceder a largura efetiva da laje na viga mista;

Para avaliação dos resultados dos ensaios, segundo o ECCS [7], deve-se proceder da seguinte forma:

- no mínimo três ensaios em modelos idênticos deverão ser feitos;
- se em nenhum ensaio, o desvio do valor da força de ruptura obtido nos ensaios exceder em 10% o valor médio, o menor valor dentre o três ensaios será tomado como força última  $Q_u$ ;
- quando o desvio exceder a 10%, pelo menos mais três ensaios iguais devem ser feitos e o menor valor da força de ruptura nestes seis ensaios será tomado como força última  $Q_u$ ;
- se pelo menos dez ensaios forem realizados, a força última  $Q_u$  pode ser determinada como sendo a força correspondente a uma probabilidade de 5% dos resultados obtidos serem menores que  $Q_u$

### **3.2.1- Ensaio Realizados em Conectores**

#### ***3.2.1.1 – Conector U formado a frio e tipo pino com cabeça (rebite com rosca interna e parafuso)***

Para se determinar a resistência última desses tipos de conector, foram confeccionados modelos seguindo as prescrições da norma inglesa BS 5400

[11] e ECCS [7] para ensaios em conectores (“push-out”). Malite [3] realizou ensaios semelhantes porém os conectores tinham geometrias diferentes.

Nesta pesquisa foi estudado o conector U 50x25x3,00mm em perfil formado a frio. Os ensaios foram realizados em três modelos para cada configuração (conector na posição normal – com a abertura voltada para a seção de momento máximo - e conector na posição invertida).

O deslocamento relativo entre o aço e o concreto foi medido por meio da instalação de quatro relógios comparadores com sensibilidade de 0,01mm, posicionados na linha dos conectores.

O carregamento foi aplicada através de um atuador hidráulico com capacidade de 1000 kN em sucessivos incrementos de 5 kN, ao longo do ensaio, e 2,5 kN quando próximo ao estado limite último do modelo. Aplicada a etapa de carregamento, fazia-se a leitura dos relógios comparadores e 30 seg. depois fazia-se nova leitura. O tempo decorrido entre duas leituras de uma mesma etapa era suficiente para acomodação do sistema de ensaio. Desta forma foram cumpridas as recomendações referentes à velocidade de aplicação do carregamento e tempo de duração do ensaio, descritos no item 3.2.

Para se obter um resultado mais preciso, o perfil da viga de aço utilizada no modelo foi adotado idêntico ao perfil utilizado no ensaio da viga mista, ou seja, um perfil caixa 170x130x25x2,00mm. Para cada configuração foram confeccionados modelos com a laje armada e sem armadura, para se avaliar a influência desta armadura na resistência do conector.

O mesmo procedimento foi adotado para os ensaios nos conectores tipo pino com cabeça utilizando-se rebite com rosca interna RIVKLE M14 x 1,5 PO 300 e parafuso sextavado DIN 960 M14x1,5x100, classe 8.8, para garantir a fixação do conector na viga de aço. Os modelos para os ensaios dos conectores foram fabricados conforme foto 3.1 e figuras 3.2 a 3.4.

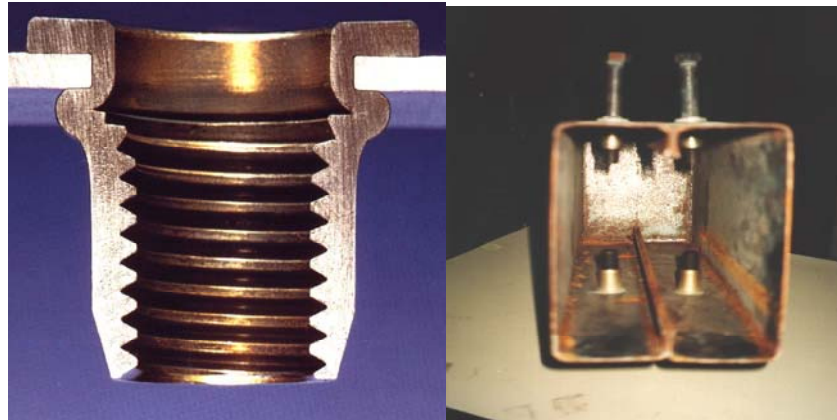


Foto 3.1 – Conectores com rebites com rosca interna e parafuso.

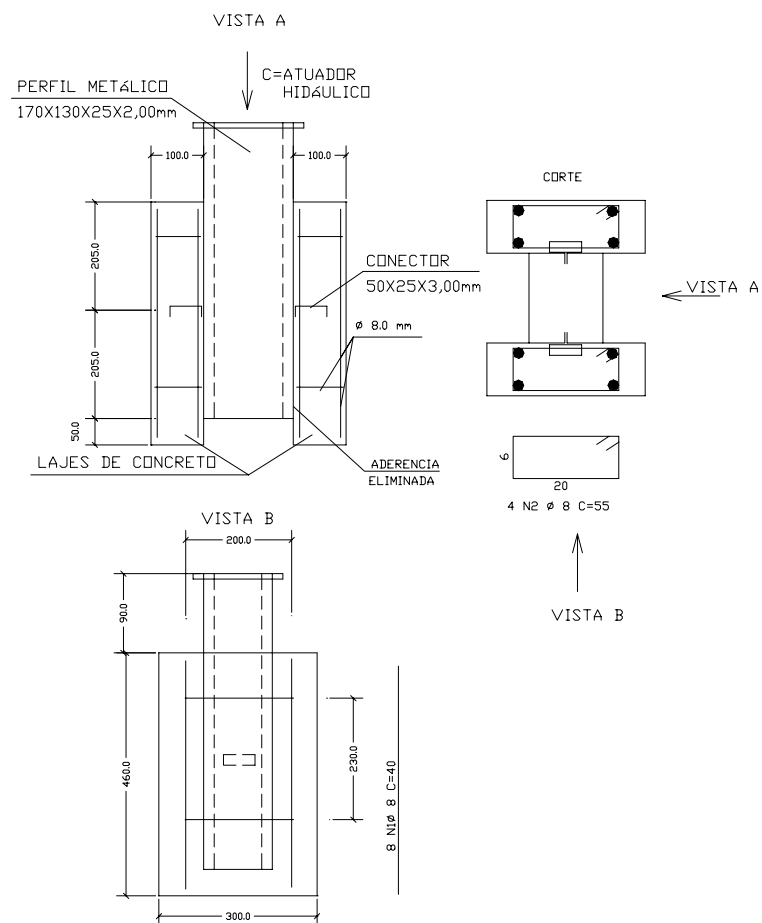


Figura 3.2- Modelo para ensaio do tipo “push-out” com conector tipo U em posição normal.

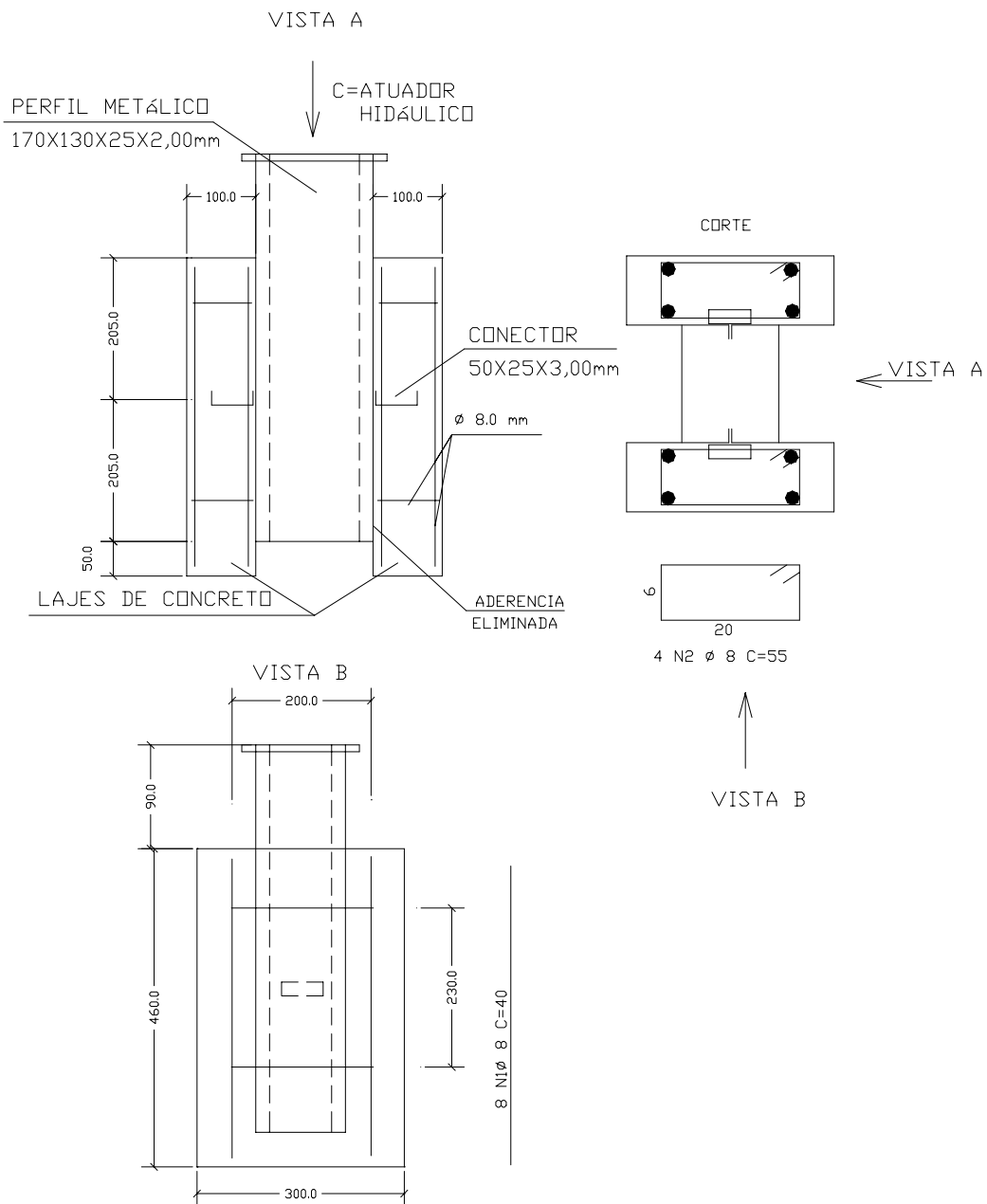


Figura 3.3- Modelo para ensaio do tipo “push-out” com conector tipo U em posição invertida.

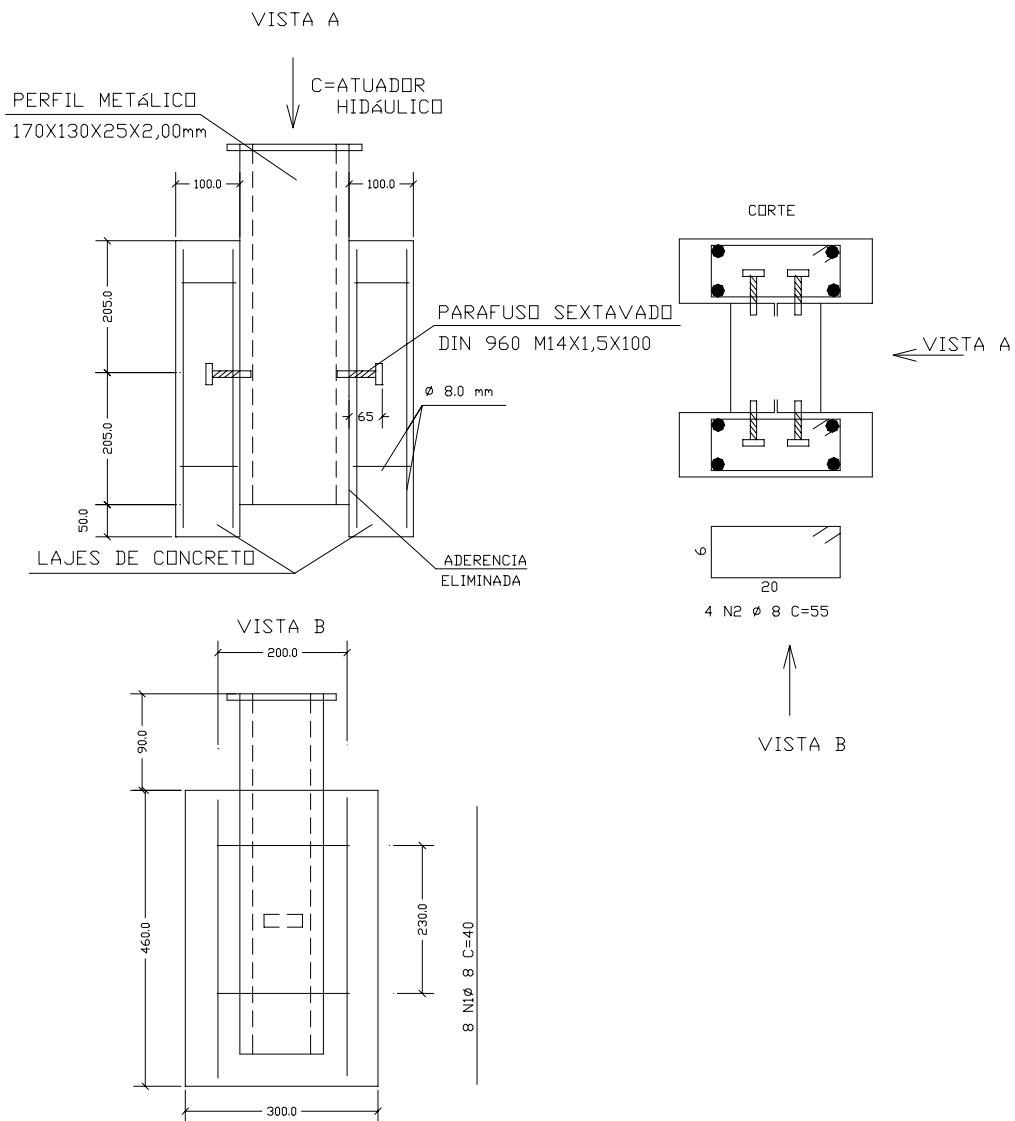


Figura 3.4- Modelo para ensaio “push-out” constituído por rebite com rosca interna e parafuso

A tabela 3.1 apresenta a classificação dos grupos de modelos.



Tabela 3.1- Classificação dos grupos de modelos.

GRUPOS DE MODELOS	MODELOS	CONECTOR	POSIÇÃO	ARMADURA
1	1 e 2	U	Invertida	Não
2	5, 8 e 10	U	Invertida	Sim
3	3 e 4	U	Normal	Não
4	6, 7 e 9	U	Normal	Sim
5	11, 12 e 13	Rebite c/ rosca	-	Não
6	14, 15 e 16	Rebite c/ rosca	-	Sim

Para os grupos de modelos sem armação foram confeccionados apenas dois exemplares, afim de apenas verificar qualitativamente a influência da armadura no comportamento dos conectores.

### **3.2.1.2 – Propriedades mecânicas do concreto e do aço:**

Os modelos ensaiados foram concretados, todos no mesmo dia, na fábrica da PRECON, em Pedro Leopoldo –MG, onde utilizou-se o mesmo tipo de cimento empregado nas pré-lajes dos modelos de viga mista também ensaiados nesta pesquisa: cimento de alta resistência inicial (ARI). Este cimento foi utilizado na pesquisa por ser o mesmo usado pela PRECON na fabricação de suas estruturas.

Para que a resistência do concreto não ficasse fora dos limites estipulados por norma ( $20\text{MPa} < f_{ck} < 28\text{MPa}$ ) foi estabelecido um cronograma de ensaio de acordo com as previsões de resistência fornecidas pela PRECON. No dia do ensaio de cada grupo de modelo, foram determinados para o grupo de modelos a resistência e o módulo de elasticidade do concreto através de testes em corpos de prova de concreto confeccionados na época da concretagem dos modelos.

Os ensaios para determinação da resistência do concreto foram feitos através do rompimento de corpos de prova cilíndricos 15x30, aos 28 dias, tendo sido executados no **Laboratório de Concreto** do Departamento de Materiais de Construção da Escola de Engenharia da UFMG.

Para determinação do módulo de elasticidade utilizou-se o método sônico não destrutivo por ensaio de ressonância. Este método consiste em procurar a frequência de vibração longitudinal do corpo de prova. Com a determinação da frequência de ressonância, torna-se possível determinar o módulo de elasticidade dinâmico do concreto. Para se obter o módulo de elasticidade estático usou-se as recomendações citadas por Bauer [12]. Este ensaio foi realizado no **Laboratório de Ensaios Especiais** do Departamento de Materiais de Construção da Escola de Engenharia da UFMG.

Os resultados obtidos para o módulo de elasticidade e a resistência do concreto são apresentados na tabela 3.2.

Tabela 3.2- Propriedades mecânicas do concreto determinadas por meio de ensaios em corpos de provas cilíndricos de 15x30 cm.

GRUPO DE MODELOS	$F_{c28}$ (MPa)	$E_c$ (MPa)
1	27,5	33.150
2	28,1	35.854
3	28,4	31.564
4	27,7	39.412
5	30,2	37.451
6	31,5	38.987

Todos os modelos ensaiados no programa experimental (conectores e vigas) desta pesquisa foram fabricados a partir da perfilagem de chapa fina de aço

fabricada pela USIMINAS, especificamente Aço USI SAC-41 E, tendo as seguintes propriedades mecânicas nominais à tração:

$f_y$ : limite de resistência ao escoamento = 300 MPa

$f_u$ : limite de resistência à tração = 450 MPa

Para a determinação experimental destas propriedades, foram realizados ensaios de tração de corpos de prova no Laboratório de Ensaios de Materiais da EE/UFMG, sendo utilizada uma máquina Instron para aplicação das cargas. Estes ensaios foram realizados após a conformação das vigas, sendo que os corpos de prova foram extraídos da região central da alma.

As dimensões dos corpos de prova e o procedimento dos ensaios seguiram os preceitos da NBR 6152 [13], tendo sido encontrados os seguintes valores médios para seis corpos:

$f_y = 373,6$  MPa

$f_u = 486,2$  Mpa

$\Delta$  (%) = 36 (deformação residual após ruptura)

### 3.3- Ensaios em Viga de Aço

#### 3.3.1- Definição dos modelos

Para obtermos parâmetros de comparação dos resultados dos ensaios de viga mista, foram realizados ensaios em vigas de perfis formados a frio idênticos aos das vigas mistas, porém sem a participação da laje de concreto. Estes modelos são referidos nesta pesquisa como **vigas de aço**.

O dimensionamento dos modelos de vigas de aço foi realizado segundo as especificações do AISI-96 [5]

Partindo-se da premissa de que as prescrições para dimensionamento destes perfis já são bem estabelecidas em normas técnicas, foi realizado apenas um ensaio para cada tipo de seção.

Os tipos de seção (caixa e I enrijecido) foram escolhidos por serem as seções de vigas utilizadas nas estruturas dos edifícios COHAB-MG.

A figura 3.5 apresenta as dimensões dos modelos de viga de aço ensaiados.

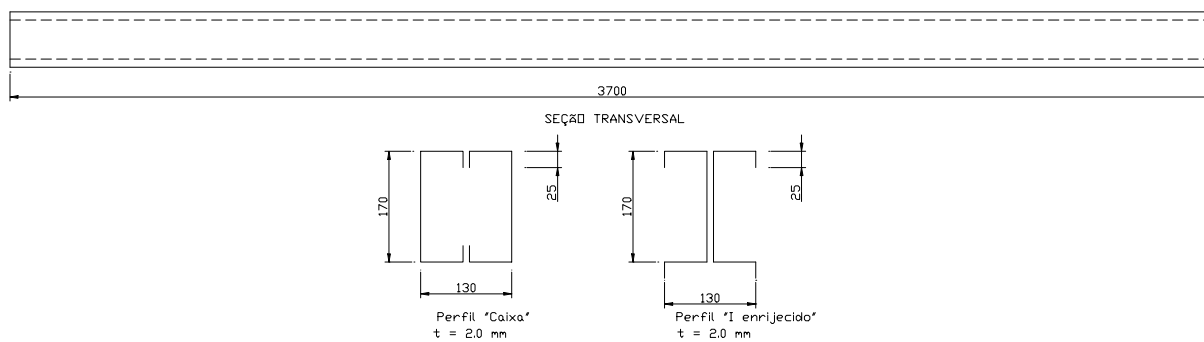


Figura 3.5- Modelos adotados para ensaio em vigas de aço .

Os perfis foram fabricados a partir do mesmo lote de chapas dos modelos dos conectores e, portanto, as propriedades mecânicas do aço são as mesmas citadas anteriormente em 3.2.1.2.

A tabela 3.3 apresenta as características dos modelos de viga de aço.

Tabela 3.3- Modelos de viga de aço.

Modelo	Perfil	Espessura	Comprimento	Vão Livre
Mod 1	Caixa (130x170x25x2,0)	2,00mm	3700mm	3500 mm
Mod 2	I enrijecido (130x170x25x2,0)	2,00mm	3700mm	3500 mm

### **3.3.2- Esquema de geral do ensaio**

#### **3.3.2.1- Aplicação das cargas e sistema de apoio**

As vigas de aço foram submetidas a cargas verticais aplicadas em dois pontos do vão: a  $L/3$  (1167mm do apoio esquerdo) e  $2L/3$  (2333mm do mesmo apoio).

Para garantir que todas as vigas fossem bi-apoiadas e que as seções de extremidades tivessem rotação impedida e empenamento livre (vínculo de garfo), foram utilizados como parte do sistema de ensaio apoios especiais que continham lateralmente as extremidades das vigas.

A figura 3.6 e a foto 3.2 apresentam os detalhes do sistema de aplicação de carga.

A aplicação de cargas foi controlada. Na primeira etapa foi aplicada uma carga de 10 kN e, em seguida, foram impostos incrementos sucessivos de carga da ordem de 4 kN.

#### **3.3.2.2- Instrumentação utilizada**

O valor do carregamento imposto foi medido com precisão através de transdutor de pressão fabricado pela Sodmex com capacidade de 20 MPa, estando o mesmo conectado à bomba do atuador hidráulico com 300 kN de capacidade.

A determinação das tensões de maior interesse se deu através das deformações específicas medidas em pontos previamente escolhidos da seção transversal, tendo sido para isto colados extensômetros elétricos de resistência (EER) uniaxiais, fabricados pela Kyowa.

Os EER uniaxiais tinham as seguintes características:

Tipo: KFC - 5 - C1 - 11 (autocompensador de temperatura)

Base: 5 mm

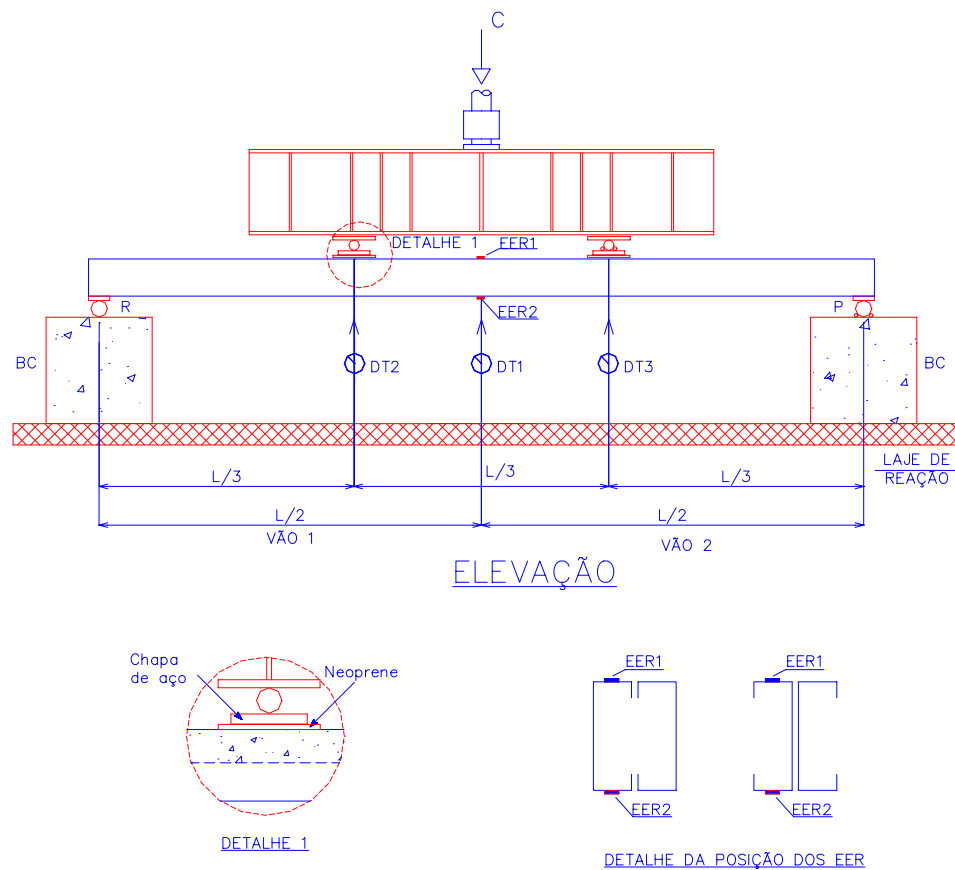
Gage factor:  $2,15 \pm 1\%$

Resistência:  $119,8 \pm 0,2\Omega$

Todas as ligações dos EER foram feitas utilizando 1/4 de ponte com três fios, de modo a minimizar o efeito da variação da temperatura nos fios condutores.

As posições dos EER instalados nos modelos estão esquematizadas na figura 3.6, sendo colados nas mesas superior e inferior da seção central dos perfis.

A instrumentação utilizada para a medida de deslocamentos consistiu de três transdutores de deslocamentos, sendo dois do tipo *CDP-25C (DT<sub>25</sub>)*, com capacidade de leitura de deslocamento de *25 mm*, e um do tipo *SDP-50C (DT<sub>50</sub>)*, com capacidade de leitura de deslocamento de *50 mm*, ambos com voltagem de excitação recomendada de *1 a 2 V*. Os deslocamentos foram medidos nas posições mostradas na figura 3.6 e na foto 3.3.



Legenda:

R– Rolete  $\phi$  38mm;

P– Pino  $\phi$  38mm;

EER1– Extensômetro elétrico de resistência para medir deformação longitudinal na mesa superior da viga de aço;

EER1– Extensômetro elétrico de resistência para medir deformação longitudinal na mesa inferior da viga de aço;

DT1- Transdutor de deslocamento para medir a deflexão no meio do vão ( $DT_{50}$ );

DT2- Transdutor de deslocamento para medir a deflexão em  $L/3$  ( $DT_{25}$ );

DT3- Transdutor de deslocamento para medir a deflexão em  $2L/3$  ( $DT_{25}$ );

BC- Bloco de concreto (50x50x100 cm);

Vão 1- Vão entre o apoio móvel e o meio do vão;

Vão 2- Vão entre o apoio fixo e o meio do vão.

Figura 3.6- Esquema geral da montagem do ensaio.

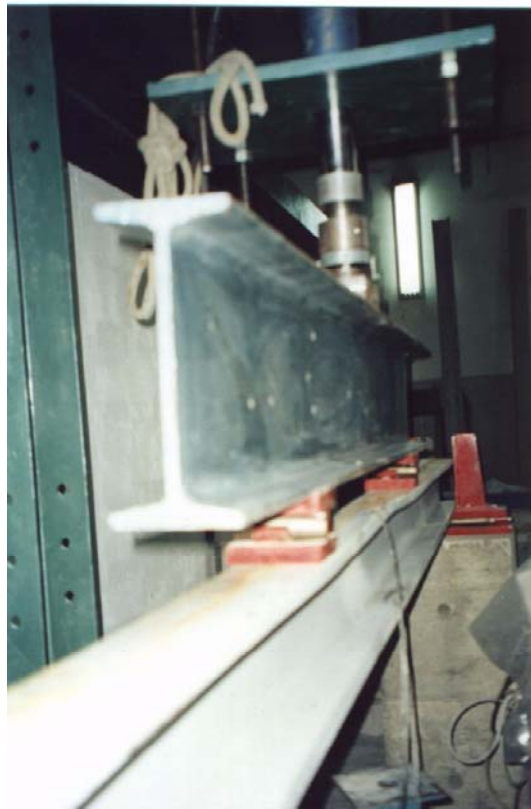


Foto 3.2- Detalhe do sistema de aplicação de cargas.

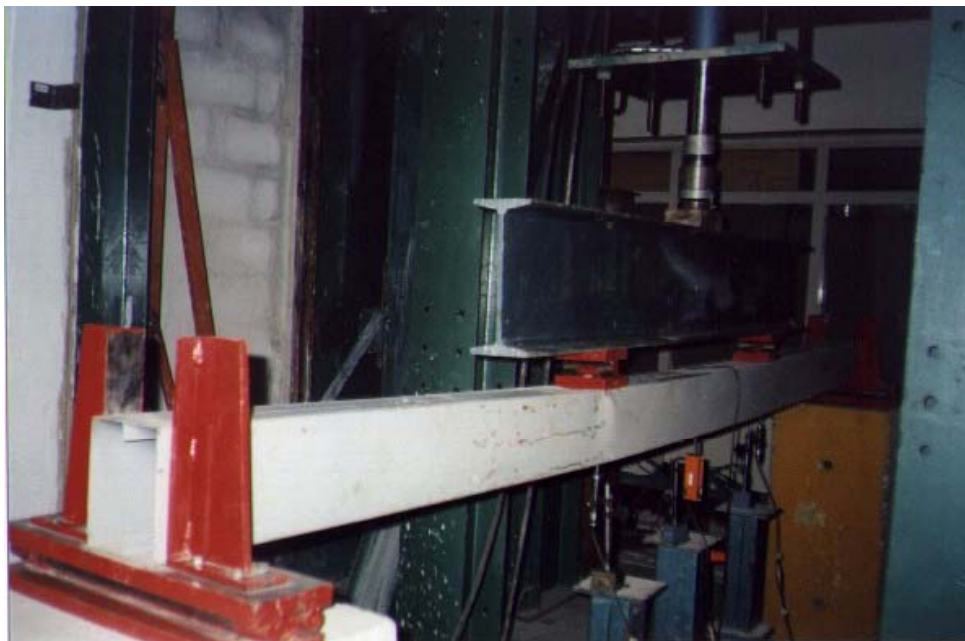


Foto 3.3- Esquema do ensaio, mostrando detalhe do sistema de apoios e da instrumentação utilizada.



### 3.3.2.3 Aquisição e tratamento de dados

A aquisição das leituras referentes ao carregamento aplicado, aos deslocamentos lineares e às deformações específicas nos modelos foi efetuada via sistema eletrônico, de maneira automatizada, através da digitalização de sinais analógicos utilizando um microcomputador equipado com uma placa CAD10-26, da Lynx Eletrônica, e o software correspondente *AqDados 4.0*, que permite a aquisição dos sinais e o tratamento dos mesmos durante o ensaio ou logo após seu término.

O sistema de aquisição de dados contém 16 canais, para a leitura dos sinais analógicos de até 16 sensores.

A foto 3.4 ilustra o sistema de aquisição de dados.



Foto 3.4- Sistema de aquisição de dados.

O sistema assim constituído permite visualizar os resultados das medições no monitor do computador, ou através de saídas gráficas em impressora, ou ainda através de tabelas formatadas acessíveis a outros softwares imediatamente após a realização das leituras.

A frequência da aquisição foi estabelecida em *5 Hertz*, e os ensaios tiveram duração efetiva de aquisição (tempo real de leitura) em torno de 15 minutos, resultando em um número elevado de amostra para cada ensaio.

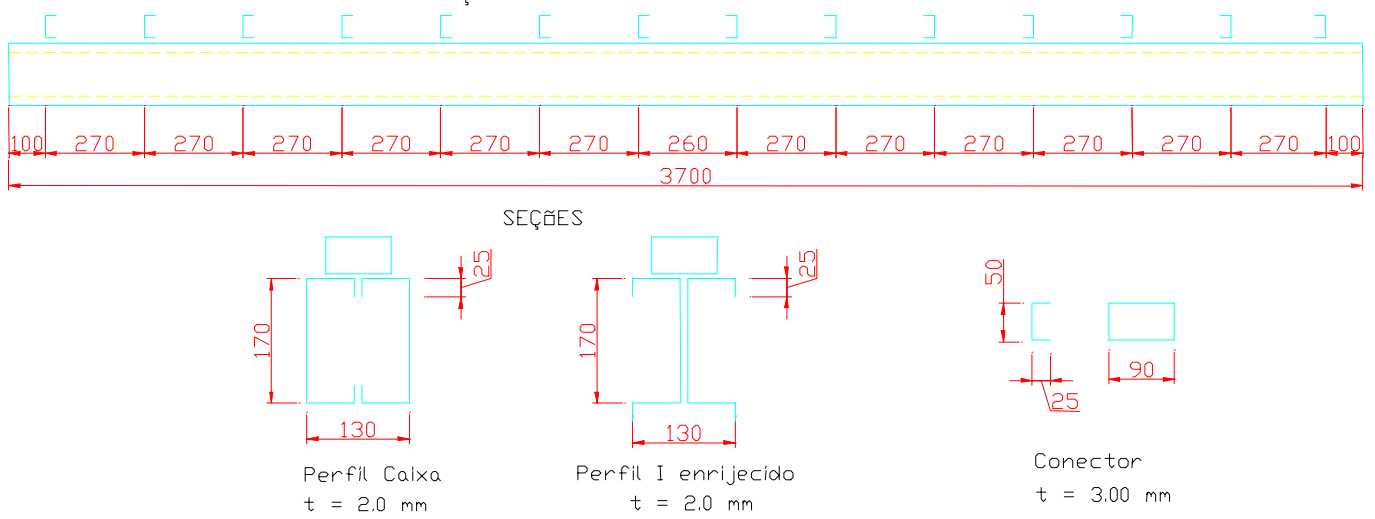
Para a filtragem e ajustes das amostras, utilizou-se de recursos oferecidos pelo próprio programa *Aq Dados*, que manipula convenientemente os dados, sem alterar a confiabilidade dos resultados. Os dados de todos os canais podem ser convertidos simultaneamente e gravados em um mesmo arquivo e exportados do sistema de aquisição através de arquivo em formato *ASCI*.

### **3.4- Ensaio em vigas mistas**

#### **3.4.1- Definição dos Modelos**

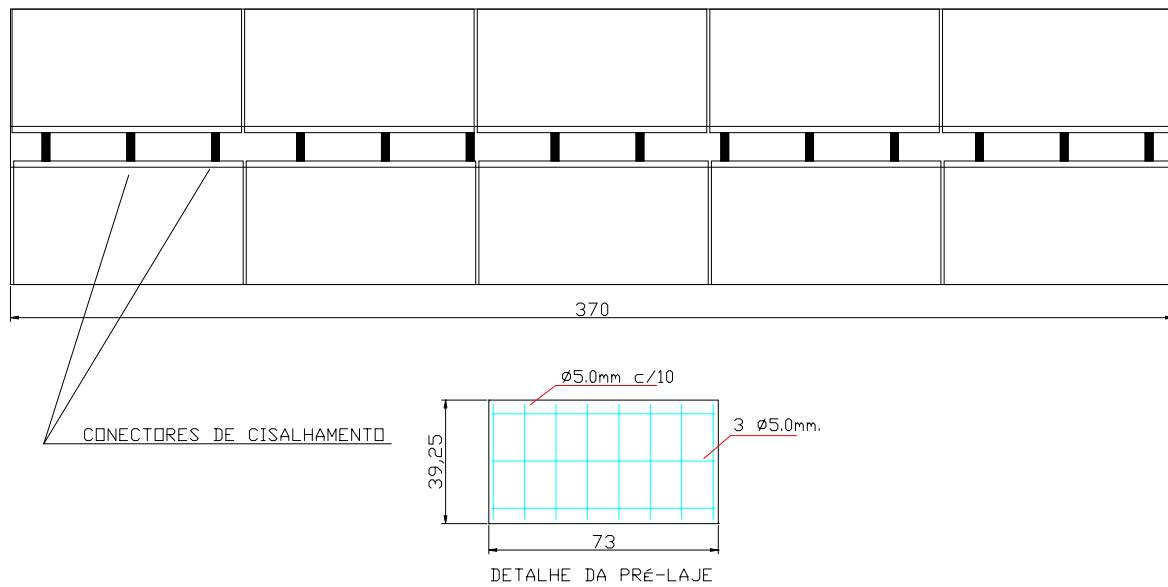
Como citado anteriormente, os modelos dos ensaios foram definidos seguindo o projeto estrutural dos edifícios COHAB-MG de quatro pavimentos. Para que tivéssemos dados mais expressivos foram executadas duas vigas para cada modelo. Os objetivos destes ensaios consistem em determinar o acréscimo de rigidez à flexão das vigas mistas em relação às vigas de aço, identificando com precisão o estado limite último dos modelos. O interesse imediato está ligado ao aumento da resistência do sistema misto em relação à viga de aço.

As figuras 3.7 a 3.9 apresentam as características dos modelos ensaiados.



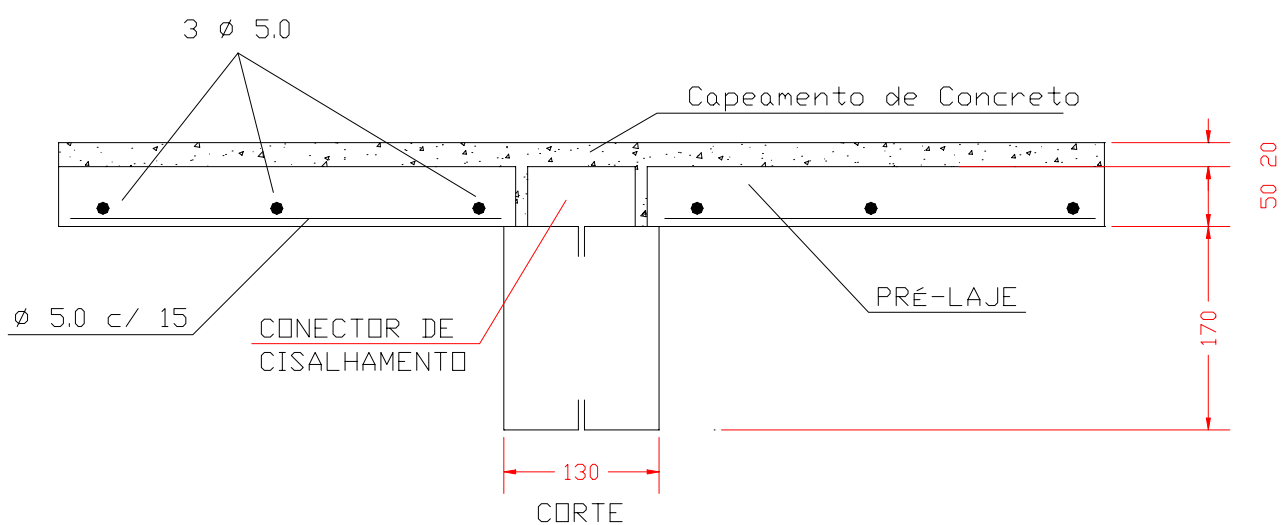
(medidas em milímetros)

Figura 3.7- Detalhe da viga de aço e posicionamento dos conectores.



(medidas em centímetros)

Figura 3.8- Viga mista vista em planta



(medidas em milímetros)

Figura 3.9- Detalhe da seção transversal da viga mista em perfil “caixa” apresentando as dimensões nominais da seção mista.

Estes perfis também foram fabricados a partir do mesmo lote de chapas dos modelos dos conectores e das vigas de aço, logo as propriedades mecânicas do aço são as mesmas citadas anteriormente em 3.2.1.2.

A tabela 3.4 apresenta um resumo das características geométricas dos modelos de vigas mistas.

Tabela 3.4- Modelos de vigas mistas (\*).

Modelo	Tipo de Viga	$f_{c7}$ do Concreto (MPa)	Altura média da Laje (mm) **	$f_y$ (MPa)
Mod 3	I enrijecido	22,2	61	373,6
Mod 4	I enrijecido	24,5	68	373,6
Mod 5	Caixa	21,3	62	373,6
Mod 6	Caixa	24,1	69	373,6

\* As características do aço e do concreto foram determinadas conforme descrito em 3.2.1.2. Os modelos de viga mista não foram concretados na mesma data que os modelos dos conectores e ainda, os ensaios de compressão dos corpos de prova de concreto foram realizados aos 7 dias. Daí as diferenças entre os resultados apresentados nas tabelas 3.2 e 3.4.

\*\* Média de sete leituras realizadas ao longo do comprimento do modelo.

### **3.4.2- Esquema de geral do ensaio**

#### *3.4.2.2- Aplicação das cargas e sistema de apoio*

As vigas ensaiadas foram submetidas a cargas verticais aplicadas transversalmente em quatro pontos do vão, para que fosse simulada a aplicação de um carregamento distribuído. Este procedimento não foi possível nos ensaios das vigas de aço devido à segurança da montagem.

Nas extremidades os modelos foram apoiados sobre apoios especiais que garantiam que o sistema fosse bi-apoiado. As lajes de concreto foram apoiadas nas extremidades para evitar que houvesse tombamento das vigas, simulando a realidade do sistema misto e conferindo também, maior segurança ao ensaio.

A aplicação do carregamento foi controlada. Foram aplicados incrementos sucessivos de carga da ordem de 5kN.

A figura 3.10 e as fotos 3.5 a 3.7 ilustram o sistema de apoios e de aplicação de cargas.

### 3.4.2.3- Instrumentação utilizada

Para medir o carregamento imposto foi utilizado um transdutor de pressão com capacidade de 20 MPa, fabricado pela Sodmex, estando o mesmo conectado à bomba do atuador hidráulico com 300 kN de capacidade.

A determinação das tensões de maior interesse nas vigas de aço e na laje de concreto se deu através das deformações específicas medidas em pontos previamente escolhidos da seção transversal, tendo sido para isto colados extensômetros elétricos de resistência (EER) uniaxiais fabricados pela Kyowa.

Os EER uniaxiais colados nas vigas de aço tinham as seguintes características:

Tipo: KFC - 5 - C1 - 11 (autocompensador de temperatura);

Base: 5 mm;

Gage factor:  $2,15 \pm 1\%$ ;

; Resistência:  $119,8 \pm 0,2\Omega$ .

Os EER uniaxiais colados nas lajes de concreto tinham as seguintes características:

Tipo: KC-70-120-A1-11 (autocompensador de temperatura);

Base: 67 mm;

Gage factor:  $2,11 \pm 1.0\%$ ;

Resistência:  $119,8 \pm 0,2\Omega$ .

Todas as ligações dos EER foram feitas utilizando 1/4 de ponte com três fios, de modo a minimizar o efeito da variação da temperatura nos fios condutores.

Os EER foram colados longitudinalmente nas mesas superior e inferior dos perfis e nas faces superior e inferior da laje de concreto, sendo que para os modelos “*mod 4*” e “*mod 6*” foram também colados EER transversalmente na

face superior da laje de concreto para obtermos as deformações neste sentido e o exato momento em que ocorreria a ruptura da laje.

A instrumentação utilizada para a medida deflexão consistiu de um transdutor de deslocamentos do tipo *CDP-25C (DT<sub>25</sub>)*, com capacidade de leitura de deslocamento de *25 mm*, voltagem de excitação recomendada de *1 a 2 V*. O deslocamento foi medido no meio do vão.

Para medir o deslocamento relativo entre a viga de aço e a laje de concreto, foram utilizados dois relógios comparadores de leitura digital (*REC*) da marca *Mitutoyo*, modelo *IDS-1012-5*, com capacidade de leitura de deslocamento de *12.7 mm*

As figuras 3.10 e 3.11, e as fotos 3.5 a 3.8 ilustram o sistema de ensaio.

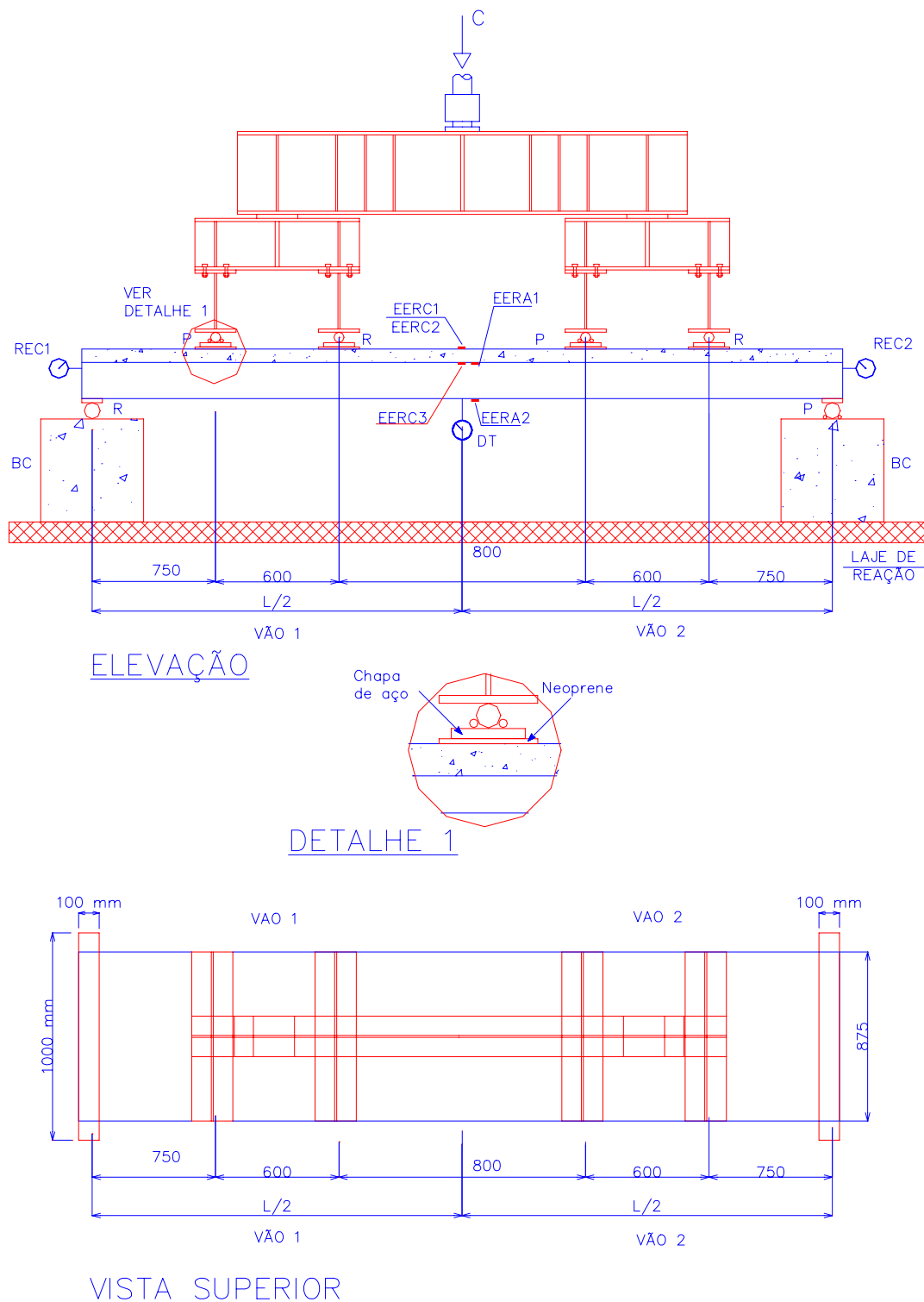


Figura 3.10- Esquema geral da montagem dos ensaios de vigas mistas (continua)

LEGENDA:



R– Rolete  $\phi$  38mm;

P– Pino  $\phi$  38mm;

EERC1– Extensômetro elétrico de resistência para medir deformação longitudinal na face superior da laje de concreto;

EERC2– Extensômetro elétrico de resistência para medir deformação longitudinal na face inferior da laje de concreto;

EERC3– Extensômetro elétrico de resistência para medir deformação transversal na face superior da laje de concreto;

EERA1– Extensômetro elétrico de resistência para medir deformação longitudinal na mesa superior da viga de aço;

EERA2– Extensômetro elétrico de resistência para medir deformação longitudinal na mesa inferior da viga de aço;

DT1- Transdutor de deslocamento para medir a deflexão no meio do vão;

REC1- Relógio comparador para medir deslocamento relativo entre a laje de concreto e a viga de aço no apoio esquerdo;

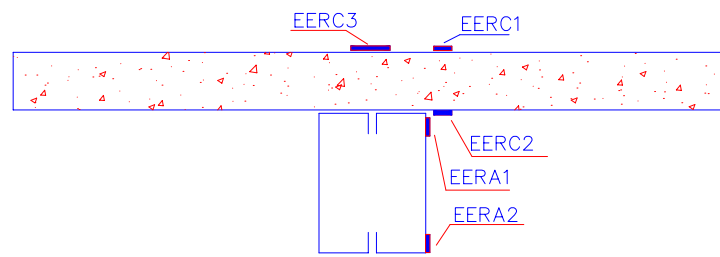
REC2- Relógio comparador para medir deslocamento relativo entre a laje de concreto e a viga de aço no apoio direito;

BC- Bloco de concreto (50x50x100 cm);

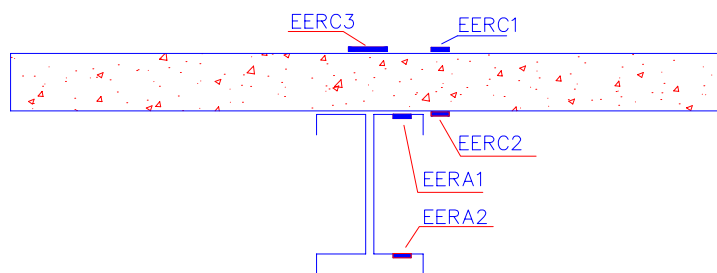
Vão 1- Vão entre o apoio móvel e o meio do vão;

Vão 2- Vão entre o apoio fixo e o meio do vão.

Figura 3.10- Esquema geral da montagem dos ensaios de vigas mistas  
(continuação)



DETALHE DA POSIÇÃO DOS EER PARA VIGA CAIXA



DETALHE DA POSIÇÃO DOS EER PARA VIGA I ENRIJECIDO

Figura 3.11- Detalhe do posicionamento dos EER nas vigas mistas

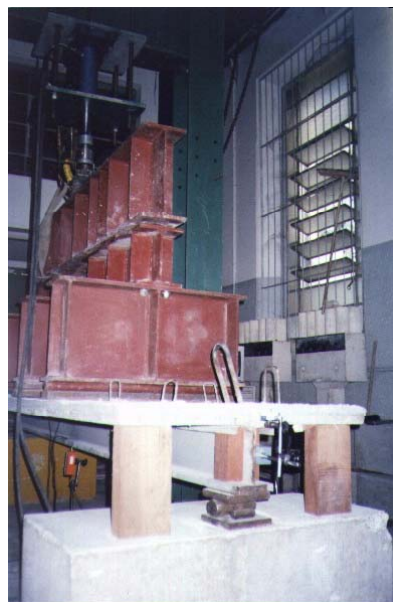


Foto 3.5- Detalhe do sistema de ensaio viga mista "I enrijecido" (modelos 3 e 4).

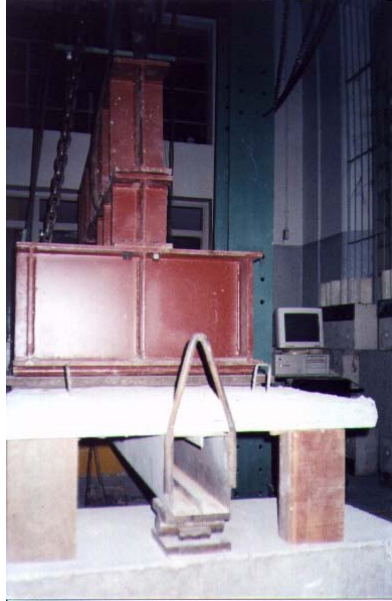


Foto 3.6- Detalhe do sistema ensaio para viga mista “Caixa” (modelos 5 e 6).



Foto 3.7- Vista geral do sistema de aplicação de carga.

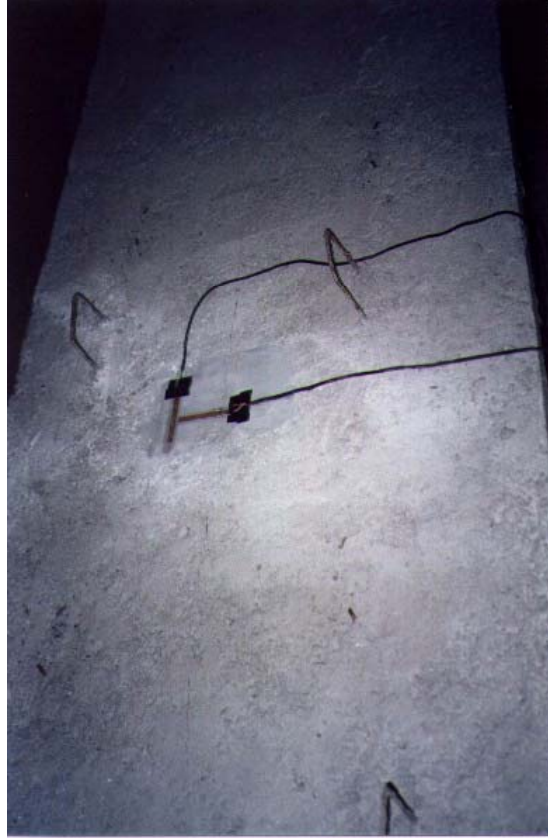


Foto 3.8- Posicionamento dos EER na laje de concreto (modelos 4 e 6)

#### *3.4.2.5 Aquisição e tratamento de dados*

Foram empregados os mesmos equipamentos e a mesma metodologia descritos no item 3.3.2.3

## **CAPÍTULO 4**

# **APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

### **4.1 - Introdução**

Neste capítulo apresentam-se os resultados da análise experimental obtidos nos ensaios “push-out” de conectores, ensaios de vigas de aço e de vigas mistas aço-concreto, incluindo os resultados teóricos relativos ao dimensionamento, segundo os métodos descritos anteriormente, para que seja efetuada a confrontação dos resultados.

### **4.2 – Conectores de Cisalhamento**

A primeira série de ensaios desta pesquisa se deu em 1999, quando foram realizados ensaios do tipo “push-out” em 16 modelos classificados em 6 grupos, conforme descrito no capítulo 3 e apresentado na tabela 3.1. Os resultados obtidos nesta primeira série de ensaios foram utilizados para determinação da resistência dos conectores que seriam posteriormente usados na composição dos modelos de viga mista, possibilitando assim, o dimensionamento e fabricação dos referidos modelos.

Os ensaios só foram interrompidos quando se atingiu a carga última de conexão, seja pela falha do concreto (como ocorreu na maioria dos casos), seja pela ruptura do conector e ou esmagamento da chapa da viga de aço

Em alguns modelos foi observado um nível de imperfeição inicial muito elevado na base de apoio da laje de concreto, o que levou a uma maior dispersão dos resultados dos ensaios. Esta imperfeição ocorreu durante a concretagem dos modelos na fábrica da PRECON em Pedro Leopoldo-MG.

#### 4.2.1- Apresentação dos Resultados

A tabela 4.1 apresenta os resultados teóricos dos cálculos da resistência nominal dos conectores U em perfil formado a frio e do tipo pino com cabeça, porém com parafuso e rebite com rosca interna, obtidos a partir da formulação dada pela NBR 8800 [1]. É importante salientar que esta formulação foi obtida para conectores U laminados e pino com cabeça “Stud Bolt”, porém é nosso objetivo testar esta formulação também para conectores nas condições supra citadas.

Tabela 4.1- Resistência nominal dos conectores.

GRUPOS DE MODELOS	Perfil U formado a frio (kN)	Rebite com rosca interna e parafuso (kN)
1	77,5	-
2	78,3	-
3	78,7	-
4	77,8	-
5	-	70,5
6	-	73,5

Nos resultados apresentados na tabela 4.1 foi considerado para a tensão de ruptura do parafuso o valor de 800 MPa. A resistência nominal do conector U formado a frio está relacionada com a ruína do concreto e os estados limites últimos considerados para ocorrer com o conector rebite com rosca interna e parafuso são: i) ruína do concreto por esmagamento ou fendilhamento (70,5 kN e 73,5 kN para os modelos dos grupos 5 e 6, respectivamente e ii) ruptura do conector por corte (106,1 kN).

#### 4.2.1.1 - Resultados dos ensaios “push-out”

Os resultados dos ensaios estão apresentados graficamente nas figuras 4.1 a 4.6 e tabela 4.2, que também apresenta os modos de ruptura encontrados.

Os gráficos foram gerados a partir do valor médio obtido pelos deslocamentos medidos nos quatro relógios comparadores.

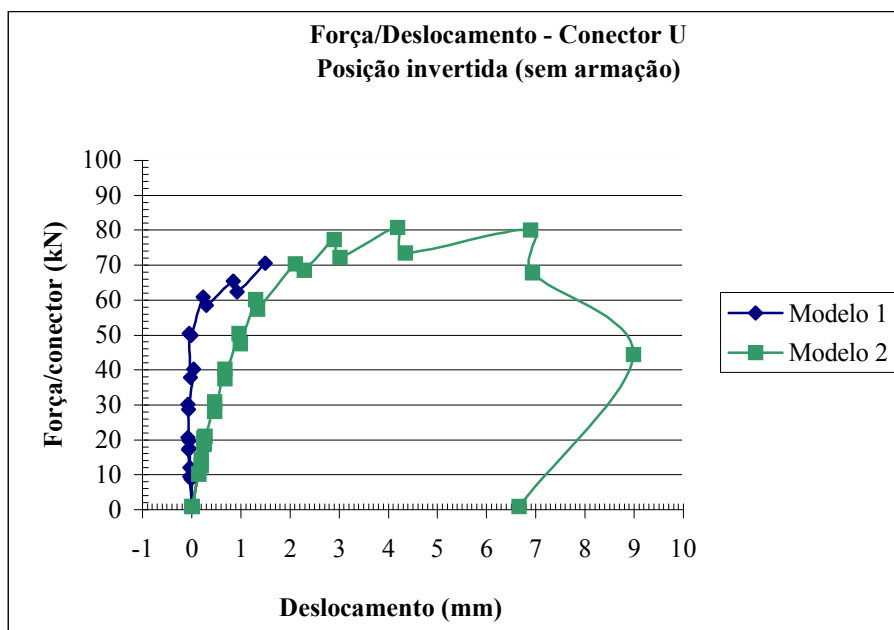


Figura 4.1– Força x deslocamento do conector U formado a frio soldado, em posição invertida (Modelos do GRUPO 1).

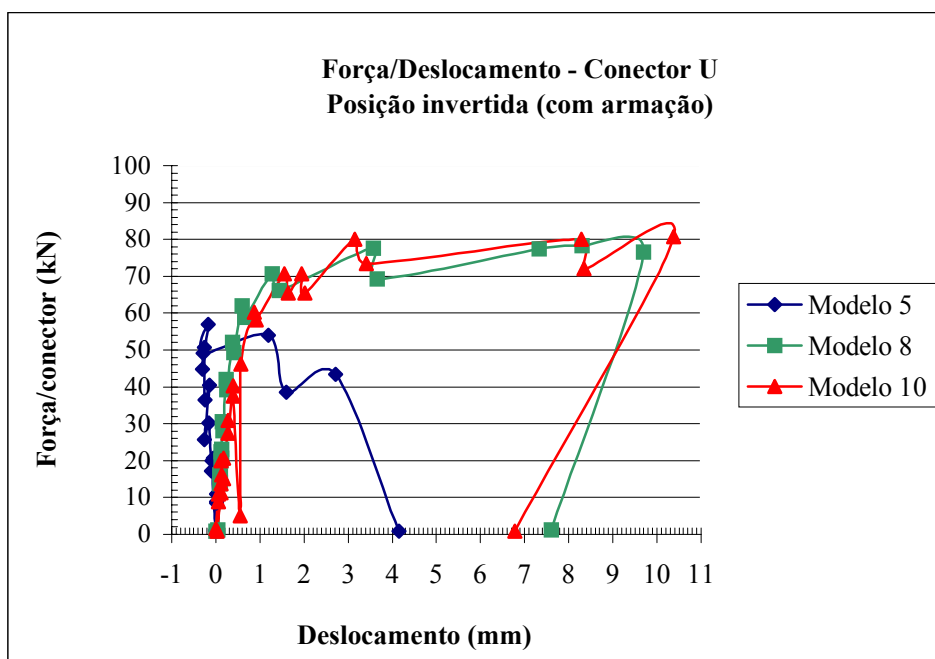


Figura 4.2– Força x deslocamento do conector U formado a frio, soldado em posição invertida (Modelos do GRUPO 2).

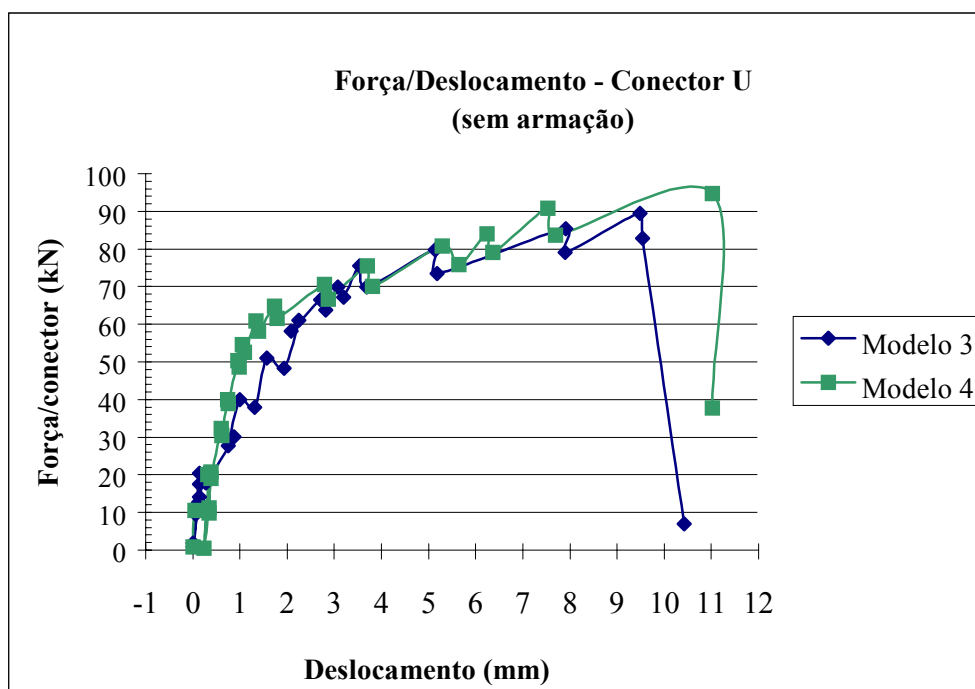


Figura 4.3– Força x deslocamento do conector U formado a frio, soldado em posição normal (Modelos do GRUPO 3).



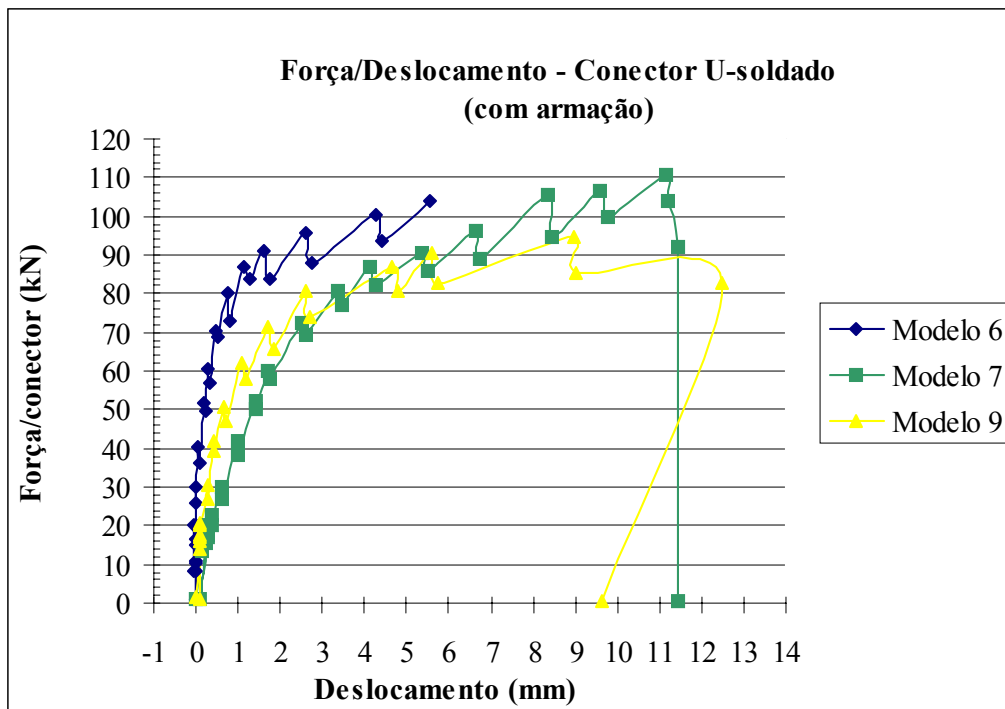


Figura 4.4– Força x deslocamento do conector U formado a frio, soldado em posição normal (Modelos do GRUPO 4).

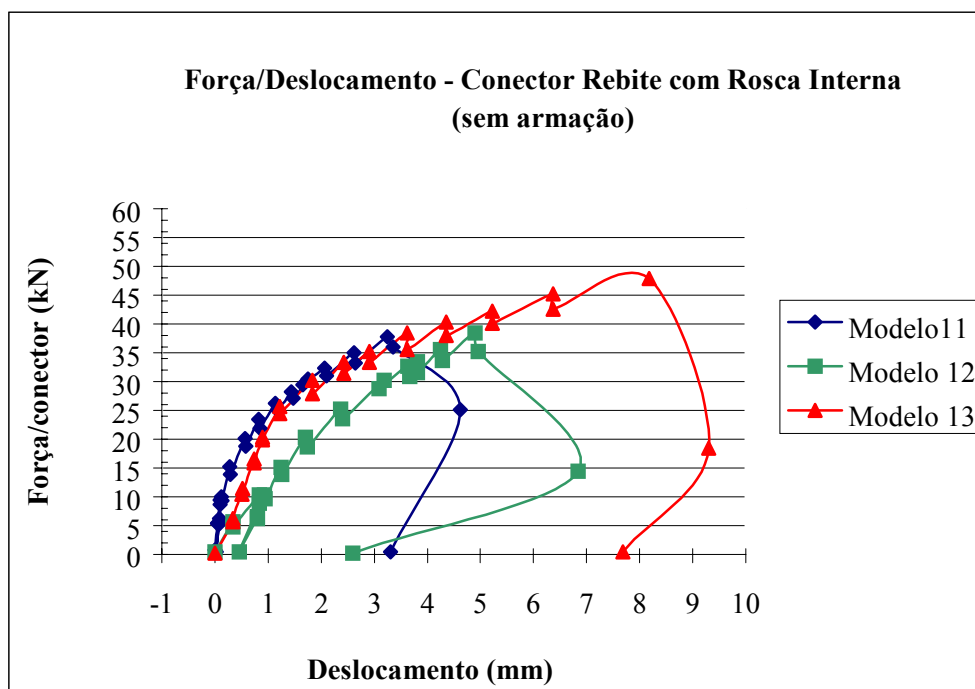


Figura 4.5– Força x deslocamento do conector rebite com rosca interna e parafuso.(Modelos do GRUPO 5).

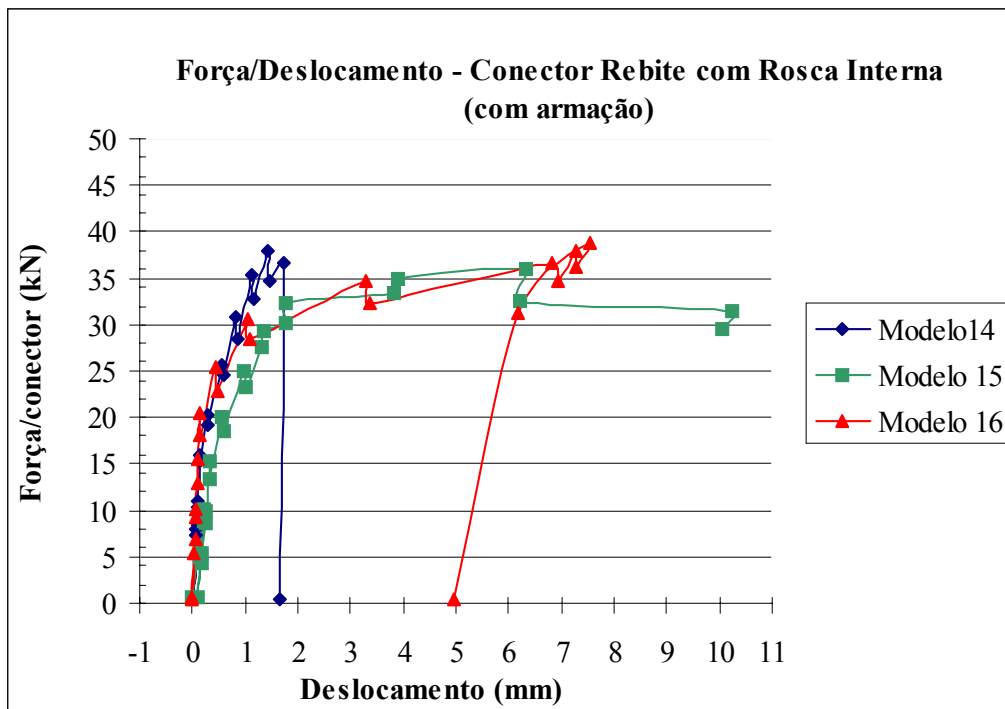


Figura 4.6– Força x deslocamento do conector rebite com rosca interna e parafuso.

(Modelos do GRUPO 6).

Tabela 4.2- Resumo dos resultados dos ensaios “push-out”.

GRUPO	MODELO	$q_u$ (kN)	$\delta_{max}$ (mm)	MODO DE RUPTURA
1	1	70,65	6,9	Concreto
	2	80,80	1,8	Concreto
2	5	58,00	-	Concreto
	8	81,00	9,7	Concreto
	10	82,00	10,2	Concreto
3	3	90,00	9,8	Concreto
	4	95,00	11,1	Concreto
4	6	106,00	5,9	Concreto
	7	110,45	12,0	Concreto
	9	94,75	11,2	Concreto
5	11	39,00	3,2	Concreto
	12	39,00	4,9	Concreto
	13	47,00	8,1	Concreto
6	14	36,70	1,5	viga de aço
	15	35,00	1,5	viga de aço
	16	35,00	1,3	viga de aço

As fotos 4.1 a 4.4 apresentam alguns modelos após ensaio.



Foto 4.1- Ruptura no modelo: concreto sem armadura e conector rebite com roca interna.

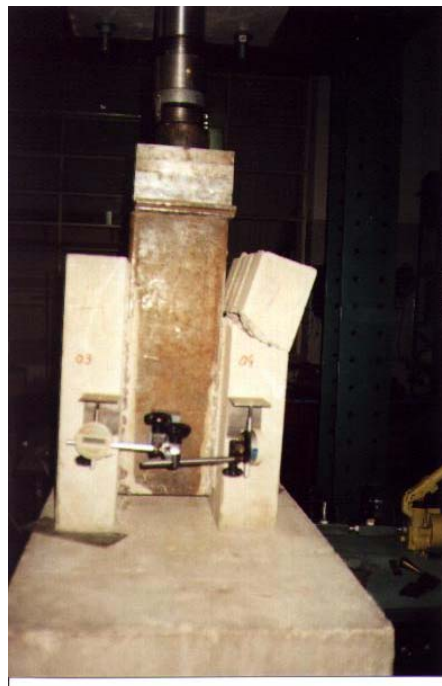


Foto 4.2- Ruptura do concreto sem armadura.



Foto 4.3- Deformação plástica do conector e posterior rompimento do concreto.



Foto 4.4 – Configuração dos conectores após ensaio.

#### **4.2.2 – Análise dos Resultados**

Os modelos constituídos por conectores em perfis U formados a frio tiveram seu modo de ruptura iniciado por escoamento (deformação plástica) do conector, seguida de ruptura do concreto. Este tipo de ruptura se deu segundo os dois modos distintos:

- a) Nos modelos sem armadura no concreto, o colapso ocorreu inicialmente com escoamento do aço do conector e posterior ruptura frágil do concreto.
- b) Nos modelos em concreto armado, mesmo após o escoamento do conector, os mesmos absorveram carga até o aparecimento de fissuras nas lajes, posteriormente se deu o rompimento do concreto.

A diferença na resistência dos conectores de um mesmo grupo pode ser explicada através dos seguintes fatores, dentre outros:

- a) imperfeições geométricas dos modelos;
- b) desnivelamento da base de apoio das lajes;
- c) excentricidade na aplicação da carga;

Dentre estes fatores, o de maior importância foi o desnivelamento do apoio das lajes.

Para os modelos constituídos por rebite com roca interna, a falha se deu devido à ruptura frágil do concreto dos modelos do grupo 5 (sem armadura) e devido ao esmagamento sem rasgamento da chapa do perfil para os modelos do grupo 6 (com armadura). Este modo de ruptura caracteriza um estado limite novo não característico dos perfis soldados e laminados. Apesar de a chapa da viga ter esmagado, este tipo de conector mostrou-se viável para o emprego nas estruturas dos edifícios COHAB-MG, pois para as vigas na qual foi instalado, esperava-se uma resistência nominal de 32,00 kN por conector, e foi

obtida uma resistência 9% maior para os modelos que apresentaram menor resistência.

O valor teórico para o esmagamento da chapa do perfil, 38,7 kN, está próximo do obtido experimentalmente, confirmando, assim, a existência desse novo estado limite.

Das tabelas 4.1 e 4.2 pode-se fazer uma comparação entre os resultados teóricos formulados de acordo com os critérios da NBR 8800 [1] e os resultados obtidos experimentalmente, para conectores U e também para conectores rebite com rosca interna.

Em geral, verifica-se que a armadura pouco influenciou na resistência e na ductilidade dos conectores em perfis U simples, mas a presença desta armadura foi determinante nas respostas dos modelos com conectores rebite com rosca interna. Para este tipo de conector a armadura garantiu uma menor ductilidade ao sistema e fez com que a ruína acontecesse na chapa da viga.

Nota-se também que a posição do conector com relação ao fluxo de cisalhamento (posição normal ou invertida) mostrou uma influência considerável na resistência última da conexão. Para os conectores soldados em posição normal a resistência de cada modelo se apresentou consideravelmente maior.

Na prática, alguns calculistas têm usado conectores de cisalhamento U em perfil formado a frio utilizando-se de expressões que foram deduzidas para conectores U laminado. Os resultados obtidos mostram que este é um procedimento razoável.

Em princípio, os valores teóricos se mostraram um pouco conservadores para os perfis U formados a frio, confirmando os resultados obtidos por Malite [3]. Entretanto, face à pequena quantidade de amostras, não se pode propor nesta

pesquisa uma nova formulação geral para conectores U formado a frio. Pode-se no entanto, sugerir que seja utilizada a expressão 2.1, porém substituindo as espessuras  $t_f$  e  $t_w$  pela espessura da chapa do conector.

### 4.3. Vigas de Aço

Os modelos dos ensaios de vigas de aço foram fabricados conforme figura 3.5.

A tabela 4.3, apresenta os resultados dos ensaios realizados bem como as resistências.

Tabela 4.3- Resultados da análise experimental das vigas de aço.

Modelo	Momento resistente nominal AISI/96 (kN x cm)	Momento último experimental (kN x cm)	Estado limite último (Teórico e experimental)
Mod 1	2435,84	2435	EMSI *
Mod 2	1861,12	1980	FLT

\* escoamento das mesas superior e inferior.

Considerando-se o valor de 373,6 MPa para a resistência ao escoamento determinado via ensaio de tração em corpos, conforme descrito em 3.2.1.2, pode-se obter para a respectiva deformação específica no escoamento o valor de  $1820 \times 10^{-6}$ .

As figuras 4.7 e 4.8 ilustram o comportamento das vigas ao longo dos ensaios.



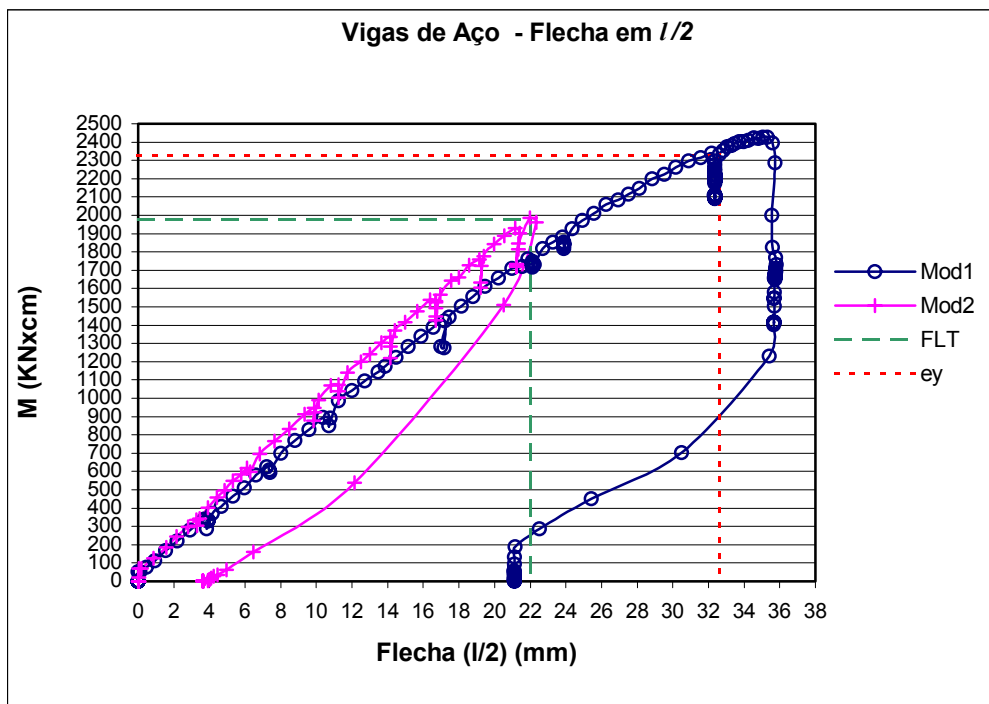


Figura 4.7 - Momento fletor x flecha meio do vão.

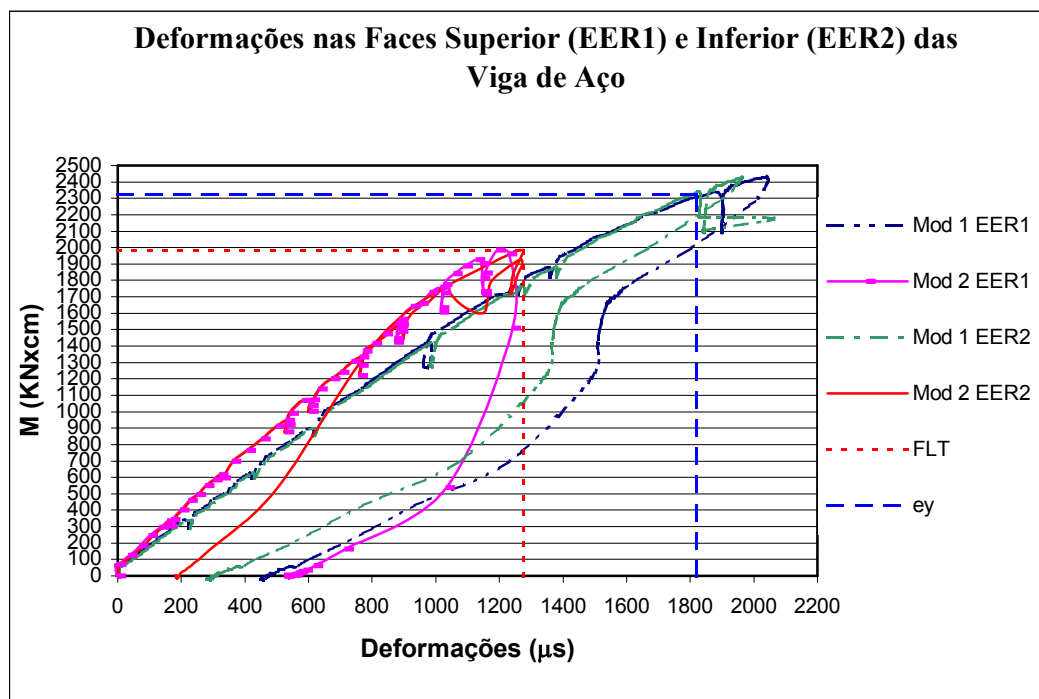


Figura 4.8 - Momento fletor x deformações na seção central.

As fotos 4.1 e 4.2 mostram as vigas após atingirem o momento último

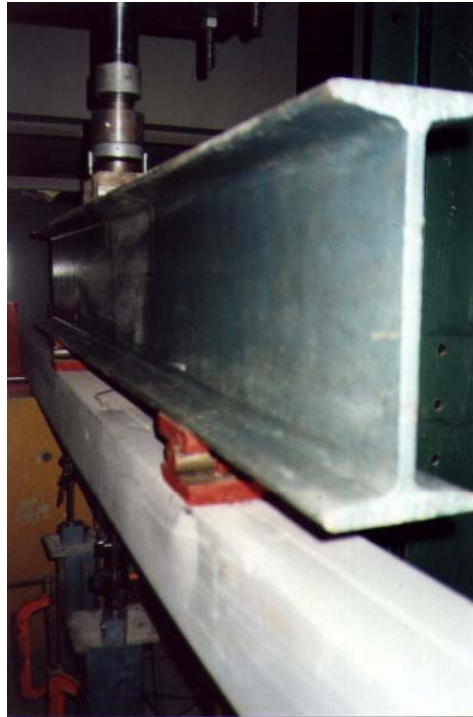


Foto 4.5 – Perfil Caixa – deformação do tipo web clipping no ponto de aplicação da carga, após a ocorrência do EMSI.



Foto 4.6 – Perfil I enrijecido – Flambagem lateral com torção (FLT)

Os resultados apresentados na tabela 4.3 confirmam as prescrições constituídas no AISI-96 [5], relativamente ao dimensionamento de peças

fletidas, e também a qualidade dos ensaios incluindo a ótima aferição dos equipamentos utilizados.

#### 4.4. Vigas Mistas Aço Concreto

##### 4.4.1- Análise Teórica dos Modelos

Os parâmetros de dimensionamento dos modelos de viga mista foram determinados à luz da NBR 8800 [1] e estão apresentados na tabela 4.4.

Tabela 4.4- Resistência nominal dos modelos, conforme NBR 8800 [1].

Modelo	$C = 0,66 f_{ck} b a$ (kN)	$T = (A f_y)_a$ (kN)	$a = \frac{(A f_y)_a}{0,66 f_{ck} b} \leq t_c$ (cm)	$M_n = T [d_1 + t_c - a / 2]$ (kN x cm)
Mod 3	782	497	3,87	6291
Mod 4	950	497	3,56	6729
Mod 5	762	497	4,04	6300
Mod 6	960	497	3,57	6765

Os parâmetros apresentados na tabela 4.4, cujos significados e formulações são apresentados em 2.2, foram determinados considerando-se os valores medidos para  $b$ ,  $f_y$ ,  $t_c$  e  $f_{ck}$  (tomado igual a  $f_{c7}$ ), apresentados na tabela 3.4.

##### 4.4.2- Apresentação dos Resultados

Os resultados experimentais dos modelos de vigas mistas são apresentados graficamente nas figuras 4.9 à 4.19. Em alguns destes gráficos são também apresentadas as respostas teóricas dos modelos analisados.

a) Perfil I enrijecido

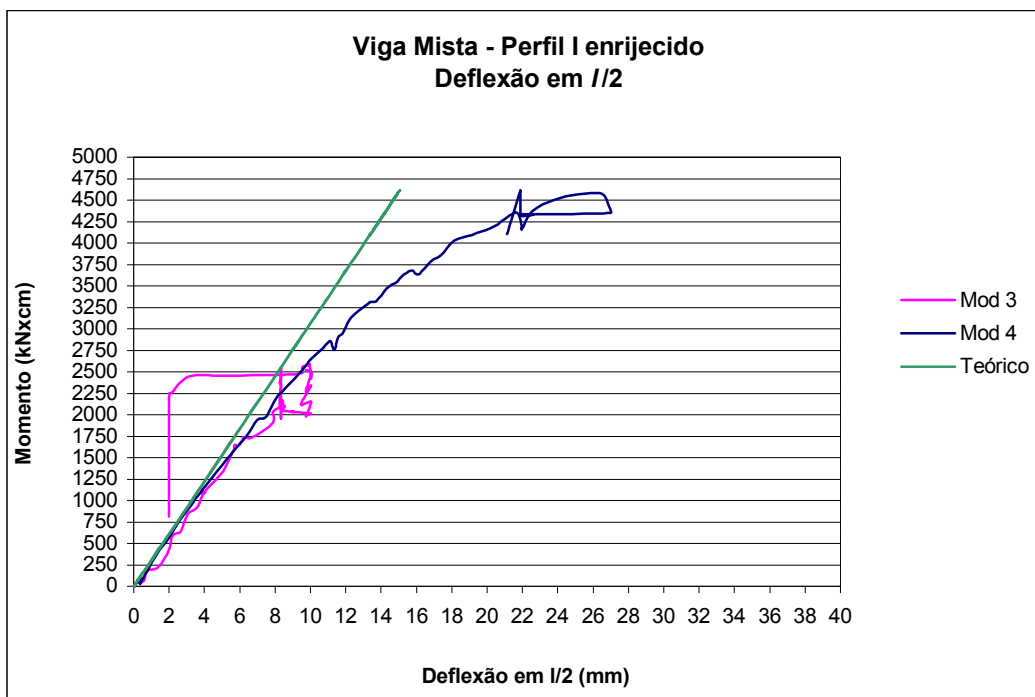


Figura 4.9 - Flecha no meio do vão x momento fletor dos modelos 3 e 4

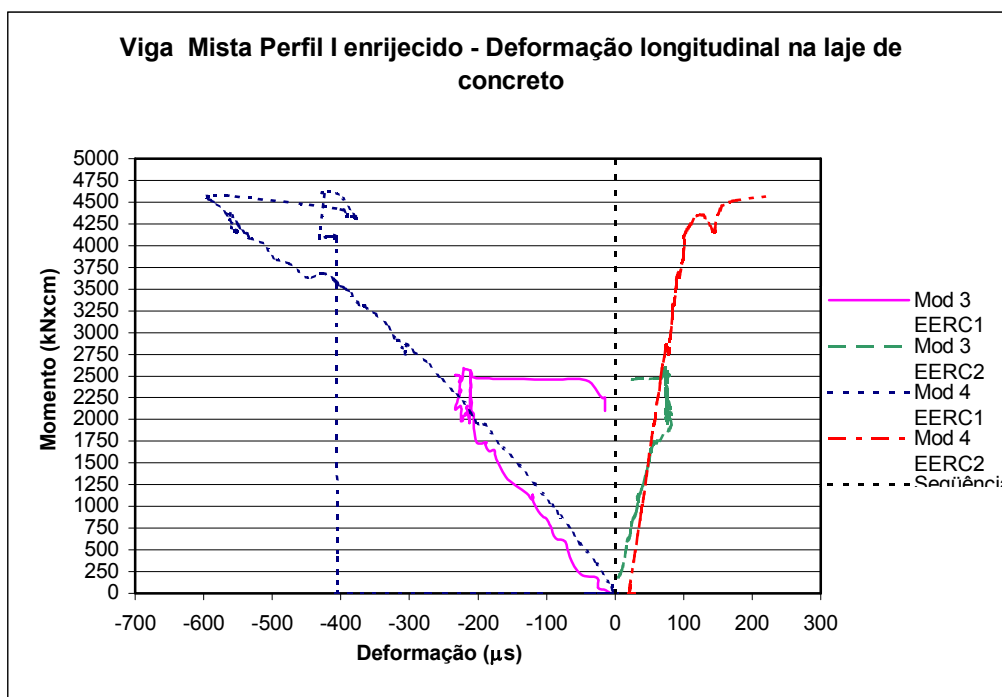


Figura 4.10 – Momento fletor x deformação na longitudinal na laje de concreto

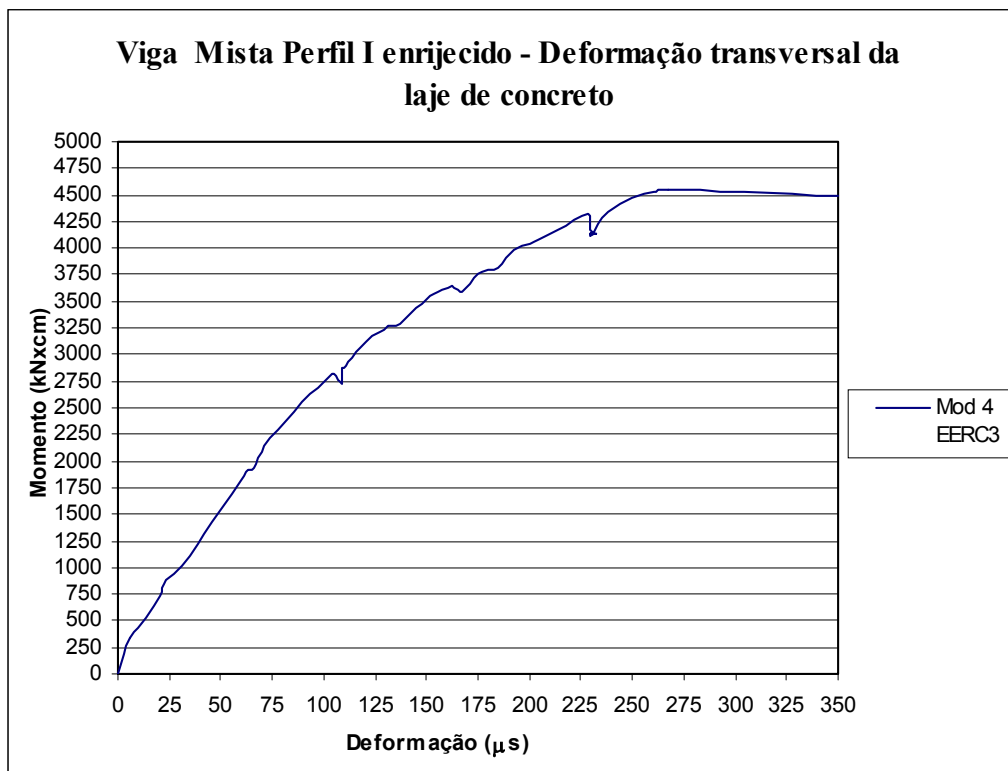


Figura 4.11 – Momento fletor x deformação transversal na laje de concreto

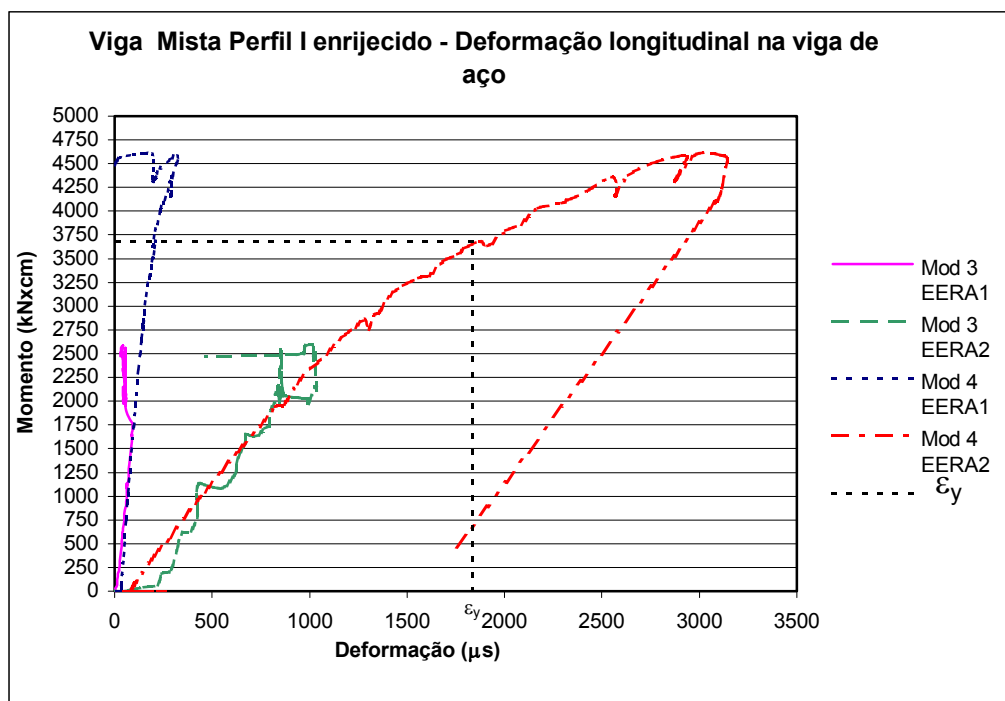


Figura 4.12 – Momento fletor x deformação longitudinal na viga de aço

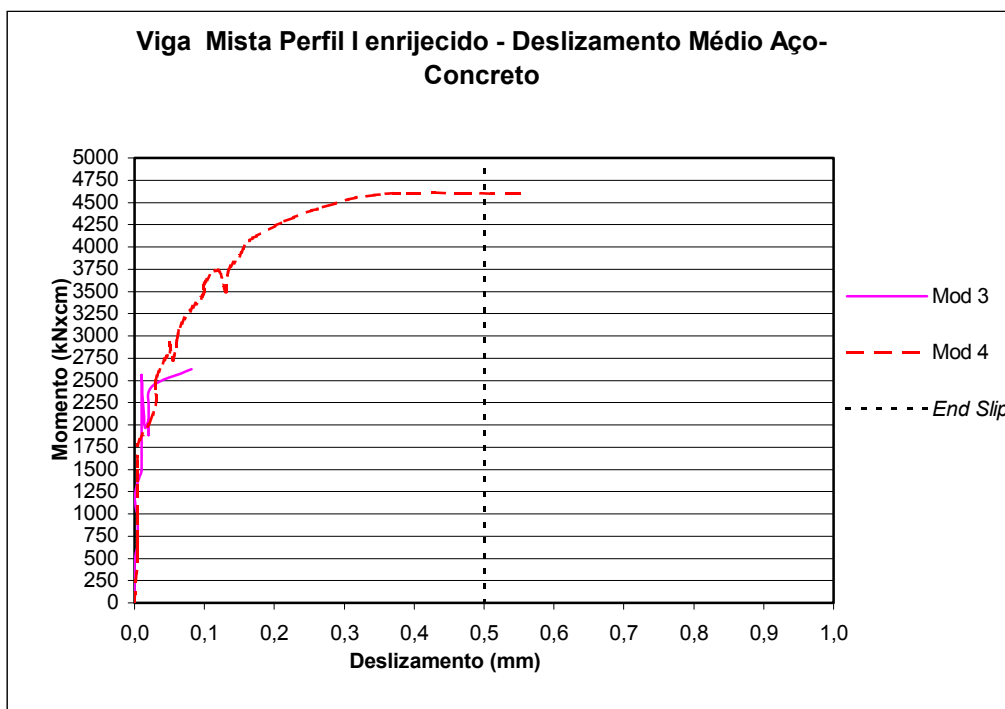


Figura 4.13 – Momento fletor x deslocamento relativo na interface aço-concreto

b) Perfil Caixa:

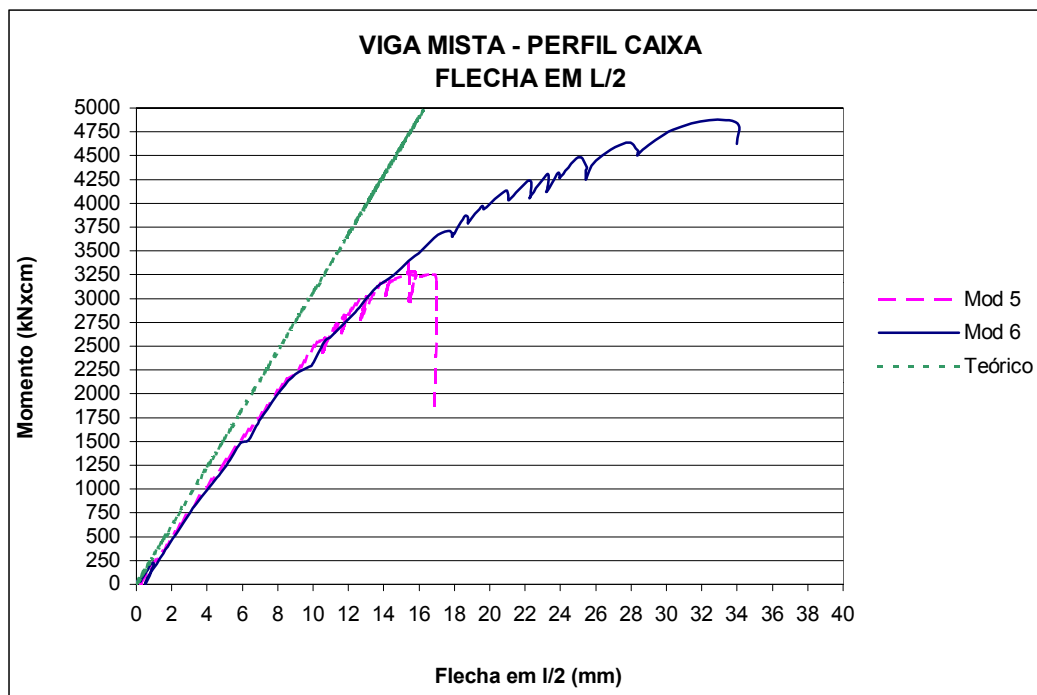


Figura 4.14 - Momento fletor x flecha meio do vão

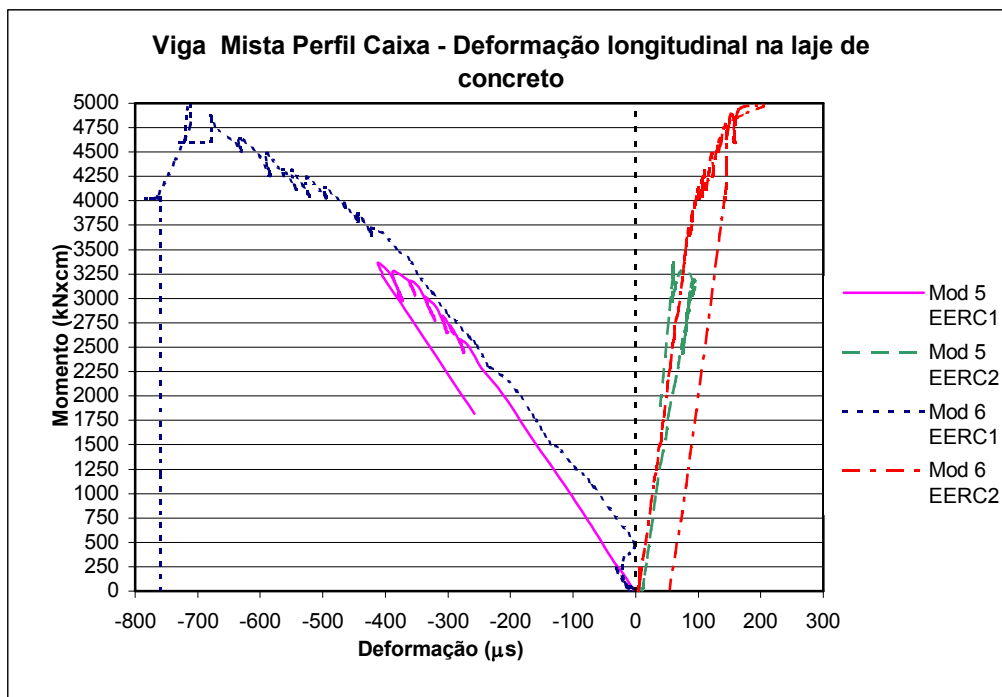


Figura 4.15 - Momento fletor x deformação longitudinal na laje de concreto.

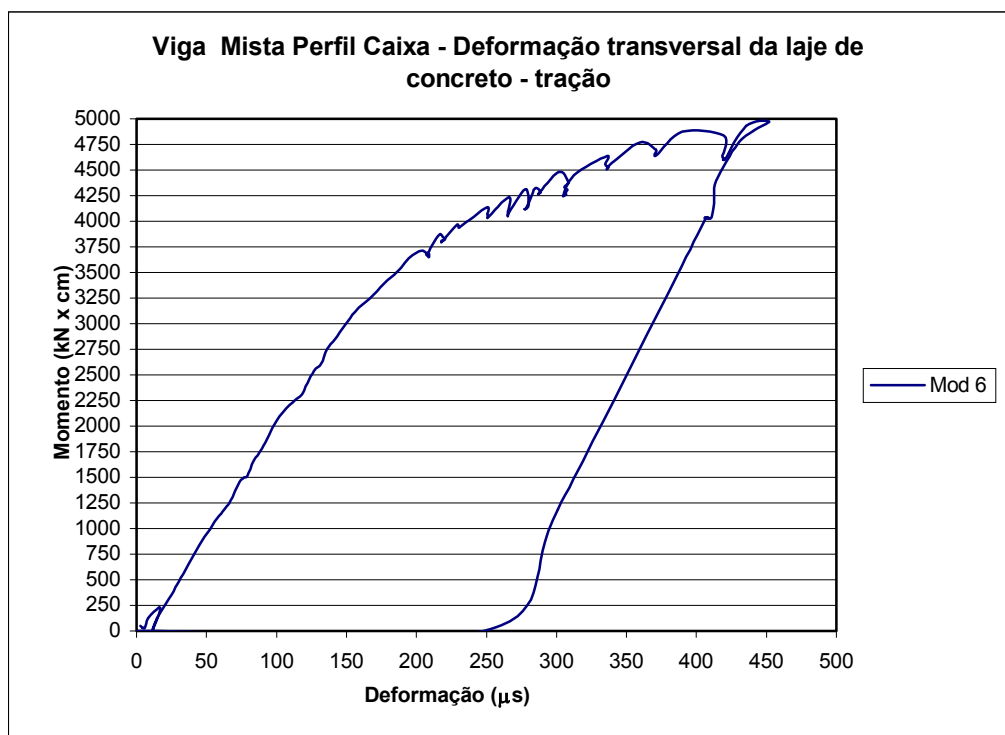


Figura 4.16 - Momento fletor x deformação transversal na laje de concreto.

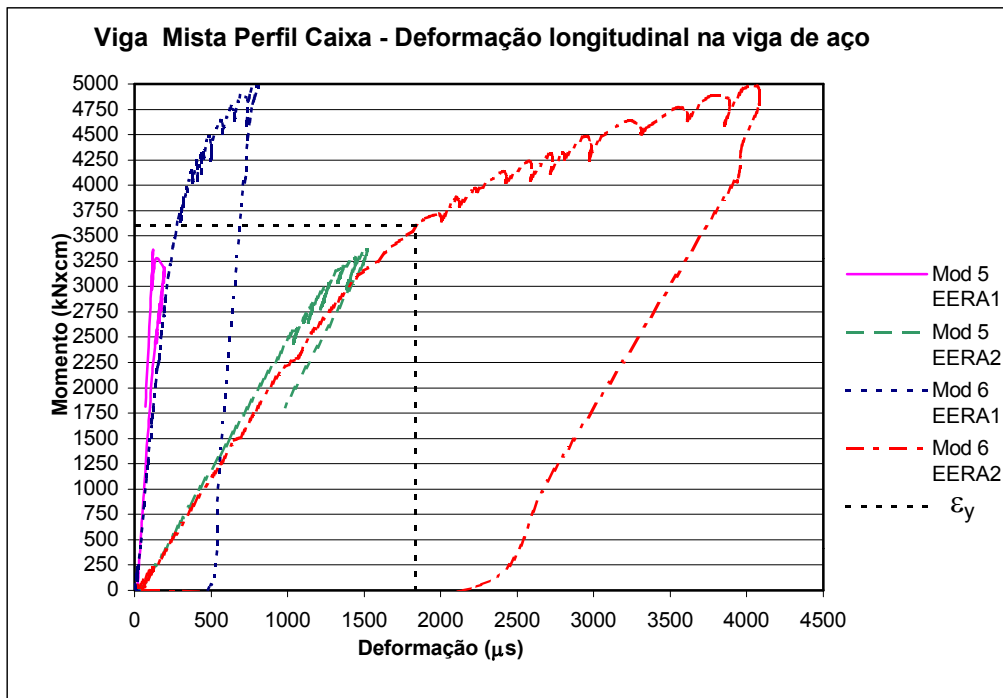


Figura 4.17 - Momento fletor x deformação na viga de aço

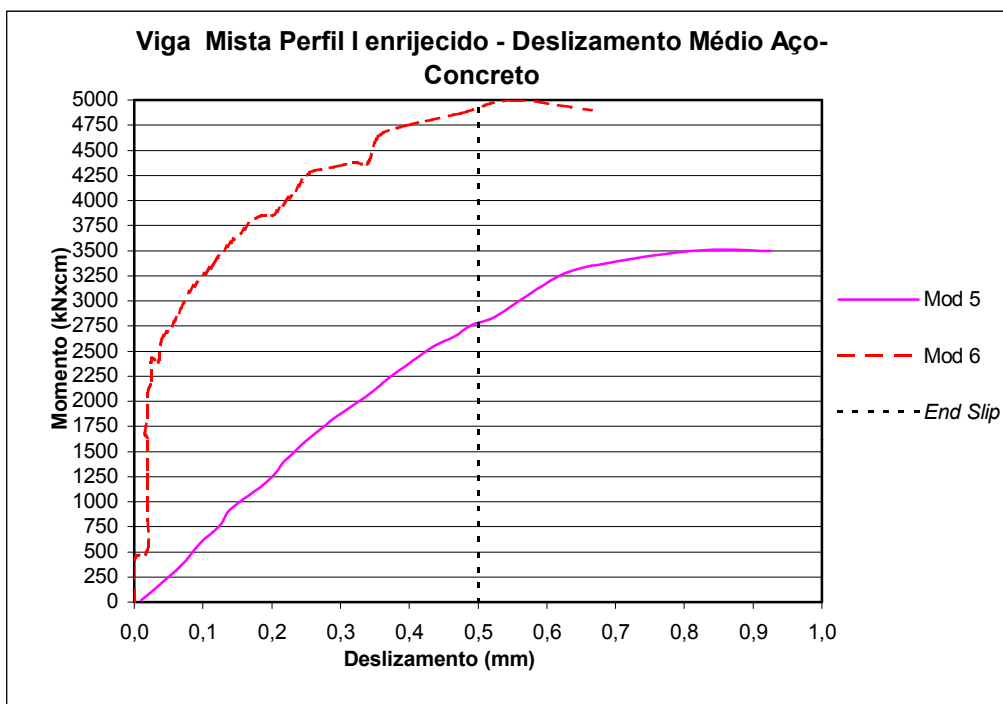


Figura 4.18 - Momento fletor x deslocamento relativo na interface aço-concreto



A figura 4.19 apresenta um comparativo entre as vigas de aço e as vigas mistas.

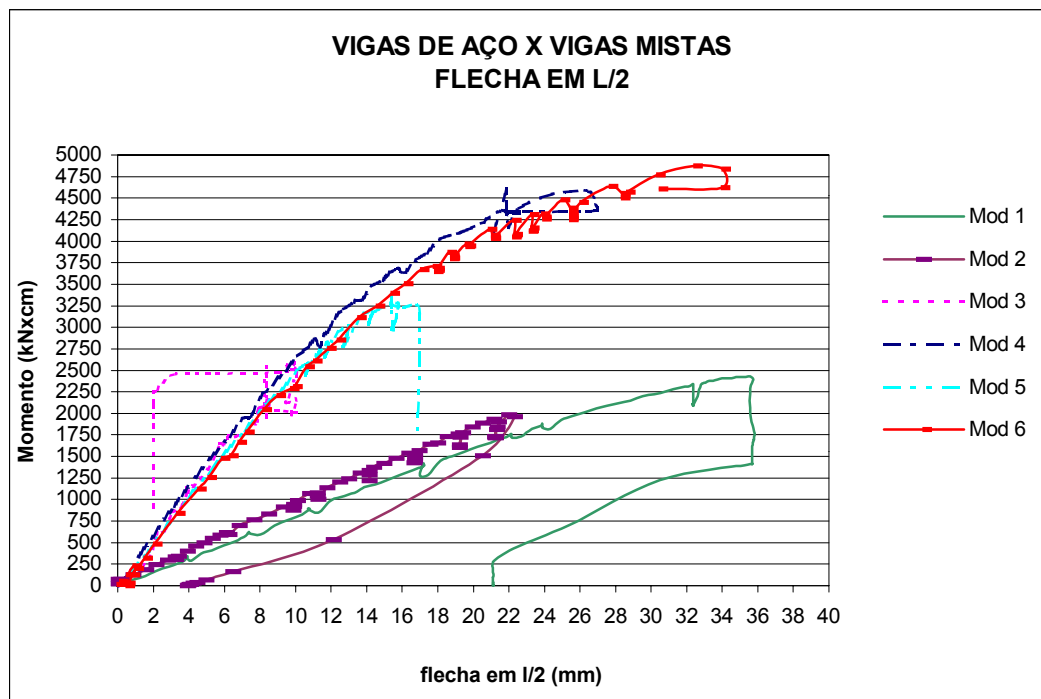


Figura 4.19- Comparação entre as vigas de aço X vigas mistas

#### 4.4.3- Análise dos Resultados:

Comparando entre si os resultados apresentados pelos modelos de mesma seção transversal (modelos 3 e 4 e modelos 5 e 6), pode-se verificar nas figuras 4.9 a 4.18 que há uma grande diferença nos valores experimentais dos momentos últimos de um modelo para outro. Esta diferença pode ser explicada parcialmente pela considerável variação observada na qualidade do concreto empregado no capeamento da pré-laje (figura 3.9). Esta qualidade diz respeito principalmente às irregularidades dimensionais e problemas verificados por falta de vibração do concreto quando da fabricação dos modelos. Conforme tabela 3.4, houve também uma grande variação na espessura da laje de concreto ao longo do comprimento de um mesmo modelo e também entre modelos, o que prejudicou uma melhor interpretação e comparação dos dados.

Outra explicação para as diferenças observadas diz respeito ao sistema de aplicação de carga. Para os modelos 3 e 5 a carga foi aplicada sobre toda a largura da laje. Verificou-se que este tipo de aplicação de carga poderia estar comprometendo o ensaio, provocando o estado limite último (E.L.U.) caracterizado pela abertura de fissura longitudinal na face superior da laje de concreto. Passou-se então a aplicar o carregamento somente na faixa da laje que estava apoiada sobre a mesa da viga (modelos 4 e 6). Com esta mudança observou-se que os modelos atingiram o E.L.U. em um nível de carregamento mais elevado.

Apesar da baixa qualidade das lajes, pode-se perceber através das figuras 4.9 e 4.14 que nas primeiras etapas de carregamento o comportamento da viga mista em perfil formado a frio ficou bem similar ao comportamento teórico prescrito das vigas mistas tradicionais. Observa-se que a tangente na origem foi obtida a partir da análise elástica simplificada, apresentada em 2.2.2.

As figuras 4.10, 4.12, 4.15 e 4.17 comprovam que a linha neutra plástica (LNP) ficou situada na laje de concreto, conforme cálculo inicial.

Em serviço assume-se para o “*end slip*” o valor de 0,5 mm. Na ruptura em ensaio, adota-se o valor de 1,5 mm. A figura 4.13 mostra que os deslocamentos relativos entre a laje de concreto e a viga de aço dos modelos 3 e 4 foram desprezíveis, estando em regime de serviço. Para os modelos 5 e 6, figura 4.18, os deslocamentos resultaram um pouco maiores porém aquém do regime de ruptura do sistema.

A foto 4.7 ilustra o modo de ruptura do concreto junto aos conectores de todos os modelos ensaiados. Pode-se observar nitidamente a ruína do concreto por esmagamento ou fendilhamento. Este modo de ruptura ocorreu no limiar da fissuração observada na direção longitudinal da face superior dos modelos, fotos 4.8, 4.9 e figura 4.20, no entanto não prevista no comportamento das vigas mistas.



Foto 4.7- Conectores de cisalhamento após ensaio das vigas mistas

Apesar da mudança em parte do aparelho de aplicação de carga (elemento de contato com a laje de concreto), conforme descrito anteriormente, em todos os ensaios o estado limite último foi caracterizado pela ocorrência, quase que instantânea, de fissuração longitudinal ao longo do modelo e da ruína do concreto por esmagamento junto a alguns conectores.



Foto 4.8- Ruptura do concreto no modelo 3.



Foto 4.9- Ruptura do concreto no modelo 6.

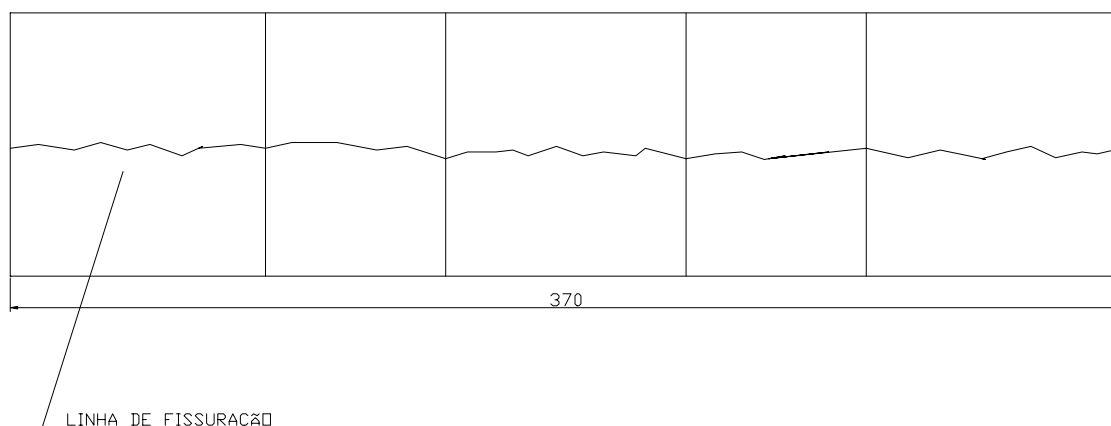


Figura 4.20- Fissura típica observada nos ensaios de viga mista.

Este tipo de ruptura pode ser explicado pela falta de continuidade da armadura positiva da pré-laje, que desempenharia também função de armadura de cisalhamento transversal à viga mista. Segundo a NBR 8800 [1], a armadura de cisalhamento posicionada na face inferior da laje de concreto e transversalmente à viga de aço não deve apresentar uma taxa menos que 0,5%, podendo-se usar espaçamento uniforme ao longo do vão. Nas lajes de edifícios, dimensionadas à flexão, a taxa de armadura é da ordem de 0,25%, ou seja, metade do estipulado por norma. Este valor foi considerado para a definição da armadura transversal inferior das lajes [3].

A figura 4.21 apresenta a disposição da armadura das vigas mistas ensaiadas.

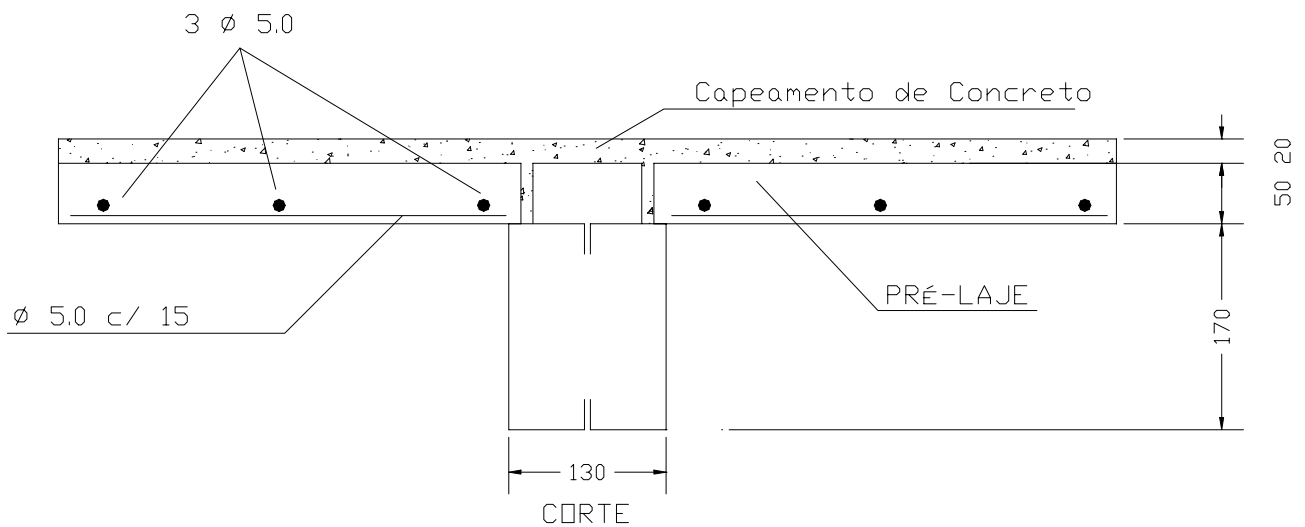


Figura 4.21- Disposição da armadura das vigas mistas

Para os modelos 4 e 6, além da fissura longitudinal na face superior, foram identificadas fissuras também na face inferior da pré-laje, confirmando o modo de ruptura típico de esmagamento ou fendilhamento do concreto (fotos 4.10 e 4.11 e figura 4.22).

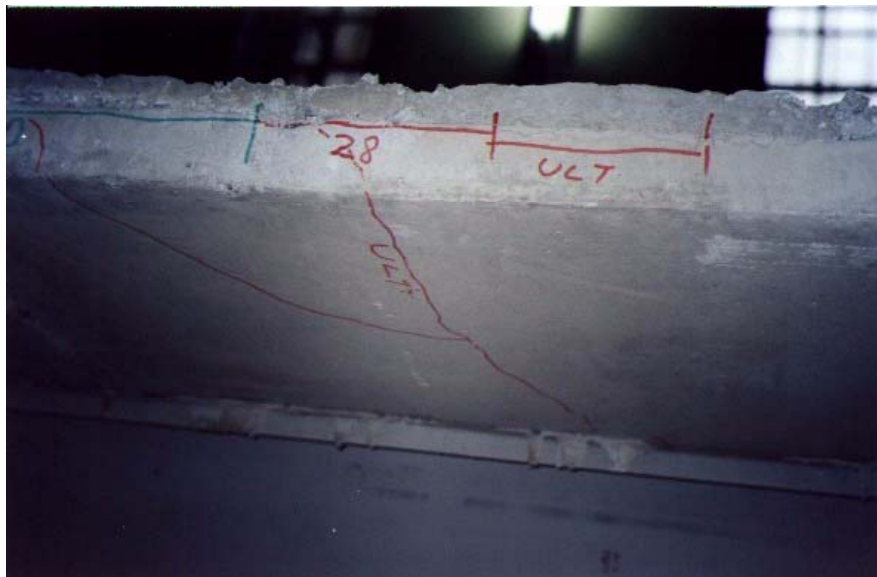


Foto 4.10- Fissuras na face inferior da pré-laje (Modelo 4).

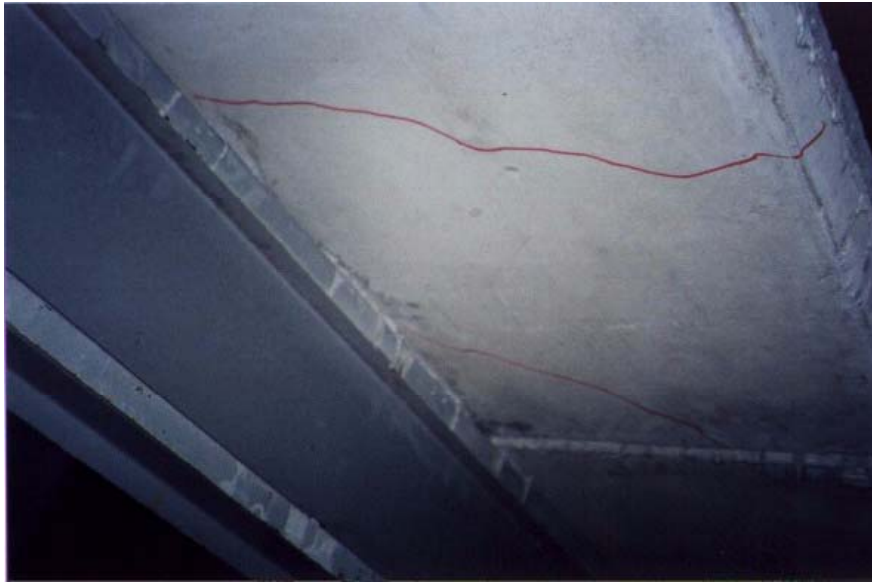


Foto 4.11- Fissuras na face inferior da pré-laje (Modelo 4).

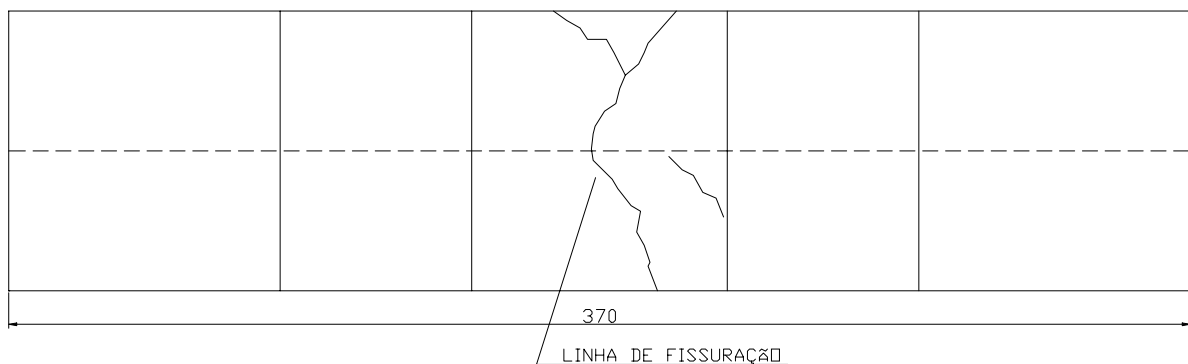


Figura 4.22- Fissuras na face inferior da pré-laje, modelos 4 e 6.

Foi verificado que, quando próximo da ruptura, o capeamento da laje se desprendia da pré-laje. As fotos 4.12 e 4.13 apresentam em detalhe a separação ocorrida.





Foto 4.12- Detalhe da separação entre o capeamento e a pré-laje na extremidade da viga.

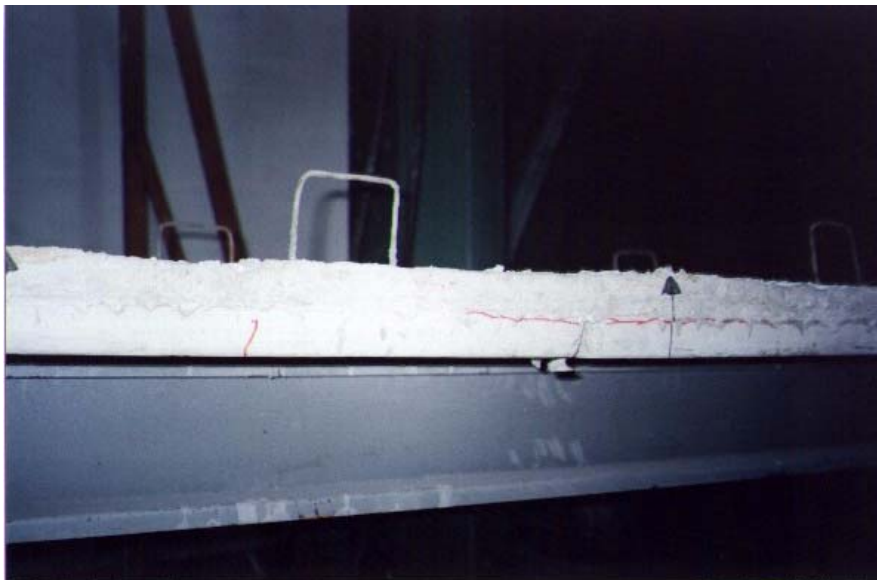


Foto 4.13- Detalhe da separação entre o capeamento e a pré-laje ao longo do vão.



Observando-se as figuras 4.10, 4.12, 4.15 e 4.17, quando são apresentadas as deformações alcançadas pelo aço e pelo concreto, pode-se observar que de fato ocorreu a consideração de viga não esbelta ( $h/t \leq 3,5\sqrt{E/f_y}$ ). Nota-se que ocorreu a ruptura do concreto e o escoamento do aço. Para o concreto a deformação específica quando da ruptura é de  $733 \mu\epsilon$  e para o aço a deformação específica no escoamento é de  $1.820 \mu\epsilon$ . Neste caso, foi também confirmada a hipótese de interação completa.

A tabela 4.6, apresenta um resumo comparativo entre os resultados dos ensaios e os resultados teóricos.

Tabela 4.6 – Resistências experimentais e teóricas dos modelos.

Modelo	$M_{u \text{ exp}}$ (kN x cm)	$M_{n \text{ teó}}$ (kN x cm)	$M_{u \text{ exp}}/ M_{n \text{ teó}}$
Mod 3	2600	6291	0,41
Mod 4	4590	6729	0,68
Mod 5	3360	6300	0,53
Mod 6	4900	6765	0,72

A tabela 4.7 apresenta um comparativo entre os resultados das vigas de aço e das vigas mistas.

Tabela 4.7 – Comparação entre as vigas mistas e as vigas de aço.

<b>Perfil I enrijecido</b>				
Modelo	$M_{u \text{ exp}}$ (kN x cm)	Flecha (mm) (Para 1962 kN x cm)	$M_{u(\text{mista})}/M_{u(\text{aço})}$ (Experimental)	$\delta_{(\text{aço})}/\delta_{(\text{mista})}$
2	1861	22,33	-	-
3	2600	7,85	1,39	2,84
4	4590	7,85	2,47	2,84
<b>Perfil Caixa</b>				
Modelo	$M_{u \text{ exp}}$ (kN x cm)	Flecha (mm) (Para 2425 kN x cm)	$M_{u(\text{mista})}/M_{u(\text{aço})}$ (Experimental)	$\delta_{(\text{aço})}/\delta_{(\text{mista})}$
1	2436	35,31	-	-
5	3360	10,5	1,37	3,36
6	4900	10,5	2,01	3,36

Nota-se nas tabelas 4.6 e 4.7 que, em relação às vigas de aço, houve um ganho de resistência e rigidez considerável (de 39 a 147%) nos modelos de viga mista, apesar de a resistência última do sistema misto ter ficado bem inferior ao esperado teoricamente. Mesmo assim, as resistências obtidas apresentaram-se superiores aos valores dos momentos solicitantes de cálculo que têm sido determinados quando das análises das estruturas dos edifícios de até quatro pavimentos em perfis formados a frio, tal como os prédios padrão COHAB-MG.

A grande diferença nos valores experimentais dos momentos últimos de um modelo para outro, quando iguais entre si, pode ser explicada parcialmente pela considerável variação observada na qualidade do concreto empregado no capeamento da pré-laje. Como já explicado anteriormente, esta qualidade, que ficou a desejar, diz respeito principalmente às irregularidades dimensionais e problemas verificados por falta de vibração do concreto quando da fabricação dos modelos, devendo-se também levar em conta a grande variação na espessura da laje de concreto ao longo do comprimento de um mesmo modelo e também entre modelos.

Outra explicação para as diferenças observadas diz respeito ao sistema de aplicação de carga, conforme foi explicado no item 4.4.3.

A considerável diferença entre a resistência prevista teoricamente e as resistências obtidas experimentalmente pode ser explicada pelo conjunto de ocorrências anteriormente citadas e também pela falta de continuidade da armadura positiva da pré-laje, que desempenharia também função de armadura de cisalhamento transversal à viga mista. A falta desta armadura, em conjunto com os demais fatores, precipitaram a ocorrência do modo de colapso observado nos modelos, típico de esmagamento ou fendilhamento do concreto.

Por outro lado, deve-se considerar que a formulação para o dimensionamento dos modelos de vigas mistas foi adotada da NBR8800 [1], a qual é específica

para o projeto de vigas mistas com perfis soldados ou laminados e laje maciça de concreto moldado “in loco”.

Observando-se os valores das deflexões no centro do vão dos modelos ensaiados apresentados na tabela 4.7, pode-se verificar o considerável aumento de rigidez dos modelos de vigas mistas em relação aos modelos de vigas de aço, tendo sido obtidos ganhos de 184% a 236%.

Em todos os casos de modelos, os perfis caixa apresentaram sempre resistências superiores aos perfis I, indicando um melhor desempenho quando empregados como vigas de aço ou quando utilizados como vigas mistas aço-concreto.

## **CAPÍTULO 5**

### **CONCLUSÕES E SUGESTÕES**

#### **5.1- INTRODUÇÃO**

Os objetivos pretendidos inicialmente para essa pesquisa consistiram no desenvolvimento de uma análise teórica-experimental sobre a resistência e o comportamento estrutural de conectores de cisalhamento e de vigas mistas aço-concreto utilizando-se os perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas, envolvendo os seguintes itens:

- laje em concreto pré-moldado (pré-laje);
- conectores rebite com rosca interna e parafuso sextavado;
- conectores “U” formados a frio, com espessura ainda não testada.

Com esta pesquisa pretendia-se ampliar as informações referentes a conectores em perfil U formado a frio – neste caso fabricados com chapa de 3,0mm, além de propor uma inovação tecnológica, uma vez que foi investigado o emprego de pré-lajes em vigas mistas e a viabilidade estrutural dos rebites com rosca interna empregados como conectores de cisalhamento.

Pode-se afirmar que num aspecto geral estes objetivos foram alcançados, uma vez que conseguiu-se monitorar o comportamento estrutural e definir o momento exato do colapso de cada modelo ensaiado.

## 5.2- CONECTORES DE CISALHAMENTO

A utilização de conectores de cisalhamento em perfis formados a frio tem se tornado comum. Porém há grande dificuldade de avaliar a resistência nominal devido inexistência do assunto em normas técnicas.

Para contornar este problema alguns calculistas usam as expressões apresentadas em normas técnicas, mas que, entretanto, foram deduzidas para outros tipos de conectores e sob outras condições de aplicação.

Isto é comum para os conectores do tipo U em perfil formado a frio, onde a sua resistência nominal é, na maioria das vezes, determinada com base na expressão 2.1.a., substituindo-se as espessuras  $t_w$  e  $t_f$  pela espessura da chapa ( $t$ ). Os ensaios que deram origem a essa expressão foram feitos para concreto com densidade normal (acima de  $2.200 \text{ kg/m}^3$ ) e  $f_{ck}$  entre 20MPa e 28MPa.

Os modelos constituídos por conectores em perfis U formados a frio tiveram seu modo de ruptura iniciado por escoamento (deformação plástica) do conector, seguida de ruptura do concreto. Este tipo de ruptura se deu segundo os dois modos distintos:

- a) Nos modelos sem armadura no concreto, o colapso ocorreu inicialmente com escoamento do aço do conector e posterior ruptura frágil do concreto.
- b) Nos modelos em concreto armado, mesmo após o escoamento do conector, os mesmos absorveram carga até o aparecimento de fissuras nas lajes, posteriormente se deu o rompimento do concreto.

A princípio, os valores baseados na expressão citada anteriormente mostraram-se um pouco conservadores para os perfis U formados a frio, confirmando os resultados obtidos por Malite [3]. Entretanto, face à pequena quantidade de amostras, ainda não se pode propor nesta pesquisa uma nova formulação geral para conectores U formado a frio. Pode-se no entanto, confirmar que seja utilizada a expressão 2.1.a, porém substituindo as espessuras  $t_f$  e  $t_w$  pela espessura da chapa do conector.

Para os modelos constituídos por rebite com roca interna, a falha se deu devido à ruptura frágil do concreto dos modelos do grupo 5 (sem armadura) e devido ao esmagamento sem rasgamento da chapa da viga para os modelos do grupo 6 (com armadura). Apesar de a chapa da viga ter esmagado (novo estado limite), este tipo de conector mostrou-se viável para o uso nas vigas dos edifícios COHAB-MG, pois para estas, esperava-se uma resistência nominal de 32,00 kN por conector, e foi obtida uma resistência 9% maior para os modelos que apresentaram menor resistência. Entretanto deve-se avaliar o novo estado limite encontrado para tais vigas, ou seja, o esmagamento da chapa da viga de aço.

Em geral, verificou-se que a armadura pouco influenciou na resistência e na ductilidade dos conectores em perfis U simples, mas a presença desta armadura foi determinante nas respostas dos modelos com conectores rebite com rosca interna. Para este tipo de conector a armadura garantiu uma menor ductilidade ao sistema e fez com que a ruína acontecesse na chapa da viga.

Nota-se também que a posição do conector com relação ao fluxo de cisalhamento (posição normal ou invertida) mostrou uma influência considerável na resistência última da conexão. Para os conectores soldados em posição normal a resistência de cada modelo se apresentou consideravelmente maior.

### 5.3 VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO

Para os modelos de mesma seção transversal (modelos 3 e 4 e modelos 5 e 6), houve uma grande diferença nos valores experimentais dos momentos últimos de um modelo para outro. Esta diferença pode ser explicada parcialmente pela considerável variação observada na qualidade do concreto empregado no capeamento da pré-laje. Esta qualidade diz respeito principalmente às irregularidades dimensionais e problemas verificados por falta de vibração do concreto quando da fabricação dos modelos. Houve também uma grande variação na espessura da laje de concreto ao longo do comprimento de um mesmo modelo e também entre modelos, o que prejudicou uma melhor interpretação e comparação dos dados.

Outra explicação para as diferenças observadas diz respeito ao sistema de aplicação de carga. Para os modelos 3 e 5 a carga foi aplicada sobre toda a largura da laje. Foi verificado que este tipo de aplicação de carga poderia estar comprometendo o ensaio, provocando o estado limite último (E.L.U.) caracterizado pela abertura de fissura longitudinal na face superior da laje de concreto. Passou-se então a aplicar o carregamento somente na faixa da laje que estava apoiada sobre a mesa da viga (modelos 4 e 6). Com esta mudança observou-se que os modelos atingiram o E.L.U. em um nível de carregamento mais elevado.

Apesar da qualidade ruim das lajes, pode-se perceber que nas primeiras etapas de carregamento o comportamento da viga mista em perfil formado a frio ficou bem similar ao comportamento das vigas mistas tradicionais, quando se considera a análise elástica simplificada. Enquanto houve o efeito da aderência aço-concreto ao longo da mesa superior do perfil, os valores dos deslocamentos se mantiveram muito próximos daqueles determinados por meio da análise elástica.

Os resultados experimentais comprovaram que a linha neutra plástica (LNP) ficou situada na laje de concreto, conforme cálculo inicial.

Em serviço assume-se para o “*end slip*” o valor de 0,5 mm. Na ruptura em ensaio, adota-se o valor de 1,5 mm. Os deslocamentos relativos entre a laje de concreto e a viga de aço dos modelos 3 e 4 foram desprezíveis, estando em regime de serviço. Para os modelos 5 e 6, os deslocamentos resultaram um pouco maiores porém aquém do regime de ruptura do sistema.

Pode-se observar que a ruína do concreto ocorreu por esmagamento ou fendilhamento. Este modo de ruptura ocorreu no limiar da fissuração observada na direção longitudinal da face superior dos modelos, no entanto não prevista no comportamento das vigas mistas.

Apesar da mudança em parte do aparelho de aplicação de carga (elemento de contato com a laje de concreto), conforme descrito anteriormente, em todos os ensaios o estado limite último foi caracterizado pela ocorrência, quase que instantânea, de fissuração longitudinal ao longo do modelo e da ruína do concreto por esmagamento junto a alguns conectores.

Este tipo de ruptura pode ser explicado pela falta de continuidade da armadura positiva da pré-laje, que desempenharia também função de armadura de cisalhamento transversal à viga mista.

Para os modelos 4 e 6, além da fissura longitudinal na face superior, foram identificadas fissuras também na face inferior da pré-laje, confirmando o modo de ruptura típico de esmagamento ou fendilhamento do concreto.

Foi verificado que, quando próximo da ruptura, o capeamento da laje se desprendia da pré-laje.



Considerando-se as deformações alcançadas pelo aço e pelo concreto, pode-se concluir que de fato ocorreu a consideração de viga não esbelta ( $h/t \leq 3,5\sqrt{E/f_y}$ ). Neste caso, foi também confirmada a hipótese de interação completa.

Em relação às vigas de aço, houve um ganho de resistência e rigidez considerável (de 39 a 147%) nos modelos de viga mista, apesar de a resistência última do sistema misto ter ficado bem inferior ao esperado teoricamente. Mesmo assim, as resistências obtidas apresentaram-se superiores aos valores dos momentos solicitantes de cálculo que têm sido determinados quando das análises das estruturas dos edifícios de até quatro pavimentos em perfis formados a frio, tal como os prédios padrão COHAB-MG.

A grande diferença nos valores experimentais dos momentos últimos de um modelo para outro, quando iguais entre si, pode ser explicada parcialmente pela considerável variação observada na qualidade do concreto empregado no capeamento da pré-laje.

A considerável diferença entre a resistência prevista teoricamente e as resistências obtidas experimentalmente pode ser explicada pelo conjunto de ocorrências anteriormente citadas e também pela falta de continuidade da armadura positiva da pré-laje, que desempenharia também função de armadura de cisalhamento transversal à viga mista. A falta desta armadura, em conjunto com os demais fatores, precipitaram a ocorrência do modo de colapso observado nos modelos, típico de esmagamento ou fendilhamento do concreto.

Por outro lado, deve-se considerar que a formulação para o dimensionamento dos modelos de vigas mistas foi adotada da NBR8800, a qual é específica para o

projeto de vigas mistas com perfis soldados ou laminados e laje maciça de concreto moldado “in loco”.

Através dos valores das deflexões no centro do vão dos modelos ensaiados, pode-se verificar o considerável aumento de rigidez dos modelos de vigas mistas em relação aos modelos de vigas de aço, tendo sido obtidos ganhos de 184% a 236%.

Em todos os casos de modelos, os perfis caixa apresentaram sempre resistências superiores aos perfis I, indicando uma melhor performance quando empregados como vigas de aço puras ou quando utilizados como vigas mistas aço-concreto.

Reportando à conclusão de Malite [3], pode-se afirmar que a utilização de vigas mistas constituídas por perfis formados a frio é viável sob o ponto de vista estrutural, não apresentando diferenças significativas de comportamento se comparadas às vigas mistas tradicionais, ou seja, às constituídas por perfis laminados e soldados. No entanto, deve-se ressaltar que esta conclusão se fez com a utilização de laje de concreto moldada in loco. No caso de pré-laje, deve-se tomar o cuidado de se obter o concreto de capeamento com as mesmas qualidades de concretagem e acabamento superficial que aquelas empregadas no concreto da pré-laje, não devendo-se esquecer também da armadura transversal de cisalhamento.

O modo de falha por flambagem lateral com torção observado no modelo de viga I de aço não ocorreu nos ensaios de vigas mistas, confirmando a hipótese de que o concreto confere travamento contínuo à mesa superior (comprimida) do perfil.

Para a continuidade da pesquisa, são sugeridos os seguintes estudos:

- 1 - ensaiar outros modelos nos quais sejam evitadas todas as falhas ocorridas com os modelos testados nesta pesquisa, tais como a qualidade do concreto do capeamento e a falta de uma armadura de cisalhamento;
- 2 - ensaiar modelos de vigas mistas nos quais sejam empregados os rebites com rosca interna e parafusos sextavados.
- 3 - avaliar os resultados considerando-se a plastificação parcial dos perfis formados a frio;
- 4 - validar a metodologia de ensaio “push-out” para o ensaio com perfil formado a frio.

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1- Classificação dos grupos de modelos .....	32
Tabela 3.2- Propriedades mecânicas do concreto determinadas por meio de ensaios em corpos de provas cilíndricos de 15x30 cm.....	33
Tabela 3.3- Modelos de viga de aço .....	35
Tabela 3.4- Modelos de vigas mistas.....	43
Tabela 4.1- Resistência nominal dos conectores .....	53
Tabela 4.2- Resumo dos resultados dos ensaios “push-out” .....	58
Tabela 4.3- Resultados da análise experimental das vigas de aço.....	63
Tabela 4.4- Resistência nominal dos modelos, conforme NBR 8800.....	66
Tabela 4.6 – Resistências experimentais e teóricas dos modelos .....	80
Tabela 4.7 – Comparação entre as vigas mistas e as vigas de aço.....	80

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Planta arquitetônica e vista geral dos edifícios COHAB-MG .....	02
Figura 1.2 Alguns tipos de seções transversais .....	07
Figura 2.1 Exemplos de conectores usuais.....	11
Figura 2.2 Comportamento estrutural de conectores .....	12
Figura 2.3 Análise elástica simplificada. Propriedades da seção transformada .....	15
Figura 2.4 LNP na laje de concreto .....	19
Figura 2.5 Seção plastificada com LNP na mesa superior .....	20
Figura 2.6 Seção plastificada com LNP na alma.....	20
Figura 3.1 Modelos padronizados para ensaio “Push-out” ECCS e BS 5400 .....	25
Figura 3.2 Modelo para ensaio do tipo “push-out” com conector tipo U em posição normal.....	29
Figura 3.3- Modelo para ensaio do tipo “push-out” com conector tipo U em posição invertida .....	30
Figura 3.4- Modelo da viga para ensaio “push-out” constituído por rebite com rosca interna e parafuso .....	32
Figura 3.5- Modelos adotados para ensaio em vigas de aço .....	35

Figura 3.6- Esquema geral da montagem do ensaio.....	38
Figura 3.7- Detalhe da viga de aço e posicionamento dos conectores .....	42
Figura 3.8- Viga mista vista em planta .....	42
Figura 3.9- Detalhe da seção transversal da viga mista em perfil “caixa” apresentando as dimensões nominais da seção mista.....	43
Figura 3.10- Esquema geral da montagem dos ensaios de vigas mistas .....	47
Figura 3.11- Detalhe do posicionamento dos EER nas vigas mistas .....	49
Figura 4.1– Força x deslocamento do conector U formado a frio soldado, em posição invertida (Modelos do GRUPO 1) .....	54
Figura 4.2– Força x deslocamento do conector U formado a frio, soldado em posição invertida (Modelos do GRUPO 2) .....	55
Figura 4.3– Força x deslocamento do conector U formado a frio, soldado em posição normal (Modelos do GRUPO 3).....	55
Figura 4.4– Força x deslocamento do conector U formado a frio, soldado em posição normal (Modelos do GRUPO 4).....	56
Figura 4.5– Força x deslocamento do conector rebite com rosca interna e parafuso.(Modelos do GRUPO 5).....	56
Figura 4.6– Força x deslocamento do conector rebite com rosca interna e parafuso (Modelos do GRUPO 6).....	57

Figura 4.7 - Momento fletor x flecha meio do vão .....	64
Figura 4.8 - Momento fletor x deformações na seção central .....	64
Figura 4.9 - Momento fletor x Flecha no meio do vão (modelos 3 e 4) .....	67
Figura 4.10 – Momento fletor x deformação na longitudinal na laje de concreto.....	67
Figura 4.11 – Momento fletor x deformação transversal na laje de concreto.....	68
Figura 4.12 – Momento fletor x deformação longitudinal na viga de aço.....	68
Figura 4.13 – Momento fletor x deslocamento relativo na interface aço-concreto.....	69
Figura 4.14 - Momento fletor x flecha meio do vão x momento fletor.....	69
Figura 4.15 - Momento fletor x deformação longitudinal na laje de concreto.....	70
Figura 4.16 - Momento fletor x deformação transversal na laje de concreto.....	70.
Figura 4.17 - Momento fletor x deformação na viga de aço .....	71
Figura 4.18 - Momento fletor x deslocamento relativo na interface aço-concreto.....	71
Figura 4.19- Comparação entre as vigas de aço X vigas mistas.....	72

Figura 4.20- Fissura típica observada nos ensaios de viga mista .....	76
Figura 4.21- Disposição da armadura das vigas mistas .....	77
Figura 4.22- Fissuras na face inferior da pré-laje, modelos 4 e 6.....	78



## LISTA DE FOTOS

Foto 3.1 – Conectores com rebites com rosca interna e parafuso .....	29
Foto 3.2- Detalhe do sistema de aplicação de cargas.....	39
Foto 3.3- Esquema do ensaio, mostrando detalhe do sistema de apoios e da instrumentação utilizada. ....	39
Foto 3.4- Sistema de aquisição de dados. ....	40
Foto 3.5- Detalhe do sistema de ensaio viga mista “I enrijecido” (modelos 3 e 4) .....	49
Foto 3.6- Detalhe do sistema ensaio para viga mista “Caixa” (modelos 5 e 6). ....	50
Foto 3.7- Vista geral do sistema de aplicação de carga.....	50
Foto 4.1- Ruptura no modelo: concreto sem armadura e conector rebite com roca interna.....	59
Foto 4.2- Ruptura do concreto sem armadura .....	59
Foto 4.3- Deformação plástica do conector e posterior rompimento do concreto.....	60
Foto 4.4 – Configuração dos conectores após ensaio .....	60
Foto 4.5 – Perfil Caixa – deformação do tipo web clipping no ponto de aplicação da carga, após a ocorrência do EMSI .....	65
Foto 4.6 – Perfil I enrijecido – Flambagem lateral com torção (FLT).....	65

Foto 4.7- Conectores de cisalhamento após ensaio das vigas mistas .....	74
Foto 4.8- Ruptura do concreto no modelo 3 .....	75
Foto 4.9- Ruptura do concreto no modelo 6 .....	75
Foto 4.10- Fissuras na face inferior da pré-laje (Modelo 4).....	77
Foto 4.11- Fissuras na face inferior da pré-laje (Modelo 4).....	78
Foto 4.12- Detalhe da separação entre o capeamento e a pré-laje na extremidade da viga .....	79
Foto 4.13- Detalhe da separação entre o capeamento e a pré-laje ao longo do vão .....	79

## CAPÍTULO 6

### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800 – **Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios**. ABNT. Rio de Janeiro, 1986
  
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio**. Projeto de Norma aprovado em 29 de março de 2001 ABNT. Rio de Janeiro, 2001.
  
- [3] Malite, M. **Análise do Comportamento Estrutural de Vigas Mistas Aço-Concreto Constituídas por Perfis de Chapa Dobrada**. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Estruturas. São Carlos, 12 de julho de 1993
  
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas – **PNB-143 – Cálculo de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Leves**. ABNT. Rio de Janeiro, 1963.
  
- [5] American Iron and Steel Institute (AISI). **Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members**. Washington, DC, 1996.
  
- [6] Canadian Standards Association (CSA). **CAN – s136 – 94: Cold-Formed Steel Structural Members**. Toronto, 1994.
  
- [7] European Convention for Constructional Steelwork (ECCS). **Composite Structures. European Convention for Constructional Steelwork**. London, 1981.

- [8] American Iron of Steel Construction (AISC). **Load and Resistance Factor Design (LRFD)**. Chicago, 1999.
- [9] Fakury, Ricardo Hallal. Estruturas Metálicas II – Texto Didático Preliminar rev 3 – EE-UFGM, Belo Horizonte.
- [10] American Iron of Steel Construction (AISC). **Allowable Stress Design (ASD)**. Chicago, 1989.
- [11] British Standards Institution. **BS-5400, part 5 – Steel, Concrete and Composite Bridges: Code of Practice for Design of Composite Bridges**. London, 1979.
- [12] Bauer, Falcão. **Materiais de Construção 1**, Editora LTC – Livros Técnicos e Científicos. Rio de Janeiro, 1987.
- [13] Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6152 – **Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração de Materiais Metálicos, Métodos de Ensaio**. ABNT. Rio de Janeiro, 1980.
- [14] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118 – **Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado**. ABNT. Rio de Janeiro, 1978
- [15] Johnson, R. P. **Composite structures of steel and concrete**, Constrado Monographs, Granada Publishing V.1. London, 1975.