

Viga mista de aço e concreto constituída por perfil
formado a frio preenchido

Eng. Igor Avelar Chaves

Orientador: Prof. Associado Maximiliano Malite

Eng. Igor Avelar Chaves

**VIGA MISTA DE AÇO E CONCRETO CONSTITUÍDA POR
PERFIL FORMADO A FRIO PREENCHIDO**

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

Orientador: Prof. Associado Maximiliano Malite

SÃO CARLOS

Janeiro de 2009

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

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

C512v Chaves, Igor Avelar
Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido / Igor Avelar Chaves ; orientador Maximiliano Malite. -- São Carlos, 2009.

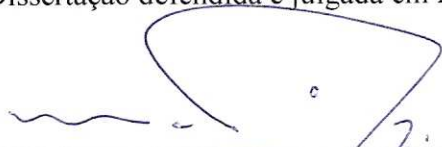
Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.

1. Estruturas de aço. 2. Vigas mistas de aço e concreto. 3. Perfis de aço formados a frio. 4. Conectores de cisalhamento. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

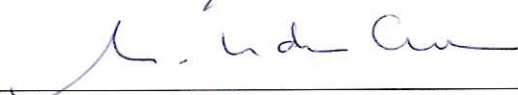
Candidato: Engenheiro **IGOR AVELAR CHAVES**

Dissertação defendida e julgada em 20/01/2009 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Associado **MAXIMILIANO MALITE (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO



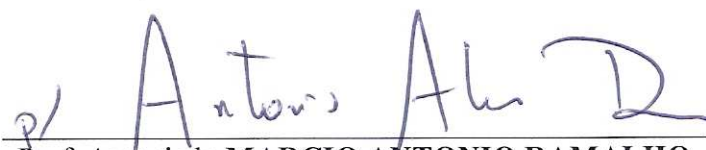
Prof. Dr. **ANA LUCIA HOMCE DE CRESCER ELDEBS**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO



Prof. Dr. **JOSE LUIZ RANGEL PAES**
(Universidade Federal de Viçosa/UFV)

APROVADO



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



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

Agradecimentos

Ao dom da vida.

Aos meus pais Rubens Chaves de Oliveira e Doris Magna Avelar de Oliveira, aos meus irmãos Thiago e Arthur. Que sempre estiveram comigo ao longo de todos os desafios superados.

Aos meus familiares os quais sempre, com muito carinho, me deram apoio e forças para vencer as várias etapas da vida.

À Carolina Martins de Carvalho Hermsdoff, a qual contribuiu não somente com amor, mas também com uma consideração em nível de irmão. Seguindo meus passos durante anos, é responsável pela pessoa que sou hoje.

Ao Francisco Nascimento, querido amigo e professor de música. Que com sabedoria soube ensinar mais do que notas, acordes e arranjos. Construindo valores que irei carregar para sempre.

Ao professor Dr. José Luiz Rangel Paes pelos anos de orientação em iniciação científica durante a graduação que, com muita dedicação e excelência, formou mais do que um engenheiro. Formou caráter.

Ao respeitado professor Dr. Maximiliano Malite, não somente por ter me orientado brilhantemente durante este trabalho, mas também por ter me direcionado ao meio acadêmico o qual tenho hoje imenso prazer de estar inserido.

A todos os demais professores, funcionários, alunos e técnicos do departamento de estruturas que com muita atenção e amizade me auxiliaram a desenvolver este estudo proporcionando um excelente ambiente de trabalho.

À USIMINAS, intermediada pela FIPAI, e CNPq pelos recursos financeiros concedidos.

À FAPESP, pelo apoio financeiro destinado a realização das análises experimentais.

Resumo

CHAVES, I. A. (2009). *Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

As vigas mistas de aço e concreto têm sido amplamente empregadas em edifícios e pontes, havendo ampla investigação teórica e experimental a respeito da utilização de perfis laminados e soldados e conectores de cisalhamento compatíveis com esses perfis, como por exemplo, o conector tipo pino com cabeça (*stud bolt*) e perfil U laminado. No âmbito dos perfis formados a frio, a utilização do sistema misto ainda é incipiente, necessitando de investigações mais aprofundadas a respeito do comportamento estrutural e a adequação dos modelos de cálculo adotados para vigas mistas em perfis laminados e soldados. No Brasil, a ampla disponibilidade de aços planos tem impulsionado o emprego do sistema misto constituído por perfis formados a frio em edifícios de pequeno porte, porém, mediante concepções clássicas, o que não conduz a um aproveitamento mais racional do sistema. Neste trabalho foi investigado um sistema não-convencional de vigas mistas em perfil cartola leve preenchido com concreto, cuja conexão com a laje foi feita mediante duas soluções: conectores do tipo alça em barra chata soldados ao perfil e conectores do tipo alça em barra redonda soldados ao perfil. Foi feita avaliação do comportamento estrutural da conexão aço-concreto, via ensaios de cisalhamento direto (*push-out tests*), e ensaios em vigas mistas simplesmente apoiadas para avaliação da região de momento fletor positivo. Os conectores de cisalhamento apresentaram ductilidade e resistência compatíveis com as vigas mistas analisadas, e as respostas de rigidez e resistência à flexão para uma condição de interação completa comprovam que a hipótese de plastificação total da seção descreve com precisão o comportamento estrutural do sistema proposto.

Palavras-chave: Estruturas de aço; Vigas mistas de aço e concreto; Perfis de aço formados a frio; Conectores de cisalhamento.

Abstract

CHAVES, I. A. (2009). *Composite steel and concrete beam constituted by filled cold-formed steel section*. M.Sc Dissertation – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2009.

The composite steel and concrete beams have been largely applied in buildings and bridges constructions, having also a large amount of theoretical and experimental investigations about the use of hot-rolled and welded shapes and shear connectors that are compatible with these members, as for an example, the stud bolt and channel connectors. In the cold-formed steel sections scope, the use of a composite steel and concrete solution is still premature, what makes necessary a higher degree of a structural behavior investigation and the adequacy of the theoretical solutions proposed, also for the composite steel and concrete hot-rolled and welded shapes. In Brazil, the high availability of steel sheets has pushed the employee of the composite system of cold-formed steel in small and mid-height buildings, however, because of classical conceptions, it doesn't lead too a more rational use of the system. It was investigated in this work a non-conventional lightweight composite system formed by hat-shaped beams filled with concrete, witch connection with the slab was done by means of two solutions: arc-shaped connectors in flat bars welded too the section and arc-shaped connectors in round bars welded too the section. An analysis was conducted for evaluation of the structural behavior in the steel and concrete interface by push-out tests, and tests in simple two points supported beams for evaluation of the bending strength. The shear connectors showed ductility and resistance compatible with the analyzed composite beams and the stiffness and bending resistance responses for the given condition of full interaction showed that the full section plastification consideration describes with precision the structural behavior of the proposed system.

Key-words: Steel structures; Composite steel and concrete beams; Cold-formed steel sections; Shear connectors.

Sumário

1	Introdução	1
1.1	Motivação	1
1.2	Objetivo	2
1.3	Metodologia	2
2	Revisão Bibliográfica	3
2.1	Conectores de Cisalhamento	3
2.1.1	Histórico	3
2.1.2	Classificação dos Conectores	7
2.1.3	Procedimento de Ensaio - EUROCODE 4:2001	7
2.1.4	Procedimento de Ensaio - Conectores não Usuais	10
2.1.5	Fórmulas para Dimensionamento	11
2.2	Vigas Mistas de Aço e Concreto	12
2.2.1	Histórico	12
2.2.2	Propriedades das Vigas Mistas	19
2.2.3	Comportamento Estrutural	20
2.2.4	Transferência de Forças Internas	22
2.2.5	Largura Efetiva	25
2.2.6	Dimensionamento de Vigas Mistas Biapoiadas	26
3	Programa Experimental	29
3.1	Aspectos Gerais	29
3.2	Ensaio Push-Out	30

3.2.1	Dimensões dos Corpos-de-Prova	30
3.2.2	Instrumentação	32
3.2.3	Moldagem	32
3.3	Detalhamento das Vigas Mistas de Aço e Concreto	34
3.3.1	Descrição	34
3.3.2	Instrumentação	34
3.3.3	Moldagem	36
4	Modelagem Numérica	39
4.1	Elemento Finito Utilizado	39
4.2	Malha, Condições de Contorno e Aplicação do Carregamento	40
4.3	Relações Constitutivas Utilizadas	42
4.3.1	Aço do Perfil	42
4.3.2	Concreto	43
4.4	Aspectos da Análise Não-Linear	43
5	Resultados	45
5.1	Caracterização dos Materiais	45
5.1.1	Aço do Perfil e Conectores em Barra Chata	45
5.1.2	Concreto	46
5.2	Resultados Experimentais dos Ensaios de Cisalhamento Direto	48
5.3	Resultados Experimentais e Numéricos das Vigas Mistas	51
5.3.1	Força Máxima e Modo de Falha	51
5.3.2	Deformações Longitudinais na Seção Transversal no Meio do Vão	53
5.3.3	Deformações Das Rosetas	55
5.3.4	Deslocamentos Verticais	57
5.3.5	Deslizamento Relativo na Interface	59

5.3.6	Distribuição de Tensões nos Conectores	60
5.3.7	Avaliação Teórica da Resistência	60
6	Conclusões	65
7	Bibliografia Consultada	69
	Apêndice A – Scrypt Usado via Código ANSYS	79
	Apêndice B – Resultados: Ensaios Push-Out	91
	Apêndice C – Resultados: Ensaios em Vigas Mistas	105

1 Introdução

1.1 Motivação

As pesquisas em estruturas mistas de aço e concreto, na EESC-USP, foram iniciadas em 1990, época em que foi iniciada propriamente a pós-graduação na área de estruturas metálicas, com o desenvolvimento de vários trabalhos inspirados na então recente ABNT NBR 8800:1986 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios, norma essa que trouxe significativas mudanças conceituais e de procedimentos em relação à antiga NB-14:1958 (revista em 1968). Nessa mesma época também foram iniciados os estudos sobre os perfis de aço formados a frio, fruto da crescente demanda do mercado por esse produto, aliado à obsolescência da norma brasileira (NB-143:1967) e a conseqüente escassez de informações técnicas para projeto.

O interesse pelas estruturas mistas com perfis formados a frio veio como conseqüência natural das duas linhas de pesquisa então iniciadas, com o objetivo de investigar o comportamento estrutural de vigas mistas constituídas por perfis formados a frio e conectores também em perfis formados a frio, uma vez que os conectores destinados aos perfis laminados e soldados não são, em geral, compatíveis do ponto de vista estrutural e construtivo, com os perfis de parede fina. Em virtude da pequena gama de perfis laminados e ao custo relativamente elevado dos perfis soldados, o emprego de perfis formados a frio em edifícios de pequeno porte (até quatro ou cinco pavimentos) tem representado uma solução economicamente viável e, portanto, bem aceita no ramo da construção metálica.

As vigas mistas em perfis formados a frio apresentam particularidades em relação às vigas mistas em perfis laminados e soldados, que vão desde os conectores de cisalhamento até a reduzida capacidade de rotação da viga de aço.

No Brasil, o sistema misto de aço e concreto em perfis formados a frio tem sido adotado em edifícios habitacionais de interesse social, entretanto, seu emprego racional requer soluções que aliem eficiência estrutural e facilidade de execução, inclusive de proteção

contra fogo e corrosão. O sistema ora proposto, constituído por perfil cartola preenchido com concreto agrega tais fatores. As vigas podem ser apoiadas em pilares de aço ou de concreto, e as ligações rotuladas ou com continuidade.

1.2 Objetivo

Análise estrutural de um sistema não-convencional de viga mista em perfil formados a frio (seção cartola) preenchido com concreto, considerando duas soluções para conexão de cisalhamento: conectores do tipo alça em barra chata soldados ao perfil e conectores do tipo alça em barra redonda soldados ao perfil.

1.3 Metodologia

a) Conectores de cisalhamento

Para o estudo dos conectores de cisalhamento foi realizada uma investigação experimental, por meio de ensaios de cisalhamento direto (*push-out tests*) conduzidos com controle de deformação, em conectores do tipo alça em barra chata soldados ao perfil e do tipo alça em barra redonda soldados ao perfil. Conectores em perfil U laminado foram ensaiados para servirem de referência uma vez que são conectores pré-qualificados e de comportamento estrutural dúctil. Tais ensaios permitem avaliar a resistência e a ductilidade da conexão.

b) Vigas mistas de aço e concreto

Para o estudo das vigas mistas de aço e concreto, foi realizada uma investigação experimental juntamente com uma análise numérica empregando o programa ANSYS, visando analisar o comportamento estrutural das vigas mistas ensaiadas. Os conectores presentes nas vigas foram modelados de forma indireta, utilizando estratégia específica, usando para tal a consideração de que o grau de interação entre os materiais se manteve completo durante todo o ensaio.

Na parte experimental foram analisadas vigas mistas de aço e concreto simplesmente apoiadas, com conectores do tipo alça em barra chata soldados ao perfil e do tipo alça em barra redonda soldados ao perfil.

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Conectores de Cisalhamento

2.1.1 Histórico

Os primeiros estudos com conectores de cisalhamento foram realizados na Suíça, em parceria com o projeto chamado "Sistema Alpha". Nesse método de construção, a transferência de cisalhamento horizontal da laje de concreto para a viga de aço era garantida por meio de barras redondas com formato de hélice. A hélice, denominada de "conector espiral", era soldada no topo da mesa superior da viga de aço em pontos de contato ao longo do comprimento da viga, conforme ilustra a figura 1.

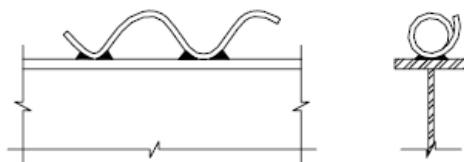


Figura 1: Primeiro conector proposto - conector espiral, Viest (1960).

Após as primeiras investigações desenvolvidas com conectores espirais, pesquisadores europeus direcionaram atenções a dois novos tipos de conectores: conectores feitos de barras de reforço na forma de ganchos ou presilhas e conectores rígidos feitos de barras retangulares de aço soldadas a viga de aço. Geralmente, esses dois tipos de conectores eram utilizados conjuntamente, com vistas a restringir o deslizamento horizontal na interface aço-concreto, bem como o de impedir o afastamento vertical entre viga e laje (*uplift*). A figura 2 ilustra os conectores rígidos utilizados na época.

Na Europa as pesquisas estavam voltadas para os conectores rígidos combinados com ganchos ou presilhas, enquanto os engenheiros americanos mostraram preferência em estudar os conectores flexíveis. As investigações experimentais incluíam conectores flexíveis feitos de aço laminado (a maioria dos testes eram feitos com perfis U) e conectores

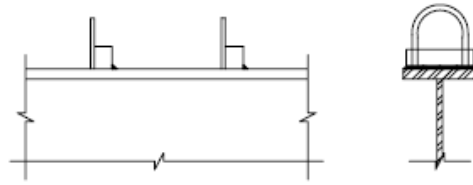


Figura 2: Conectores rígidos, Chapman (1964).

flexíveis do tipo *stud*. É importante salientar que estudos referentes aos conectores flexíveis do tipo *stud* se iniciaram em 1954 nas Universidades de Illinois e de Lehigh. Neste ano, muitos testes experimentais estáticos e de fadiga foram executados em espécimes utilizados em ensaios do tipo *push-out*, em vigas I, entre outros.

Também nesse período, foi mencionado em Viest (1960) que estudos teóricos com referência ao comportamento e resistência de vigas mistas aço-concreto foram desenvolvidos e, basicamente, seguiam as teorias aplicadas ao concreto armado. Após os estudos experimentais indicarem a ausência de interação completa entre laje de concreto e viga de aço, novas teorias foram apresentadas levando-se em consideração o escorregamento relativo entre os dois materiais.

A primeira teoria com base na análise elástica de vigas mistas se consolidou na Inglaterra, onde foram apresentadas equações para o cálculo das tensões na seção de aço e na seção de concreto, considerando-se apenas as tensões referentes à flexão. As equações são fundamentadas na teoria da seção transformada admitindo-se que o concreto não resiste aos esforços de tração. Admite-se distribuição linear de tensões na seção mista e na desconsideração de deslizamento relativo entre aço e concreto.

Após a execução de testes em vigas mistas com conectores de cisalhamento, concluiu-se que o deslizamento na interface aço-concreto é uma característica inerente ao comportamento do sistema, ou seja, a interação entre os materiais é de vital importância para uma boa eficiência estrutural. Portanto, a partir dessa consideração, várias teorias elásticas foram desenvolvidas e publicadas, levando-se em conta o efeito do escorregamento na distribuição de tensões e de deformações.

Os ensaios de cisalhamento direto mostraram que o deslizamento permitido pelo conector tem uma fase retornável e outra não. Essa fase não retornável, deslizamento residual, permanece baixa até que a máxima tensão no conector alcance a tensão de escoamento do aço. Após ter atingido esta tensão, o deslizamento residual aumenta rapidamente.

O comportamento dos conectores em ensaios de flexão de vigas mistas e cisalhamento direto possuem algumas diferenças. Em vigas mistas os conectores são solicitados indiretamente, sendo que a força no conector não é proporcional à força aplicada à viga, pois depende da rigidez dos vários componentes. Além disso, as tensões residuais no aço e a não linearidade do concreto tornam praticamente impossível determinar a força no conector por meio da medição das deformações longitudinais do aço e concreto, Bradford e Oehlers (1995).

Com base nos dois tipos de ensaios, em Slutter e Driscoll (1965) é proposta a equação empírica 2.1 para o cálculo da resistência de conectores U laminados embutidos em concreto de densidade normal.

$$Q_R = 0,116 \cdot (t_{fcs} + 0,5 \cdot t_{ws}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.1)$$

sendo:

Q_R é a resistência do conector U laminado em MPa;

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma em mm;

t_{ws} é a espessura da alma do conector em mm;

L_{cs} é o comprimento do conector em mm;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão em MPa.

Nesta mesma época, décadas de 50 e 60, pesquisadores europeus direcionaram suas pesquisas para os conectores feitos com barras em forma de ganchos e conectores rígidos constituídos por barras de aço retangulares e perfis laminados, Meier-Leibnitz (1941), Manning (1946), Graf (1951) apud Viest (1960). Os estudos referentes aos conectores tipo pino com cabeça foram iniciados em 1954. Em Viest (1956) são apresentados resultados de ensaios em conectores tipo pino com cabeça com o objetivo de investigar a influência da resistência do concreto, o espaçamento e o diâmetro dos conectores. Com esses ensaios notou-se que a resistência do conector aumenta proporcionalmente à raiz quadrada da resistência a compressão do concreto. Para conectores com diâmetro maior que 25 mm a resistência é proporcional ao quadrado do diâmetro do conector. Com essas observações foram propostas expressões empíricas para cálculo da resistência de conectores pino com cabeça. Expressões estas que serão descritas mais adiante no item 2.1.5.

Após 1960 as pesquisas a respeito dos conectores pino com cabeça continuaram, tendo como variáveis de interesse o tipo de concreto, por exemplo, o concreto leve, tipos

de laje, tipo de carregamento, número de conectores, entre outras.

Por meio de ensaios experimentais foi possível propor expressões empíricas para o cálculo da resistência de conectores pino com cabeça e perfil U laminado. Essas expressões podem ser encontradas em várias normas, BS 5400:1979, ABNT NBR 8800:2008, CAN/CSA-S16.1:1994, AASHTO:1996, EUROCODE 4:2001 e AISC:2005.

Em Leonhardt et. al. (1987) é apresentado um novo tipo de conector denominado *perfobond*. Esse conector é constituído de uma chapa de aço retangular com vários furos, apresenta grande resistência à fadiga e por isso é indicado para uso em pontes. Uma desvantagem desse conector é a dificuldade para o posicionamento da armadura inferior da laje, quando as barras de aço têm que passar por dentro das aberturas. As pesquisas sobre esse conector continuam em andamento principalmente no Departamento de Transporte da Universidade de Iowa e na Universidade das Forças Armadas de Munique (*Universität der Bundeswehr München*).

Em Veríssimo (2007) é apresentado o projeto e os resultados de ensaios de cisalhamento direto em um conector formado por uma chapa dentada, denominado CR, que se constitui em uma alternativa interessante ao *perfobond*, pois permite a passagem com facilidade das barras de armadura da laje. A figura 3 ilustra esses dois tipos de conectores.

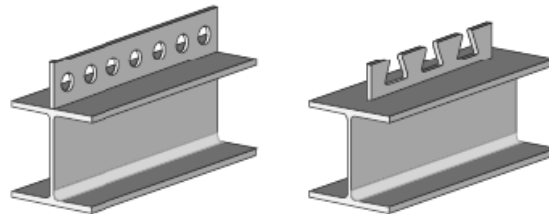


Figura 3: Conector *perfobond* e conector em chapa dentada, Veríssimo (2007).

Os resultados dos ensaios dos conectores em chapa dentada demonstraram que sua resistência é menor que um conector *perfobond* de dimensões similares. Tanto o *perfobond* como o conector CR possibilitam aumentar a resistência da conexão mediante a colocação de uma maior quantidade de armadura transversal. Em geral, os conectores em chapa contínua apresentam maior rigidez para cargas de serviço do que os *studs*.

A complexidade da análise multiaxial de tensões dificulta a elaboração de formulações analíticas referentes ao ensaio de cisalhamento direto, provável razão da utilização de expressões semi-empíricas para representar o comportamento dos conectores de cisalhamento.

Com a evolução dos microcomputadores e dos códigos de cálculo, a tentativa da análise multiaxial para as estruturas de um modo geral deixou de ser um problema, porém continua com algumas dificuldades.

2.1.2 Classificação dos Conectores

Os conectores de cisalhamento podem ser classificados como rígidos ou flexíveis, sendo esta classificação estabelecida de acordo com a resposta do conector à ação do fluxo de cisalhamento longitudinal que surge da ação mista entre o perfil de aço e a laje de concreto. Esta resposta pode ser traduzida por meio da relação entre a força no conector e o deslizamento relativo entre laje e viga, como ilustra a figura 4.

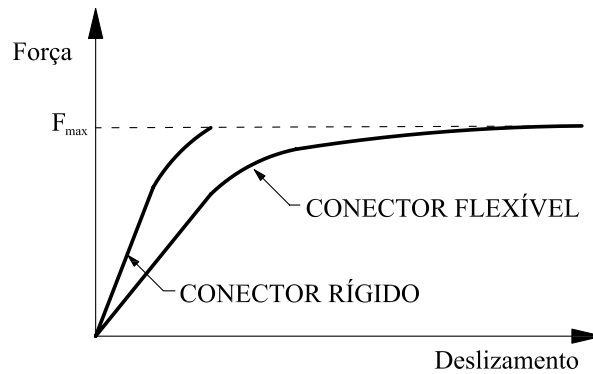


Figura 4: Relação força-deslizamento nos conectores.

Isto significa que um conector flexível sob carregamento crescente pode continuar a deformar-se mesmo após atingir a sua resistência máxima sem que haja ruptura, o que permite admitir que os conectores vizinhos passem a receber maior força de corte e também atinjam a sua capacidade total. Este processo de uniformização possibilita o uso de conectores igualmente espaçados sem que ocorra perda na resistência máxima da conexão.

2.1.3 Procedimento de Ensaio - EUROCODE 4:2001

Quando se deseja determinar as propriedades de um determinado tipo de conector que não esteja previsto nas normas, pode-se utilizar ensaios padronizados de cisalhamento direto *push-out tests*. No ensaio recomendado pelo EUROCODE 4:2001, um perfil I laminado é conectado a duas lajes de concreto armado por meio dos conectores que se pretende analisar. As lajes são apoiadas 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 em cada lado da laje. O esquema geral deste ensaio é mostrado na figura 5.

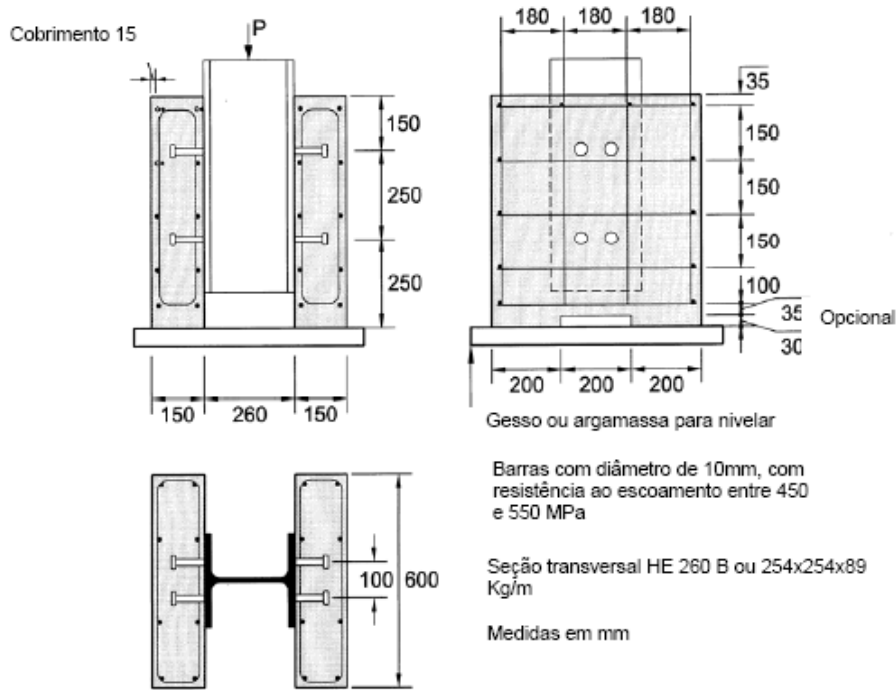


Figura 5: Esquema de ensaio de conectores, EUROCODE 4:2001.

O ensaio deve ser realizado da seguinte maneira:

1. inicialmente, aplicam-se incrementos de força até atingir 40% da força máxima esperada;
2. aplicam-se 25 ciclos de carregamento com força variando entre 5% e 40% da força máxima;
3. os incrementos de força após a fase cíclica devem ser aplicados de modo a não provocar ruptura antes de um período de 15 minutos;
4. o deslocamento relativo entre laje de concreto e viga de aço deve ser monitorado em todo o ensaio, desde o início do carregamento até que a força decresça em 20% do valor máximo.
5. deve-se também monitorar, próximo de cada grupo de conectores, a separação transversal entre a mesa do perfil central e a laje.

Para análise dos resultados dos ensaios de três corpos-de-prova nominalmente idênticos, cujas diferenças entre o resultado individual de cada modelo com os resultados médios não excedam a 10%, a resistência de cálculo do conector (Q_{Rd}) pode ser determinada pela equação 2.2. A máxima capacidade de deslizamento de um modelo deve ser tomado como o valor medido no incremento de carregamento característico, conforme mostrado na figura 6.

$$Q_{rd} = (f_u/f_{ut}) \cdot (Q_{Rk}/\gamma_{cs}) \leq Q_{Rk}/\gamma_{cs} \quad (2.2)$$

sendo:

f_u é o valor nominal da resistência à tração do aço;

f_{ut} é o valor experimental da resistência à tração do aço;

Q_{Rk} é o valor característico da resistência à tração do aço tomado como a menor resistência encontrada dos três ensaios reduzida em 10%;

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,25.

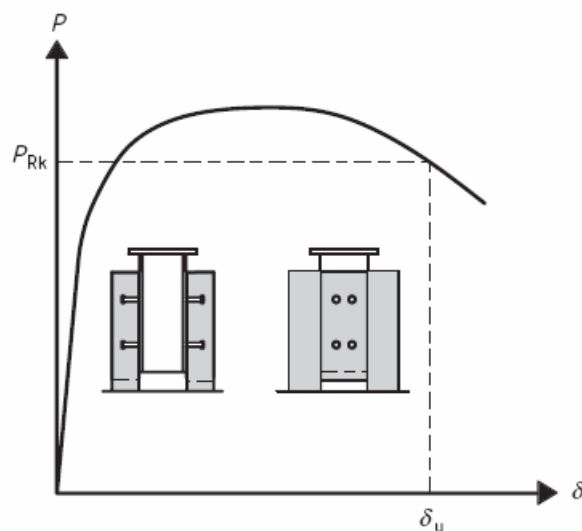


Figura 6: Determinação da capacidade de deslizamento, EUROCODE 4:2001.

Na figura 6, o parâmetro P_{Rk} apresentado pelo EUROCODE 4:2001 equivale ao Q_{Rk} .

O valor característico do deslizamento máximo δ_{uk} é o menor dos valores de deslizamento máximo δ_u obtidos nos ensaios e reduzido em 10%, conforme já mostrado.

A preparação dos corpos-de-prova deve seguir rigorosamente o previsto pelas normas, mas algumas recomendações devem ser frisadas:

- para que os resultados não sejam afetados pela aderência química entre o perfil de aço e o concreto, a superfície de contato deve ser engraxada;

- o concreto dos modelos deve sofrer cura ao ar;

- a resistência ao escoamento do aço do conector deve ser determinada.

Mesmo seguindo todas as prescrições normativas os resultados dos ensaios podem apresentar significativa variabilidade devido a diversos fatores. Cita-se, por exemplo, o número de conectores no modelo de ensaio, as tensões longitudinais médias na laje de concreto em torno dos conectores, o tamanho, arranjo, e resistência da armadura da laje na vizinhança dos conectores, a espessura do concreto junto aos conectores, a resistência à compressão do concreto, o adensamento do concreto e o arranjo das partículas do agregado junto aos conectores. Além disso, a vinculação lateral na base das lajes, também influencia os resultados, pois deslocamentos laterais da laje podem provocar forças de arrancamento no conector.

2.1.4 Procedimento de Ensaio - Conectores não Usuais

De acordo com o EUROCODE 4:2001 os ensaios de cisalhamento direto podem ser conduzidos com características diferentes do corpo-de-prova padronizado, entretanto as seguintes prescrições devem se atendidas:

- os corpos-de-prova de ensaio deverão ser similares ao apresentado na figura 5;

- a laje e a armadura deverão ter dimensões compatíveis com as das vigas correspondentes;

- o comprimento da laje deverá ser tal que o espaçamento longitudinal mínimo entre os conectores seja mantido;

- a largura da laje será menor ou igual à largura efetiva da laje na viga mista e a espessura da laje não excederá a espessura mínima da laje na viga mista.

Alguns ensaios de cisalhamento direto não seguem as prescrições da norma europeia devido às particularidades construtivas em função dos parâmetros que se pretende analisar.

2.1.5 Fórmulas para Dimensionamento

Alguns tipos de conectores são amplamente utilizados, quer em edifícios ou em pontes, sendo que as normas relativas às construções mistas apresentam valores da resistência nominal ou expressões para cálculo desta resistência, com base em extensivos programas de ensaios.

Além das expressões normalizadas existem outras deduzidas por pesquisadores, que ainda não fazem parte de normas, talvez, devido à necessidade de mais ensaios ou talvez devido a serem restritas a certos tipos de laje, armaduras ou outras características que restringem sua utilização.

As normas ABNT NBR 8800:2008 e AISC:2005 apresentam expressões para cálculo da resistência de conectores tipo pino com cabeça e perfil U laminado, embutidos em lajes maciças ou com fôrma de aço incorporada. As expressões são idênticas, porém, a norma americana desconsidera o coeficiente de ponderação da resistência γ_{cs} , ou seja, os valores das resistências dos conectores obtidos pela norma brasileira são valores de cálculo Q_{Rd} já os da norma americana, são valores nominais Q_n .

a) Conectores em perfil U laminado

A resistência de cálculo de um conector de cisalhamento em perfil U laminado, totalmente embutido na laje maciça é dada pela equação 2.3, derivada da expressão proposta por Slutter e Driscoll (1965):

$$Q_{Rd} = \frac{0,3 \cdot (t_{fcs} + 0,5 \cdot t_{ws}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.3)$$

sendo:

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância

entre a borda livre e a face adjacente da alma em mm;

t_{ws} é espessura da alma do conector em mm;

L_{cs} é o comprimento do conector em mm;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto em MPa;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto em MPa;

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25.

b) Pinos com cabeça

A resistência de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça, totalmente embutido em laje maciça é dada pelo menor dos seguintes valores:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.4)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (2.5)$$

sendo:

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25;

A_{cs} é a área da seção transversal do conector;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

R_g é um coeficiente que considera a ação em grupo dos conectores

assumindo valor igual à 1,00 conforme previsto na ABNT NBR 8800:2008;

R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector

assumindo valor igual à 1,00 conforme previsto na ABNT NBR 8800:2008;

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector.

2.2 Vigas Mistas de Aço e Concreto

2.2.1 Histórico

Malite (1990) cita que os estudos referentes aos sistemas mistos de aço e concreto tiveram seu início em 1914 na Inglaterra, quando a empresa *Redpath Brow and Company* iniciou uma série de ensaios a respeito de sistemas compostos para pisos. Na década de 30, de acordo com Viest (1956), várias pontes foram construídas utilizando-se o sistema misto, e em 1944, o assunto foi introduzido nas normas da até então denominada AASHO (*American Association of State Highway Officials*), hoje AASHTO.

Segundo Viest (1960), as primeiras vigas mistas estudadas eram constituídas por um perfil de aço embutido no concreto, nas quais a interação se dava pela força de adesão natural entre os materiais. Gradualmente, este sistema foi sendo substituído por laje de concreto apoiada sobre a mesa superior da viga de aço, e estudos relacionados à conexão mecânica entre os dois materiais foram se tornando mais freqüentes. A partir de 1940,

praticamente todos os estudos referentes ao comportamento da viga mista utilizavam conectores mecânicos, denominados usualmente como conectores de cisalhamento.

Na década de 60, seguiram-se vários trabalhos de caráter experimental, quase sempre utilizando os conectores do tipo pino com cabeça. Em Chapman e Balakrishnan (1964) é descrito o comportamento de dezessete vigas mistas, sob carregamento concentrado no meio do vão e também uniformemente distribuído, considerando a variação do número de conectores ao longo do vão, com distribuição uniforme e triangular, além de variações na altura e no diâmetro dos conectores. Dentre as conclusões obtidas na última referência pode-se citar que: a utilização do diagrama retangular de tensões para cálculo do momento fletor resistente se mostrou adequada; o efeito do escorregamento relativo na interface aço-concreto durante a fase elástica foi pequeno; os conectores devem ser devidamente ancorados na região comprimida da laje de concreto devido à existência de forças axiais consideráveis nos mesmos; a distribuição uniforme dos conectores se mostrou satisfatória inclusive no caso de carga uniformemente distribuída.

Em Slutter e Driscoll (1965) são apresentados resultados experimentais com vistas à verificação da resistência última à flexão, e desenvolvimento de um critério para determinação do número mínimo de conectores requeridos em vigas mistas. Como conclusões principais tem-se que: se a soma das resistências últimas de todos os conectores no vão correspondente à cortante for suficiente para satisfazer o equilíbrio quando da carga última, então o momento resistente último teórico pode ser alcançado; e que a redistribuição de esforços entre os conectores de cisalhamento torna desnecessário espaçar os conectores de acordo com o diagrama de cortante.

Já em Davies (1969), por meio de ensaios realizados com sete vigas mistas simplesmente apoiadas, com carga centrada no meio do vão, é analisado o efeito da variação do espaçamento entre conectores e da variação da taxa de armadura transversal na laje de concreto. Quanto à primeira análise, concluiu-se que o espaçamento entre os conectores praticamente não influencia o comportamento da viga mista. Já quanto à taxa de armadura transversal, essa apresentou uma influência considerável na resistência última da viga mista, tendo em vista que taxas inadequadas permitiram a ocorrência de fissuração por fendilhamento ao longo da linha de conectores.

Em Arizumi e Hamada (1980) é descrita a formulação de um elemento finito desenvolvido para a simulação do comportamento de vigas mistas aço e concreto. O elemento em questão, ilustrado na figura 7 é composto por elementos de viga (para representação da laje de concreto e perfil metálico) e um meio contínuo (para representação dos conec-

tores de cisalhamento) com comportamento descrito por uma curva força-deslizamento elasto-plástica perfeita, com inclinação e deslizamento elástico máximo, obtidos por meio de ensaio do tipo *push-out*.

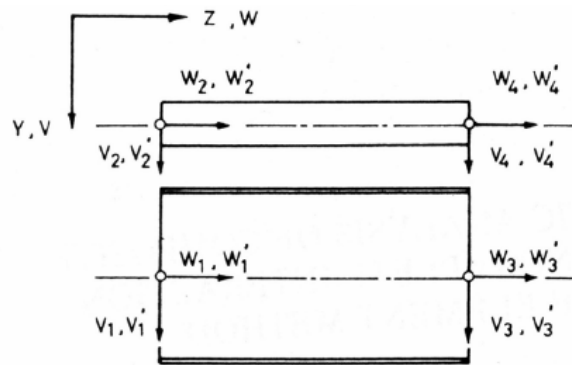


Figura 7: Elemento finito poroposto em Arizumi e Hamada (1980).

Na seqüência, é apresentado em Al-Amery e Roberts (1990) o desenvolvimento de uma formulação em diferenças finitas para análise de vigas mistas. A conexão entre os dois materiais é simulada por um meio contínuo de espessura desprezível, com rigidez ao cisalhamento definida, proposta em Ollgaard, Slutter e Fisher (1971).

Já em Porco, Spadea e Zinno (1994) é apresentado um estudo paramétrico a partir de um modelo em elementos finitos para previsão de tensões e deformações em vigas mistas, levando em consideração a fissuração do concreto na tração além do escorregamento relativo na interface laje-viga. Segundo a teoria proposta, a conexão entre aço e concreto é representada por um modelo elasto-plástico perfeito, com escoamento equivalente a 65% da força última determinada experimentalmente.

Em Oven *et al.* (1997) é descrita uma formulação para análise de vigas mistas com conectores flexíveis com base em um modelo bidimensional não linear em elementos finitos, conforme figura 8. A formulação em questão assume a ação dos conectores de cisalhamento como sendo contínua ao longo do comprimento da viga, com relação força-escorregamento tri-linear, adaptada a partir de resultados experimentais.

No ano seguinte, em Salari *et. al.* (1998) é proposto um novo elemento de viga mista cuja formulação é descrita com base no método das forças. É apresentada ainda uma comparação entre tal elemento e outro anteriormente desenvolvido cuja formulação é descrita com base no método dos deslocamentos. Ambos os elementos são constituídos por dois elementos de viga conectados por meio de uma interface deformável, cujo comportamento é descrito como elasto-plástico perfeito.

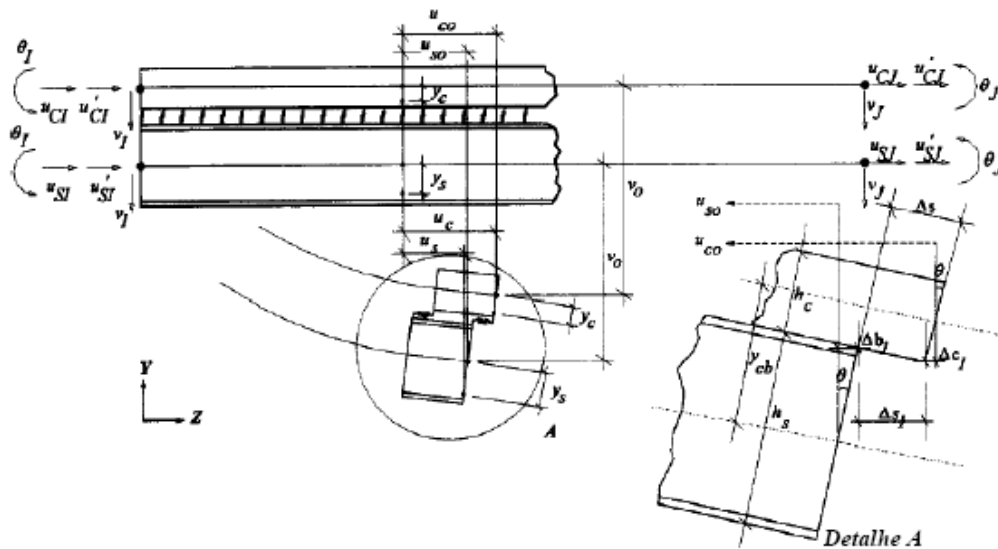


Figura 8: Elemento finito proposto em Oven *et al.* (1997).

Em Gattesco (1999) é apresentado um procedimento numérico para análise de vigas mistas, no qual o elemento misto, é composto por dois elementos de viga (um representando a laje de concreto e outro o perfil de aço), unidos em suas extremidades por elementos de mola horizontais, a fim de representar a ação dos conectores de cisalhamento. O comportamento destas molas é descrito por meio da relação força deslizamento previamente estabelecida. O atrito existente na interface aço-concreto também é levado em consideração, por meio de elementos adicionais localizados nos nós intermediários do elemento misto. Mais recentemente, é apresentado em Faella, Martinelli e Nigro (2003) um procedimento com base no método dos elementos finitos para análise de vigas mistas, considerando uma redução da rigidez dos conectores em regiões de concreto fissurado.

Vale aqui destacar que é possível identificar um ponto em comum entre as referências anteriores: todas tratam do desenvolvimento de elementos finitos especiais para simulação de vigas mistas aço-concreto. No entanto, uma outra forma de viabilizar a modelagem numérica consiste em se utilizar códigos de cálculo com elementos finitos previamente criados.

O primeiro trabalho encontrado na linha de desenvolvimento de modelos numéricos é Hirst e Yeo (1979), no qual são utilizados elementos planos bidimensionais para representação da laje de concreto e do perfil metálico. Esses elementos são conectados por meio dos nós pertencentes à interface, utilizando-se para tanto um elemento quadrilateral padrão com rigidez e resistência compatíveis com o comportamento dos conectores de cisalhamento, obtido experimentalmente.

Já em Veríssimo (1996) é apresentado um procedimento de cálculo para vigas de aço e mistas constituídas de perfis I com aberturas na alma, utilizando-se o Método dos Estados Limites. Uma avaliação em relação à largura efetiva da laje incorporada ao perfil metálico é realizada em Ribeiro (1997), comparando-se resultados obtidos com base nos métodos usuais e na análise dos sistemas pelo método dos elementos finitos. Todos apresentam conclusões que instigaram várias outras pesquisas. Em Machado (1998) é apresentado um estudo experimental do comportamento de vigas-mistas constituídas por perfis metálicos com a região entre as mesas preenchida com concreto, com ênfase nos problemas de avaliação de resistência e estimativa do deslocamento.

No ano seguinte, é apresentada em Klinsky (1999) uma análise numérica, via elementos finitos, de pontes em vigas mistas, no intuito de verificar a influência da presença de contraventamentos, espessura da laje, vão e posição da carga móvel na seção transversal em relação à distribuição de cargas nas vigas. O autor chega em conclusões que retratam a eficiência de elementos de casca para se simular numericamente problemas envolvendo vigas mistas. Em seguida, tem-se em Alva (2000) uma abordagem sobre estruturas mistas aço concreto com ênfase em edifícios, abrangendo os aspectos construtivos, o comportamento estrutural e os procedimentos para dimensionamento recomendados pelas principais normas aplicáveis, além do projeto em situação de incêndio. Como conclusão pode se citar que nos sistemas horizontais, constituídos principalmente de lajes e vigas, a utilização de elementos mistos conduz a várias vantagens construtivas. Entre elas a rapidez de execução e o significativo aumento da capacidade estrutural das vigas, resultando em economia de material.

Dando continuidade ao trabalho de Machado (1998), em Vieira (2001) tem-se o ensaio de dois modelos de vigas mistas formadas por um perfil de aço preenchido com concreto armado, sendo o primeiro com laje maciça e o segundo com laje moldada sobre forma de aço incorporada. Têm-se ainda, em Costa (2001), análises do comportamento de vigas mistas de aço concreto em situação de incêndio via método de elementos finitos implementado no *software* VULCAN.

Em Oliveira (2001), são apresentados resultados de uma pesquisa envolvendo análise teórico-experimental sobre o comportamento e a resistência de vigas mistas de aço e concreto empregando-se perfis de aço formados a frio e pré-lajes de concreto armado. Em Sobrinho (2002) é proposta uma formulação matemática para o estudo das deflexões de curta e de longa duração de vigas mistas de aço e concreto simplesmente apoiadas, com interação parcial e distribuição uniforme de conectores.

Em Tristão (2002) são apresentadas simulações numéricas em elementos finitos de ensaios do tipo *push-out*, com conectores do tipo pino com cabeça e perfil U formado a frio, incluindo um estudo paramétrico com vistas à determinação da resistência última e da relação força-deslocamento dos conectores. Como conclusão, o autor explica que os resultados numéricos propostos representam satisfatoriamente o comportamento experimental dos conectores. Em David (2003) é apresentado um estudo experimental a fim de avaliar o comportamento estrutural de vigas mistas formadas por laje pré-moldada de vigotas treliçadas e perfis formados a frio.

Tentativas de se modelar numericamente sistemas estruturais mistos continuaram ser tema de grande interesse das pesquisas. Isto devido ao fato do grande avanço da tecnologia computacional nos últimos anos. Em Liang *et al.* (2004) é apresentado um modelo tridimensional (figura 9), utilizando-se o programa ABAQUS, para avaliação da resistência última de vigas mistas contínuas. A laje de concreto e o perfil metálico foram modelados por meio de elementos de casca, enquanto os conectores foram representados por elementos de viga, com área modificada de forma a se obter rigidez e resistência equivalentes aos conectores de cisalhamento em vigas mistas contínuas.

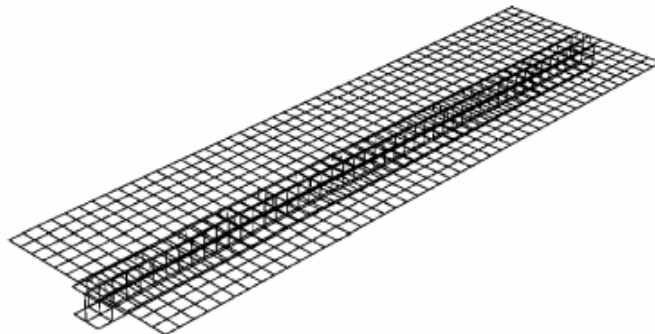


Figura 9: Malha de elementos finitos apresentada em Liang *et al.* (2004).

Em Kirchhof (2004) é proposto um modelo numérico em elementos finitos a fim de simular o comportamento estrutural de vigas mistas tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio. Cabe mencionar que o presente trabalho pode ser caracterizado como continuidade ao trabalho mencionado na última referência, tendo em vista que são relatadas dificuldades referentes à consideração da interação parcial, em consequência do alto grau de refinamento que se fez necessário para a discretização dos conectores (figura 10).

Em Bujnak e Bouchair (2005) tem-se um modelo numérico em elementos finitos para análise de vigas mistas sob ação de momentos fletores positivo e negativo. O

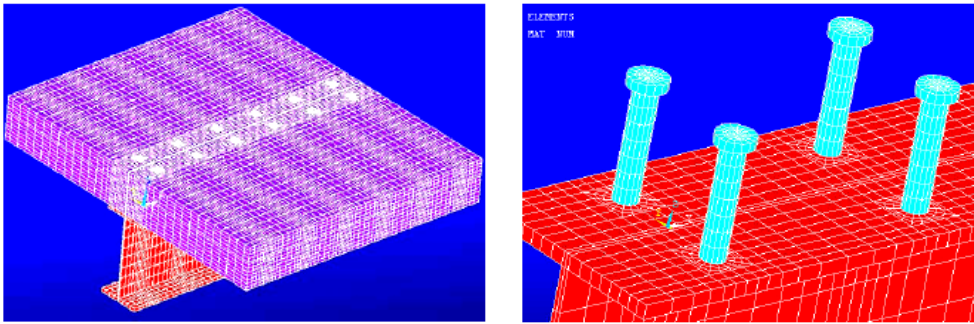


Figura 10: Modelo numérico tridimensional: vista do modelo, Kirchhof(2004).

modelo foi desenvolvido utilizando-se o programa CASTEM 2000. O perfil metálico foi representado por elementos de casca simples, enquanto para a laje se utilizou elementos de casca em camadas. Na interface, para representação dos conectores, foram utilizados elementos de viga com propriedade do material modificada de forma a se considerar a ação do confinamento exercido pelo concreto.

Já em Queiroz, Vellasco e Nethercot (2005) são apresentados dois modelos numéricos para análise de vigas mistas, desenvolvidos por meio do programa ANSYS versão 7.0, que tem como base o método dos elementos finitos. O primeiro trata de um modelo bidimensional, no qual foram utilizados elementos planos para discretização da laje de concreto e do perfil de aço. Em contrapartida, o segundo modelo tridimensional utiliza elementos sólidos para laje e elementos planos para o perfil. Em ambos os modelos, o comportamento da interface é representado por meio de elementos de mola, com relação força-deslizamento obtida por meio de ensaio do tipo push-out.

Como conclusão geral dos últimos trabalhos numéricos citados, deve se objetivar uma maior eficiência nas simulações numéricas. Preocupação esta que está relacionada à utilização de outros códigos de cálculo que necessariamente disponibilizem ao usuário uma gama maior de elementos finitos que representem o comportamento do concreto. Uma vez que as maiores dificuldades encontradas na obtenção da convergência para os modelos numéricos foram identificadas quando da consideração da não-linearidade imposta ao material da laje.

Por fim, David (2007) apresenta uma investigação teórica e experimental a respeito do comportamento estrutural de vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. Desta análise, verificou-se a influência da armadura de costura, do posicionamento dos conectores em relação às vigotas treliçadas e do deslizamento na interface e suas implicações. Principalmente na determinação do

deslocamento vertical. Os resultados indicaram um momento fletor resistente ligeiramente inferior ao momento de plastificação total da seção mista, e que a posição e taxa de armadura transversal interfere no panorama de fissuração da laje, mas têm pequena influência na resistência da viga mista. Em geral o modelo de plastificação total pode ser considerado também satisfatório para as vigas em perfis formados a frio de seção compacta, definida como não sejeita a flambagem local.

2.2.2 Propriedades das Vigas Mistas

A ABNT NBR 8800:2008 trata das vigas mistas de aço e concreto que consistem de um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I, um perfil caixão, um perfil tubular retangular ou uma treliça, com uma laje de concreto acima de sua face superior. Deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje de tal forma que ambos funcionem como um conjunto para resistir à flexão. Em qualquer situação, a flexão ocorrerá no plano que passa pelos centros geométricos das mesas ou dos banzos superior e inferior do componente de aço. A figura 11 a seguir ilustra algumas das seções transversais usuais de vigas mistas.

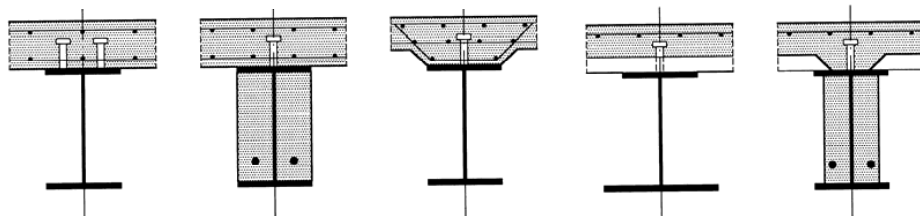


Figura 11: Seções transversais usuais de vigas mistas, EUROCODE 4:2001.

O benefício de se usar o aço estrutural juntamente com o concreto é claro, pois o primeiro tem um ótimo desempenho à tração e o segundo à compressão, formando assim um sistema mais eficiente se comparado à viga somente de aço. Algumas vantagens da consideração da ação mista em vigas de aço e lajes de concreto são:

- redução no peso global da estrutura e conseqüente alívio nas fundações;
- diminuição da altura dos perfis metálicos;
- possibilidade de vencer maiores vãos;
- redução de flechas;
- redução de custos.

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas ou com continuidade nos apoios. As simplesmente apoiadas contribuem para a maior eficiência do sistema misto, pois a viga de aço trabalha predominantemente à tração e a laje de concreto à compressão, embora não seja muitas vezes a solução mais econômica.

O método construtivo da laje influencia o comportamento estrutural da viga mista. Quando as lajes são escoradas no momento da construção, as vigas de aço não recebem o carregamento da laje durante a fase construtiva, caso usual em lajes maciças moldadas in loco. Quando as lajes não são escoradas, por exemplo, em lajes com forma de aço incorporada, as vigas de aço recebem todo o carregamento da fase construtiva, inclusive o peso da laje. Neste momento, como o concreto ainda não apresenta resistência, o sistema misto não está constituído e, portanto, a viga de aço responde isoladamente. Neste caso, as verificações de flechas e da estabilidade lateral das vigas podem ser determinantes.

Outros fatores que influenciam o comportamento das vigas são a fluência e a retração do concreto. Ambas conduzem a deformações por carregamentos de longa duração maiores que a deformação inicial.

2.2.3 Comportamento Estrutural

A ação mista é desenvolvida quando dois elementos estruturais são interconectados de tal forma a se deformarem como um único elemento como, por exemplo, o sistema da figura 12 formado por uma viga de aço bi-apoiada suportando uma laje de concreto em sua face superior.

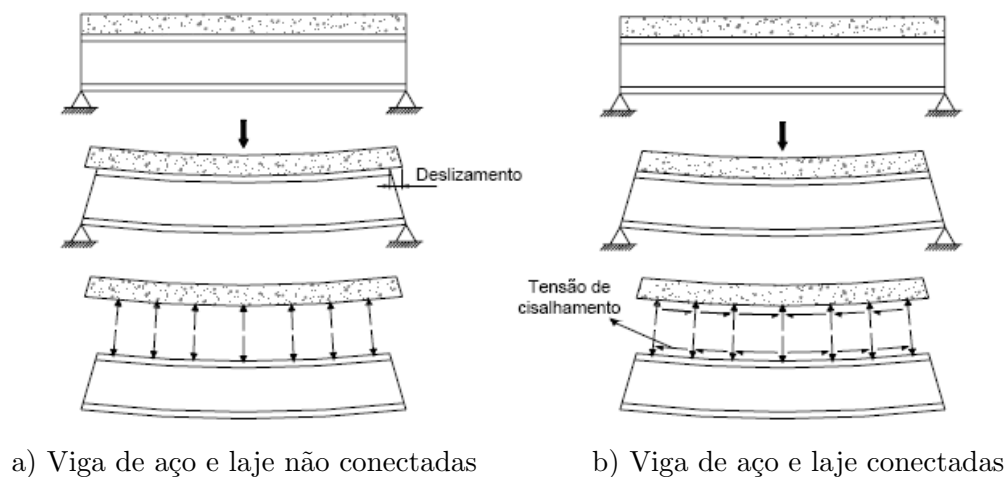


Figura 12: Ilustração da ação mista em vigas.

Não existindo qualquer ligação na interface, os dois elementos se deformam independentemente e cada superfície da interface estará submetida a diferentes deformações, o que provocará um deslizamento relativo entre elas. Considerando que o elemento de aço esteja interligado ao elemento de concreto por meio de conectores de cisalhamento, com resistência suficiente para resistir ao fluxo de cisalhamento gerado na interface, os dois elementos tenderão a se deformar como um único elemento.

A análise de seções mistas sob ações de flexão, quer em regiões de momentos positivos ou negativos, pode ser feita admitindo a hipótese corrente das seções planas se manterem planas, desde que se considere que existe uma ligação perfeita entre o aço e o concreto, isto é, não há escorregamento longitudinal nem afastamento vertical relativo, situação que se denomina, geralmente, por interação completa (ou total).

A distribuição de tensões nas seções resulta destas hipóteses e do conhecimento de relações entre tensões e deformações, em que é correto admitir um comportamento elástico linear para ambos os materiais, embora se considere que o concreto não resiste à tração.

Como ilustra a figura 12, não havendo interação completa, ocorrerá sempre um escorregamento relativo ao nível da ligação aço-concreto, ocasionando uma descontinuidade no diagrama de deformações, que antes era considerado contínuo, e isto deve ser levado em consideração na análise da seção mista. A deformabilidade dos conectores está associada à ocorrência de escorregamento relativo entre o aço e o concreto e, portanto, à violação da hipótese de conservação das seções planas. Em termos de análise de seções deve ser considerada a correspondente descontinuidade no diagrama de deformações ao nível da ligação entre os dois materiais.

Este fenômeno afeta a distribuição de tensões na seção, a distribuição longitudinal do fluxo de cisalhamento e, portanto, a deformabilidade das vigas. Os seus efeitos não são, no entanto, geralmente considerados, embora se deva reforçar a conexão nas extremidades de cada vão, mantendo nestes trechos, a dimensão dos conectores e o espaçamento necessários para absorver o esforço de cisalhamento correspondente à solicitação mais desfavorável.

Esta disposição visa garantir uma conexão mais resistente nos trechos onde é de se prever um maior escorregamento relativo entre o aço e o concreto. Percebe-se então que os conectores de cisalhamento têm como função não só transferir forças de cisalhamento longitudinais na interface entre laje e viga, mas também impedir a separação vertical desses elementos, movimento comumente denominado *uplift*.

2.2.4 Transferência de Forças Internas

Conforme mencionado em Oehlers (1989), o fluxo de cisalhamento longitudinal que se gera na interface entre a laje de concreto e a viga de aço, em vigas mistas, é transferido por meio de um número discreto de pontos, representados pelos conectores de cisalhamento. No caso do conector pino com cabeça (*stud*), as forças de cisalhamento longitudinal são transferidas da laje de concreto para a viga de aço, conforme ilustra a figura 13.

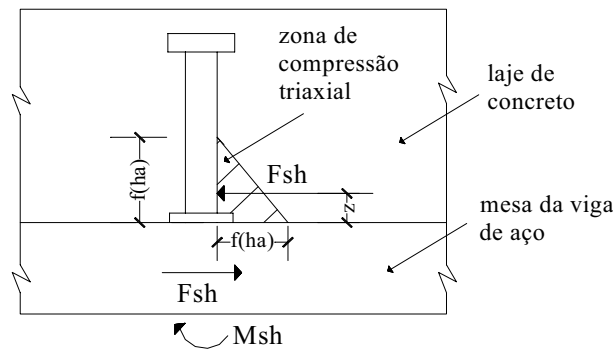


Figura 13: Transferência de forças de cisalhamento longitudinal.

Segundo Oehlers e Park (1992), o fuste do conector é submetido à força de cisalhamento (F_{sh}), distante da mesa do perfil metálico de uma distância z . O produto da força F_{sh} pela correspondente excentricidade z gera um momento M_{sh} . Logo, essas forças atuantes resultam em tensões de cisalhamento e normais aplicadas ao corpo do conector.

A magnitude dessas tensões não depende somente da força de cisalhamento F_{sh} , mas também da excentricidade z que é função da rigidez relativa entre o concreto e o conector. Se a rigidez do concreto é muito maior que a rigidez apresentada pelo conector, a excentricidade z tenderá a zero, caso contrário, z tenderá a metade da altura do conector pino com cabeça. Com base na figura 13 a zona de concreto que se encontra imediatamente em frente ao conector de cisalhamento, denominada zona de compressão tri-axial, está sujeita a elevadas tensões de compressão. Segundo os mesmo autores, existem diversos mecanismos que levam à ruptura do conector pino com cabeça quando da transferência das forças de cisalhamento longitudinal da laje para a viga:

a) quando o concreto for menos rígido quando comparado ao conector, o concreto começa a fissurar antes que o conector plastifique, proporcionado assim o aumento da excentricidade z . Conseqüentemente, as tensões normais no pino do conector aumentarão mais rapidamente que as tensões de cisalhamento, conduzindo o conector à ruptura.

b) se o conector for menos rígido que o concreto, z diminui, reduzindo assim o momento (M_{sh}) no conector. Além disso, a zona de compressão triaxial se reduzirá, já diminuí a altura efetiva do conector, ocasionando assim a ruptura do concreto na zona de compressão triaxial e, conseqüentemente, o aumento de z , já que a rigidez do concreto diminui. A partir daí, retorna-se ao mecanismo de ruptura descrito no item a.

Outro fato importante que deve ser mencionado é com referência aos modos de fissuração que ocorrem na laje, associados à ruptura do conector de cisalhamento, por conseqüência da redução gradual da resistência e rigidez do concreto na zona de compressão tri-axial. Segundo Oehlers (1989), podem ocorrer três tipos de fissuração na laje:

- fissuração perpendicular à direção longitudinal da viga;
- fissuração que se propaga na direção das bielas de compressão;
- fissuração longitudinal à viga, sendo essa a mais nociva ao concreto, tendo como conseqüência a ruptura do conector.

Segundo essa mesma referência, a armadura transversal não impede a ruptura do concreto, porém limita a propagação das fissuras. Os tipos de fissuração estão ilustrados na figura 14.

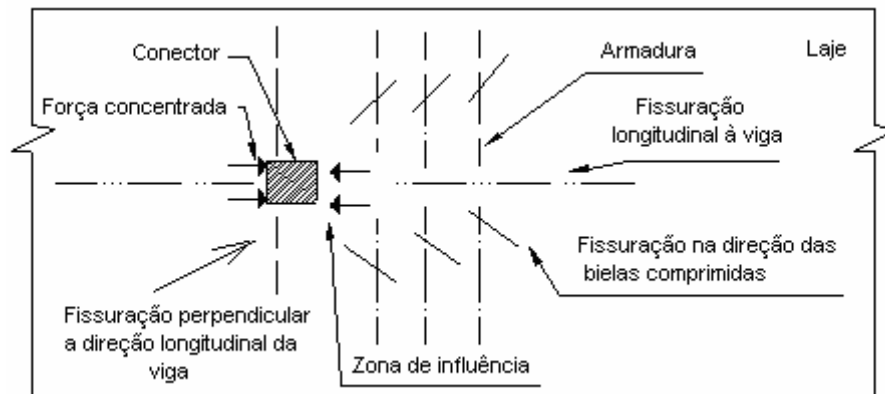


Figura 14: Tipos de fissuração na laje.

Ensaio descritos em Davies (1969), Lema (1982), Lam, Elliot e Nethercot (2000) mostraram que em vigas mistas simplesmente apoiadas com variações na taxa de armadura transversal, quanto maior for a taxa de armadura transversal na laje de concreto (dentro de uma quantidade tolerável), maior será a resistência última à flexão alcançada pela viga mista. Desta forma, recomenda-se que sejam colocadas armaduras transversais com o objetivo de se limitar a propagação da fissura longitudinal na região onde se encontram

as linhas de conectores de cisalhamento. Vale salientar que em trabalhos semelhantes esta fissura longitudinal não influencia significativamente na resistência última ao momento fletor.

A vista superior de uma laje está ilustrada na figura 15. O modelo de treliça, para o cálculo da armadura transversal, está representado pelo triângulo 123, no qual 23 representa a armadura por unidade de comprimento da viga, e C representa a força de cisalhamento, também, por unidade de comprimento da viga. A força C é resistida pelas diagonais comprimidas 12 e 13, que formam um ângulo de aproximadamente 45° com o eixo da viga. Por equilíbrio, as forças de compressão em 2 e 3 são equilibradas pelas forças de tração na armadura e compressão no concreto. A falha neste modelo ocorre quando a armadura entra em escoamento.

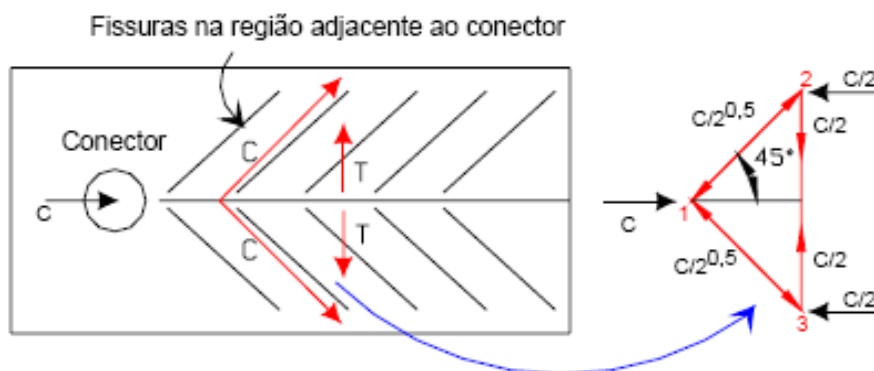


Figura 15: Abertura de fissuras: Vista superior.

De acordo com a NBR 8800:2008 a fissuração da laje, causada por cisalhamento, na região adjacente à viga de aço, paralelamente a esta, deve ser controlada por armadura adicional, transversal à viga, a não ser que se demonstre que as armaduras necessárias para outros fins, devidamente ancoradas, sejam suficientes para esta finalidade.

A referida armadura, denominada armadura de costura, deve ser espaçada uniformemente ao longo do comprimento L_m , distância entre as seções de momento máximo positivo e momento nulo nas regiões com momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo e momento nulo nas regiões com momento negativo. A área da seção dessa armadura, A_s , não pode ser inferior a 0,2% da área da seção de cisalhamento do concreto por plano de cisalhamento no caso de lajes maciças ou de lajes mistas com nervuras longitudinais ao perfil de aço e 0,1% no caso de lajes mistas com nervuras transversais, não sendo em nenhum caso inferior a $150 \text{ mm}^2/m$.

2.2.5 Largura Efetiva

Na análise de vigas mistas, assume-se que as deformações têm uma distribuição uniforme ao longo da largura da laje, porém isso não ocorre. Na figura 16 está representada a variação das tensões normais ao longo da largura da laje, as tensões são máximas sobre as vigas e decrescem à medida que vão se distanciando.

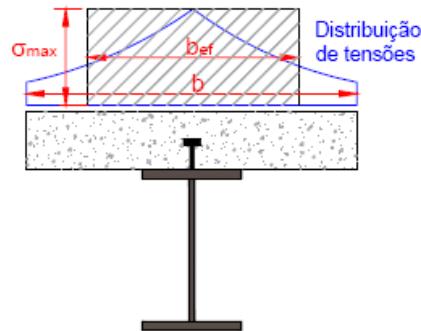


Figura 16: Distribuição de tensões na laje.

Para que se possa calcular uma viga mista admitindo que as seções permaneçam planas após a flexão, é necessário que se calcule uma largura fictícia, b_{ef} , que, multiplicada pela tensão máxima, σ_{max} , forneça a mesma resultante dada pela distribuição não uniforme das tensões. Essa largura fictícia é denominada largura efetiva.

Devido aos vários fatores que influencia a determinação exata da largura efetiva da laje, as normas de dimensionamento fornecem expressões simplificadas. Para o caso de vigas mistas bi-apoiadas a ABNT NBR 8800:2008 e a AISC: 2005 recomendam que a largura efetiva da laje de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios;
- metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

No caso de vigas mistas contínuas e semi-contínuas, as larguras efetivas podem ser determinadas como no caso das vigas mistas bi-apoiadas, tomando-se em lugar do vão da viga, as distâncias entre pontos de momento nulo, figura 17. Admite-se, simplificada-mente, a adoção dos seguintes valores para tais distâncias:

- a) Para região de momento fletor positivo:
- $4/5$ da distância entre apoios, no caso de vãos extremos;
 - $7/10$ da distância entre apoios, no caso de vãos internos.
- b) Para região de momento fletor negativo:
- $1/4$ da soma dos vãos adjacentes.

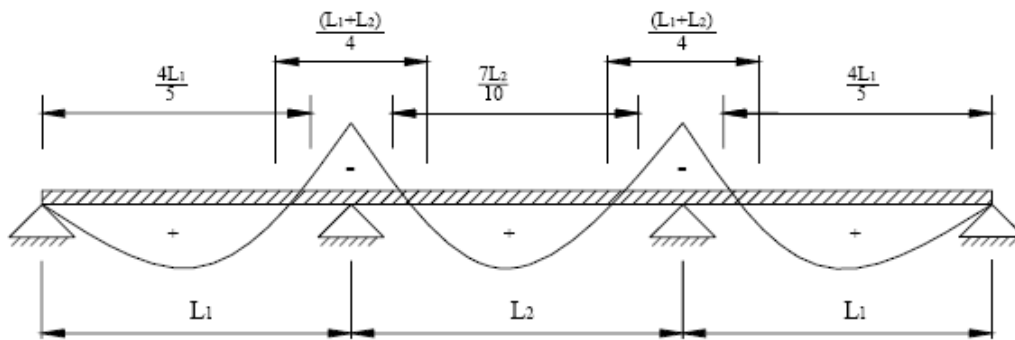


Figura 17: Pontos de momentos fletores nulos em viga contínua, ABNT NBR 8800:2008.

2.2.6 Dimensionamento de Vigas Mistas Biapoiadas

O dimensionamento de vigas mistas esteve associado durante um longo período de tempo a uma análise elástica de tensões, na qual os valores extremos das tensões solicitantes eram comparados com valores admissíveis, ou seja, tensões resistentes reduzidas por um coeficiente de segurança (Método das Tensões Admissíveis).

Em meados da década de 80, algumas normas começaram a adotar uma nova metodologia de cálculo denominada Método dos Estados Limites. Este novo procedimento estabelece condições de colapso da estrutura, baseado em critérios de resistência última ou instabilidade, citando-se a hipótese de plastificação da seção e através de critérios de utilização, determinado por um limite de deslocamento excessivo.

Os procedimentos para cálculo do momento resistente das vigas mistas são semelhantes nas normas brasileira, americana e européia. Neste item são apresentadas as formulações normativas, segundo a ABNT NBR 8800:2008, utilizadas na determinação das tensões por processo elástico simplificado, utilizado para avaliar o comportamento da viga. Onde as tensões no aço e no concreto estão abaixo do limite de proporcionalidade, e do método plástico, utilizado para se determinar o momento resistente último desta seção.

Para seções com relação $(h/t_w) \leq 3,76 \cdot \sqrt{E/f_y}$, pode ser admitida a plastificação total da seção mista. Esta análise é baseada em relações tensão *versus* deformação do tipo rígido-plástico com deformações ilimitadas para o aço e o concreto desconsiderando a resistência do concreto à tração. Sendo assim, esta análise só se aplica aos casos onde não há problemas de instabilidade local ou global. De maneira geral, esta análise se divide em três casos, interação completa e linha neutra plástica na laje, interação completa e linha neutra plástica na viga de aço e interação parcial.

Para seções com relação $3,76 \cdot \sqrt{E/f_y} < (h/t_w) \leq 5,70 \cdot \sqrt{E/f_y}$, o momento fletor resistente deve ser calculado em regime elástico e para $(h/t_w) > 5,70 \cdot \sqrt{E/f_y}$, alma esbelta não se admite em projeto a consideração da ação mista. A seguir estão ilustrados os modelos teóricos (figuras 18 e 19) e as expressões para a determinação do momento fletor resistente elástico e plástico, sem incluir coeficientes de ponderação de resistência.

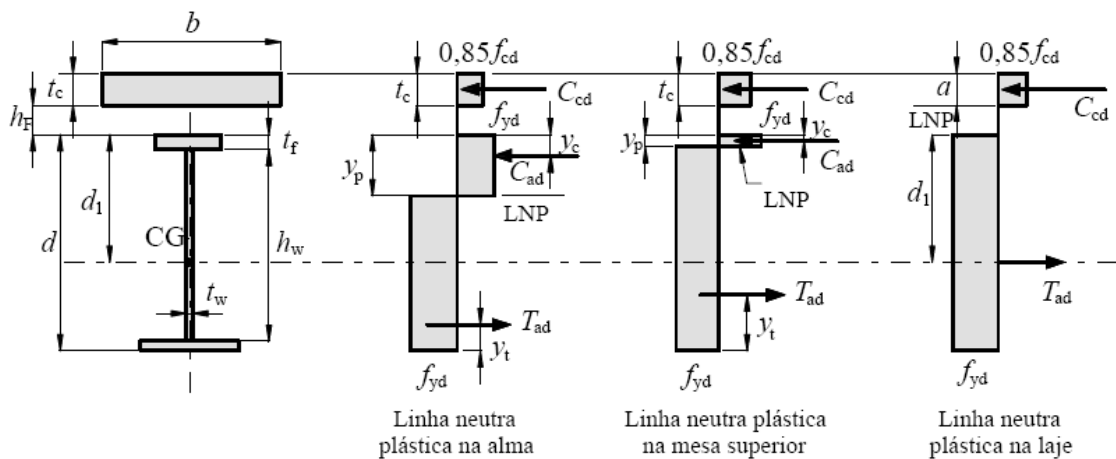


Figura 18: Distribuição de tensões - Interação completa, ABNT NBR 8800:2008.

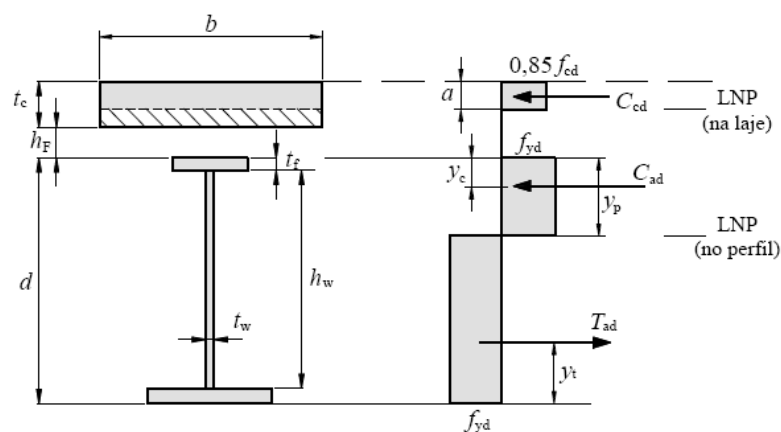


Figura 19: Distribuição de tensões - Interação parcial, ABNT NBR 8800:2008.

Admitindo a plastificação da seção numa viga mista simplesmente apoiada, como a da figura 12, as tensões normais atuantes ao longo da seção transversal, oriundas dos esforços de flexão, equivalem estaticamente a forças resultantes, de compressão (C_{cd}) na laje de concreto e tração (T_{ad}) na viga de aço.

Para um caso onde a componente de tração no aço seja menor que a componente de compressão no concreto, o momento máximo resistente da viga mista será limitado pela capacidade máxima da viga de aço, sendo calculado com $T_{ad} = C_{cd}$. De maneira análoga, quando a componente de compressão for menor do que a componente de tração o fator limitante será a capacidade máxima da laje de concreto e ter-se-á no equilíbrio $T_{ad} = C_{cd} + C_{ad}$.

Percebe-se que como a capacidade da conexão é maior que o menor valor entre as capacidades da viga de aço e da laje de concreto, esta não influencia na resistência à flexão da viga mista. Sendo assim, define-se uma conexão como sendo completa quando possui um número de conectores tal que qualquer aumento no número ou na resistência desses conectores não implica em um aumento da resistência à flexão da viga mista. Quando a capacidade da conexão de cisalhamento é menor que as capacidades da viga de aço e da laje de concreto, têm-se conexão parcial, com $C_{cd} = T_{ad} = (Fsh + Cs)$, ou seja, a resistência à flexão da viga é controlada pela capacidade da conexão de cisalhamento. Isto ocorre quando se tem um número de conectores menor que o mínimo estabelecido para se ter conexão completa. Tais condições estão apresentadas a seguir na figura 18, para situações de interação dita completa, e na figura 19, para situações de interação parcial.

O índice que permite avaliar o grau de interação entre laje e viga de aço, η_1 , é determinado pela relação entre a capacidade de conexão ($\sum Q_R$) e o valor correspondente à capacidade da viga ou da laje. (sendo esse valor igual a menor resistência oferecida pela laje ou pelo perfil). Quando $\eta_1 \geq 1$ a interação é completa e quando $\eta_1 < 1$ a interação é parcial.

3 Programa Experimental

3.1 Aspectos Gerais

Ao se avaliar uma nova proposta tecnológica, é de fundamental importância uma análise experimental criteriosa. Onde esta, trará informações importantes tanto para a aceitação do modelo, quanto para a validação das formulações de dimensionamento. Servindo como modo de aferição das hipóteses teóricas adotadas.

A análise experimental contou com duas etapas: ensaios de cisalhamento direto (*push-out tests*) em conectores e ensaios de flexão simples em vigas mistas biapoiadas, onde se pretendeu então, obter o entendimento do comportamento estrutural do sistema estrutural proposto neste trabalho.

Os ensaios de cisalhamento direto (*push-out*), permitem avaliar a resistência e a ductilidade dos conectores em questão. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Estruturas da EESC-USP, utilizando a máquina universal servo-hidráulica *INSTRON* com aplicação de carregamento monotônico e carregamento cíclico não reversível.

Os ensaios de flexão simples em vigas mistas de aço e concreto biapoiadas, permitem avaliar a resistência, a rigidez e identificar os modos de falha juntamente com o comportamento estrutural das mesmas. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Estruturas da EESC-USP, utilizando atuador servo-hidráulico com capacidade de 500kN e pórtico de reação.

A nomenclatura dos corpos-de-prova, destinados aos ensaios de cisalhamento direto, leva em consideração as variáveis analisadas e tem por função facilitar a comparação dos resultados. As variáveis dos ensaios de cisalhamento direto, e a identificação dessas variáveis na nomenclatura dos corpos-de-prova estão descritas na tabela 1.

Foram ensaiadas quatro vigas mistas de mesmas dimensões, sendo duas em conectores tipo alça em barra chata e duas tipo alça em barra redonda. A identificação das

variáveis na nomenclatura das vigas estão descritas na tabela 2.

Tabela 1: Ensaios de cisalhamento direto da conexão aço e concreto.

Corpo-de-prova	Conectores	Comprimento (mm)	Espessura da laje ¹⁾ (mm)	$f_{c28,m}$ ²⁾ (MPa)
CP P1 *	Barra redonda ³⁾	-	100	30
CP P2 *	Barra chata ⁴⁾	-	100	30
CP A1 *	Barra chata	-	100	30
CP A2	Barra chata	-	100	30
CP A3	Barra chata	-	100	30
CP B1 *	Barra redonda	-	100	30
CP B2	Barra redonda	-	100	30
CP B3	Barra redonda	-	100	30
CP U1 *	U laminado	100	100	30
CP U2	76,2 x 35,8 x 0,69	100	100	30
CP U3	6,11 Kg/m	100	100	30

* Conectores instrumentados com extensômetros elétricos.
¹⁾ Laje maciça de concreto. ³⁾ Ø 10,00 mm
²⁾ Resistência alvo do concreto aos 28 dias. ⁴⁾ 150 x 40 x 3 mm

Tabela 2: Ensaios de vigas mistas de aço e concreto.

Modelo ¹⁾	Seção da viga de aço	Tipo de Conectores
VM A1	Viga 200x80x20x3,0	Barra chata
VM A2	Viga 200x80x20x3,0	Barra chata
VM B1	Viga 200x80x20x3,0	Barra redonda
VM B2	Viga 200x80x20x3,0	Barra redonda

¹⁾ Todos os corpos-de-prova com vão teórico igual a 2,85m e duas forças concentradas a uma distância de 1,05m de cada extremidade. A laje possui 70cm de largura e 10cm de espessura.

3.2 Ensaios Push-Out

3.2.1 Dimensões dos Corpos-de-Prova

Os perfis centrais são compostos por dois perfis (Cr 125 x 80 x 20 x 3,0mm) do tipo cartola. Onde o primeiro tipo de conector é composto por alça de chapa fina de 3,00mm dobrada em forma de alça, soldada a um ângulo de 30° em relação ao plano das mesas do perfil (figura: 20). A laje possui 600mm de largura e 650mm de altura. A

mesa de compressão possui 100mm e nela é disposta a armadura de distribuição, barras de 8,0mm, distribuídas a cada 150mm. Conforme prescrito no EUROCODE 4:2001.

O segundo conector é do tipo alça composto por barra redonda corrugada, aço CA50, soldada a um ângulo de 90° em relação ao plano das mesas, como ilustra a figura 20.

Como referência, foi ensaiado também o conector em perfil U laminado segundo as especificações do EUROCODE 4:2001. E como já se possui um modelo de cálculo para o mesmo, o conector tipo U laminado será usado de forma comparativa. Dando uma noção mais concreta de como os novos conectores estão se comportando diante um exemplo amplamente conhecido. Novamente podemos ver mais detalhes a seu respeito pela figura 20.

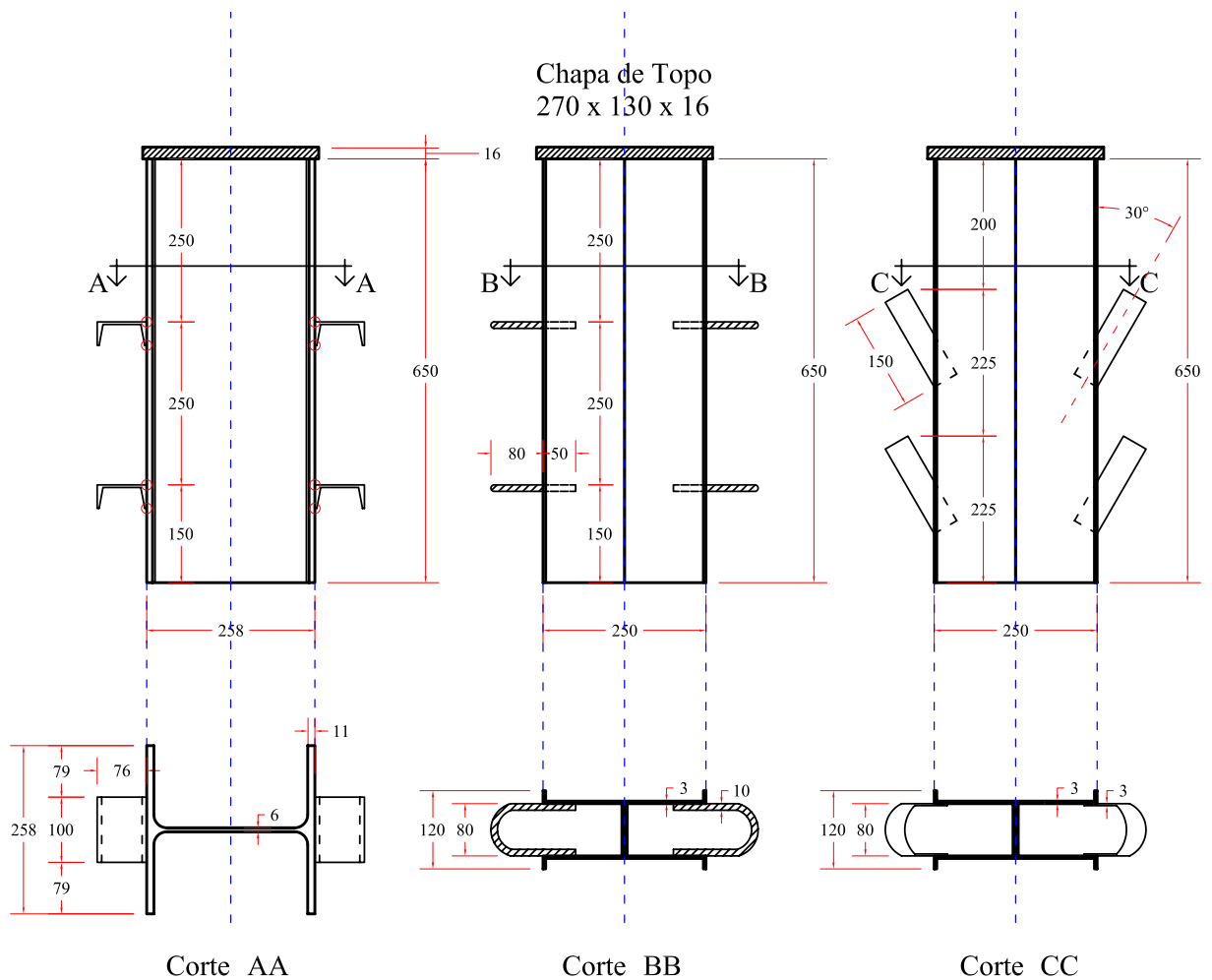


Figura 20: Conector U laminado, alça em barra redonda e alça em barra chata - (mm).

3.2.2 Instrumentação

Foi medido o deslocamento relativo entre o perfil metálico e as lajes juntamente com a separação transversal da laje em relação ao perfil central por meio de transdutores de deslocamento (TD-50A), sensibilidade de 0,001mm e curso máximo de 50mm da marca *KYOWA*, fixados na região próxima aos conectores como ilustra a figura. 21.

As deformações nos conectores dos corpos-de-prova A1, B1 e U1 foram medidas sendo cada modelo instrumentado com oito extensômetros elétricos de resistência, marca *KYOWA*, modelo KFG-5-C1-120-11. A figura 21 ilustra a instrumentação utilizada.

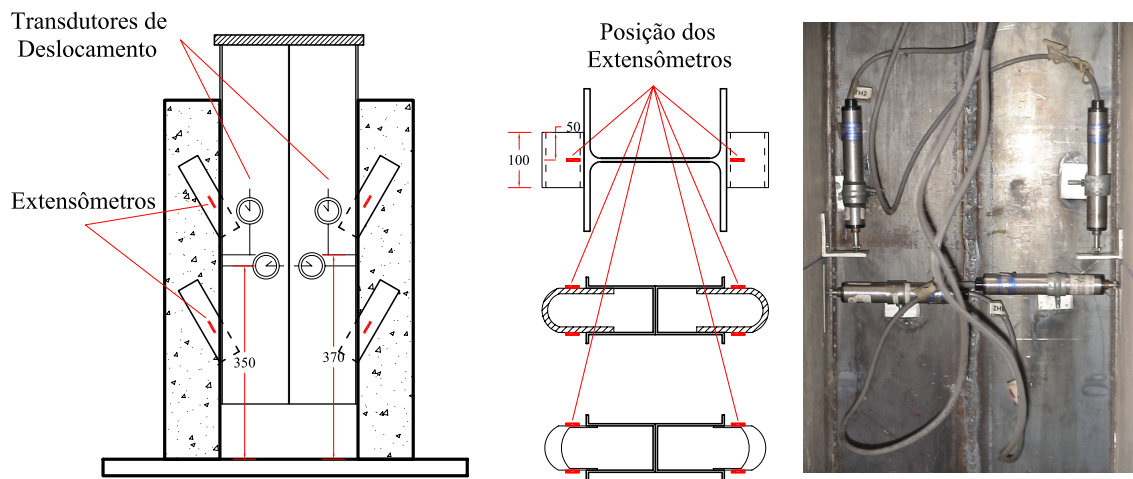


Figura 21: Instrumentação dos corpos-de-prova para ensaios *push-out*.

3.2.3 Moldagem

A concretagem de cada corpo-de-prova foi feita em duas etapas. Primeiro foi concretada uma laje e após 24 horas a segunda laje, como ilustra a figura 22. A superfície do perfil em contato com o concreto foi engraxada, eliminando-se, portanto a aderência e força de atrito. A figura 23 ilustra o aparato dos ensaios de cisalhamento direto (*push-out*), com detalhes da instrumentação e sistema de aquisição de dados.



a) Primeira laje



b) Segunda laje

Figura 22: Moldagem das lajes dos corpos-de-prova para ensaios *push-out*.

Figura 23: Esquema geral de ensaio Push-out.

3.3 Detalhamento das Vigas Mistas de Aço e Concreto

3.3.1 Descrição

Foram ensaiadas quatro vigas mistas de aço e concreto, as quais foram construídas por perfil cartola formado a frio, laje maciça e conectores constituídos por alça em barra redonda e alça em barra chata. A descrição das vigas consta na tabela 2. Todas elas possuíam comprimento igual a 3000mm, e na região dos apoios foram soldados enrijecedores internos na mesa inferior até a meia altura da alma, com a função de evitar a ocorrência de efeitos localizados na alma e na mesa. Apoios estes que se distanciam da extremidade da viga em 75mm. As lajes possuíam 700mm de largura e 100mm de altura. Detalhes a respeito das dimensões das vigas podem ser encontradas na figura 24.

As vigas foram apoiadas em dois aparelhos de apoio, ambos móveis, afastados de 75mm da extremidade de forma a ficarem bi-apoiadas e garantir o mesmo deslocamento longitudinal em ambos os lados, resultando 2850 mm entre eixos. Nos apoios foram colocadas contenções laterais simulando um vínculo de garfo e garantindo a estabilidade lateral da viga. Foram aplicadas duas forças concentradas por meio de um atuador servo-hidráulico, com capacidade 500 kN.

3.3.2 Instrumentação

A instrumentação utilizada teve como função medir deformações específicas, deslocamento vertical, esforços de cisalhamento e deslizamento na interface entre o perfil e a laje. Para isso foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (uniaxiais e rosetas) e transdutores de deslocamento respectivamente. A instrumentação e aplicação do carregamento estão indicadas nas figuras 24.

Os extensômetros uniaxiais, de marca *KYOWA*, modelo KFG-5-C1-120-11, foram posicionados na seção transversal no meio do vão, tanto no perfil como na laje (figura 24). As rosetas, de marca *KYOWA*, modelo KFG-5-D17-120-11, foram posicionadas a meia altura da alma do perfil, do lado direito e esquerdo, a 320mm da extremidade do apoio. Os transdutores de deslocamento, da marca *KYOWA*, modelos DT-50A e DT-100A, sensibilidade de 0,001mm, foram colocados com os intuitos: um transdutor de curso máximo de 100mm para medir a flecha e três transdutores de curso máximo de 50mm para avaliação dos deslocamentos relativos na interface viga-laje. Detalhes de seu posicionamento consta na figura 24.

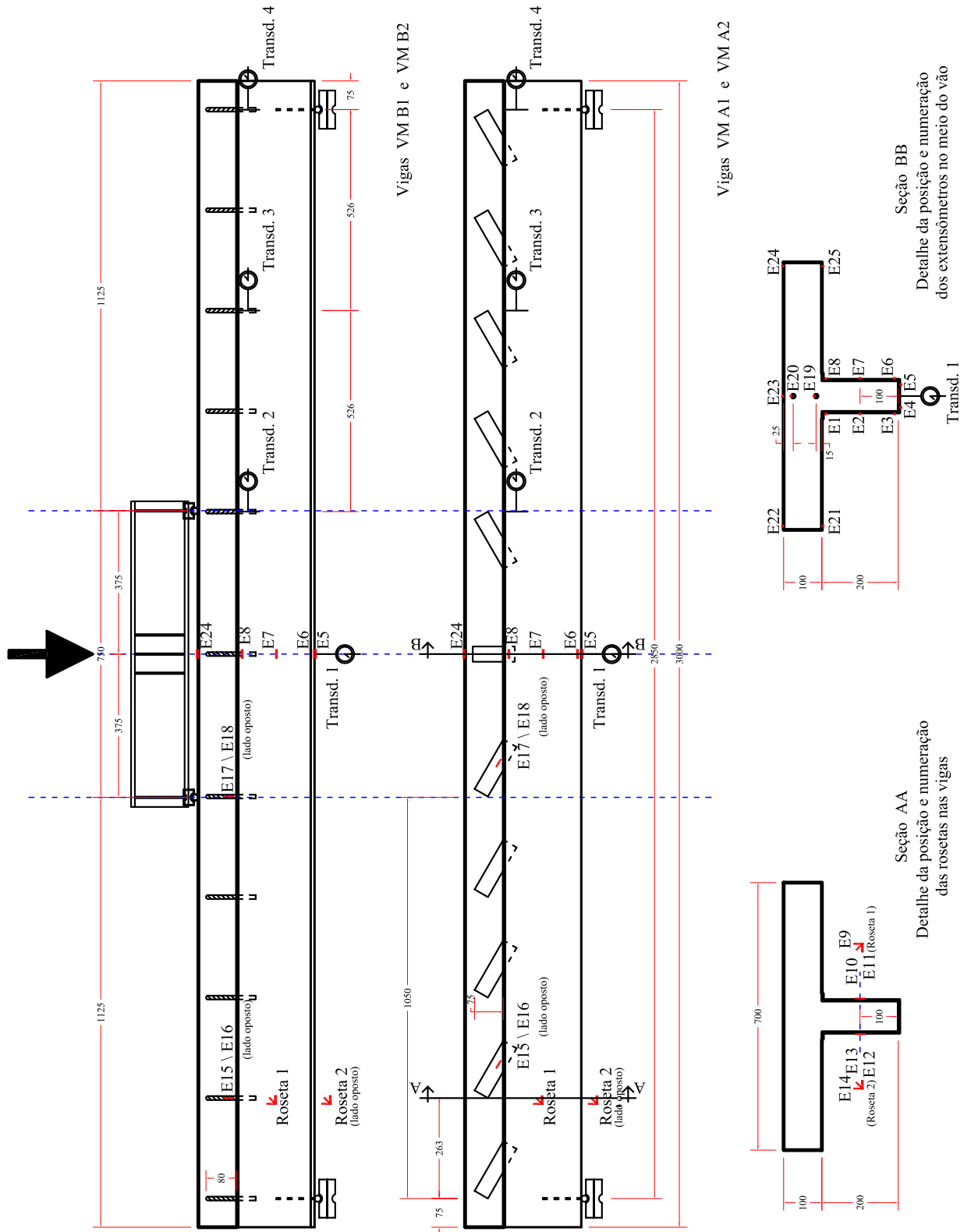


Figura 24: Detalhamento das Vigas Mistas - Instrumentação e Carregamento.

3.3.3 Moldagem

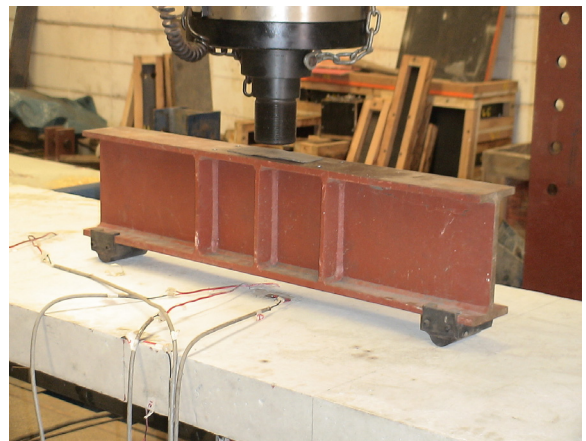
As lajes foram concretadas duas a duas e, diferentemente dos ensaios de cisalhamento direto, a superfície em contato com o concreto não foi engraxada. Primeiramente concretou-se as vigas VM A1 e VM B1 e posteriormente as vigas VM A2 e VM B2. A figura 25 ilustra a concretagem e a figura 26 detalhes da instrumentação e do aparato de ensaio.



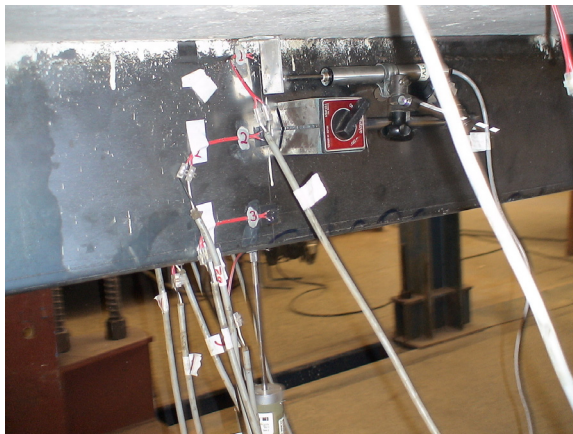
Figura 25: Esquema geral da concretagem das vigas mistas de aço e concreto.



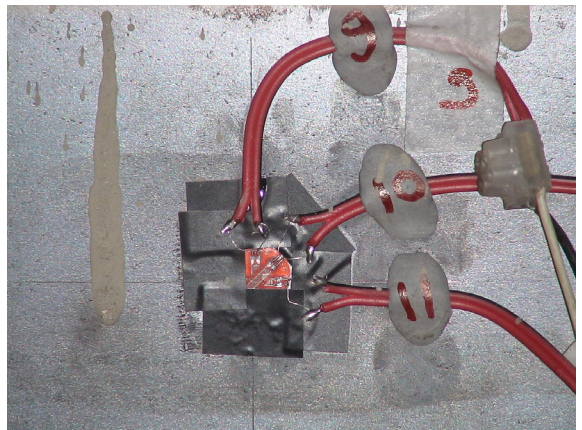
a) Apoio e contenção lateral.



b) Perfil para divisão do carregamento.



c) Extensômetros e transdutores a meio vão.



d) Detalhe de uma roseta.



e) Sistema de aquisição de dados.



f) configuração final da viga.

Figura 26: Esquema geral de ensaio das vigas mistas de aço e concreto.

4 Modelagem Numérica

No presente trabalho foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional, com consideração da não linearidade física, correspondente às vigas ensaiadas descritas no Capítulo 3. A simulação numérica foi realizada por meio do código de cálculo ANSYS.

O modelo numérico apresentado nesta dissertação foi desenvolvido em concordância com as estratégias utilizadas pelos trabalhos consultados referentes a vigas mistas simplesmente apoiadas

Após várias simulações, tanto com diferentes tipos de elementos, quanto com diferentes estratégias de modelagem e conformidade, optou-se por simular a interface entre a laje e o perfil impondo uma condição de interação total entre os materiais, estratégia esta que apresenta resultados satisfatórios quando comparados aos resultados experimentais. Esta decisão justifica-se em função de ser uma primeira simulação do problema e por haver uma expectativa de pequeno deslizamento relativo entre aço e concreto no modelo.

A estratégia de modelar tanto o perfil de aço quanto a laje de concreto com elementos tipo casca resultou em valores muito próximos a realidade, onde a interação foi dada a partir do acoplamento dos nós coincidentes entre o perfil e a laje.

Todos os detalhes desta modelagem, onde se obteve sucesso em descrever o comportamento do sistema ora proposto de viga mista de aço e concreto em perfil formado a frio preenchido, estão descritos a seguir.

4.1 Elemento Finito Utilizado

O modelo numérico proposto foi elaborado a partir do elemento de casca disponibilizado na biblioteca interna do código de cálculo ANSYS. O elemento *Shell* 181 foi utilizado para discretizar tanto o perfil de aço quanto a laje de concreto. Trata-se de um elemento plano, com quatro nós e seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações (figura 27).

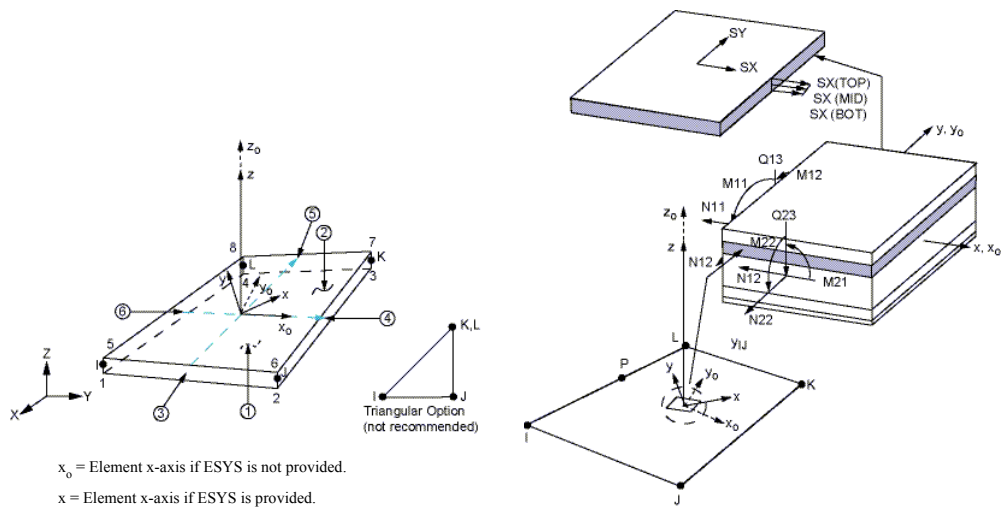


Figura 27: Elemento Shell 181, *users manual* ANSYS.

O elemento *Shell* 181 é apropriado para análises de estruturas de pequenas a médias espessuras. Além desta característica, o *Shell* 181 se adequou muito bem a casos envolvendo aplicações tanto lineares, quanto para grandes rotações e/ou deformações e casos não-lineares. Sua estrutura permite que, em casos particulares, sua espessura varie, inclusive não-linearmente. No domínio do elemento, tanto uma aproximação por integração total ou parcial é permitida.

4.2 Malha, Condições de Contorno e Aplicação do Carregamento

Os modelos desenvolvidos foram constituídos pelos seguintes conjuntos de elementos: laje de concreto e viga de aço. Cada conjunto foi discretizado separadamente, porém de forma a coincidir os nós da interface, possibilitando o acoplamento entre os materiais. A Figura 28 ilustra os elementos empregados.

Optou-se por não fazer uso de simetria pois o custo computacional para as máquinas do laboratório computacional do departamento de estruturas não se tornou elevado. E assim, pode-se observar um comportamento global da estrutura.

Os apoios foram representados através de imposição de condições de contorno. Buscando representar satisfatoriamente os mesmos utilizados nos ensaios experimentais. Onde para o apoio do tipo fixo, foram restringidos todas as translações e rotações. E para o apoio tipo móvel, apenas não se restringiu a translação no eixo longitudinal Z e a rotação dada no plano da seção transversal XY.

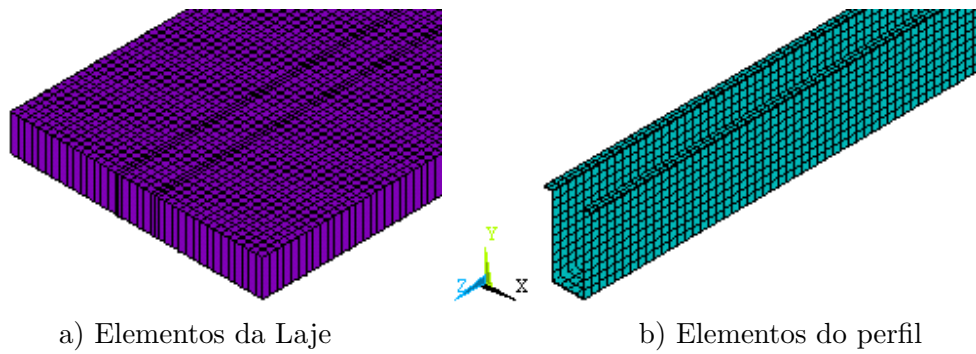


Figura 28: Conjunto de elementos usados para discretizar a viga.

A solicitação também foi aplicada de maneira a reproduzir o mesmo esquema de carregamento da análise experimental. Foi aplicada sob forma de força distribuída em uma linha de nós como ilustra a figura 29. O grau de refinamento da malha foi adotado levando-se em consideração o esforço computacional e a confiabilidade do resultado.

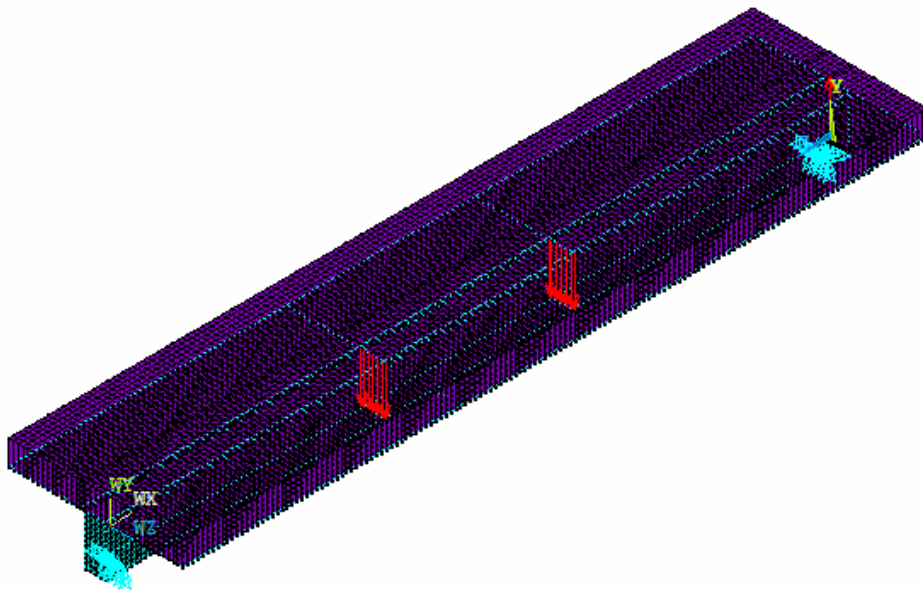


Figura 29: Esquema de aplicação de força nas vigas.

Nesta estratégia os nós da interface laje e perfil foram acoplados, permitindo os mesmos deslocamentos de translação na direção X, na direção Y e na direção Z, impedindo completamente o deslizamento longitudinal, transversal e a separação vertical entre a laje e o perfil.

4.3 Relações Constitutivas Utilizadas

O programa ANSYS possibilita, por meio de alguns elementos finitos, a consideração da não-linearidade dos materiais, com base em alguns critérios de resistência. Nos modelos numéricos estudados, para o aço do perfil adotou-se o comportamento elasto-plástico multilinear com encruamento isótropo. Para o concreto foi adotado o modelo *Cast-Iron*, que permite a inclusão de dois modelos constitutivos com comportamento multi-linear. No caso, uma curva representativa para a resistência à tração e outra para a compressão. As propriedades dos materiais impostas foram as mesmas obtidas experimentalmente.

4.3.1 Aço do Perfil

O comportamento adotado para o perfil de aço é também associado ao critério de von Mises, para o qual se adota uma curva multilinear obtida experimentalmente. Quando a tensão equivalente σ_e for menor que a tensão de escoamento f_y , o comportamento do material terá correspondência com o trecho elástico-linear da relação tensão *versus* deformação. No caso da tensão equivalente ser maior ou igual à tensão de escoamento, o material desenvolvera deformações plásticas. A Figura 30 ilustra a curva tensão *versus* deformação do aço empregada.

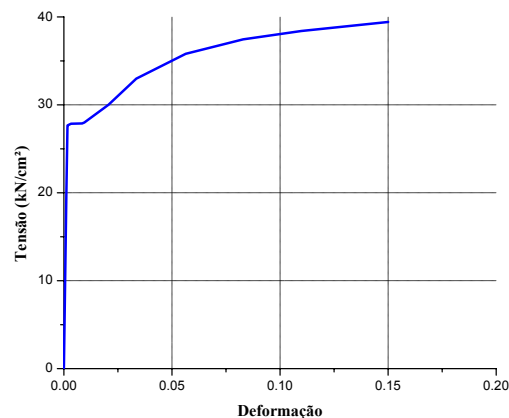


Figura 30: Modelo reológico usado para o aço do perfil.

Observe que foi incluído o trecho descendente. Isto porque para o ANSYS é importante impor um limite de deformação, ou em outras palavras, é necessário informar ao programa que quando as tensões atingirem este limite, as deformações tendem a um valor específico (no caso 0,20) e não para valores infinitos.

4.3.2 Concreto

O comportamento do concreto foi representado por meio do modelo reológico *Cast-Iron*, disponibilizado pelo programa ANSYS, o qual permite simular o comportamento do concreto quando submetido a tensões de tração e/ou de compressão.

Um grande número de fatores relacionados ao material pode causar mudanças de rigidez na estrutura durante a análise. Uma relação não-linear de tensão-deformação de materiais plásticos, elasto-plásticos ou hiper-elásticos irão levar a mudanças significativas na rigidez ao longo da aplicação da sollicitação.

Por este motivo, é importante delimitar bem as características não-lineares do material para que haja uma resposta coerente com as respostas que buscamos encontrar.

As curvas de caracterização do material concreto estão representadas na figura 31.

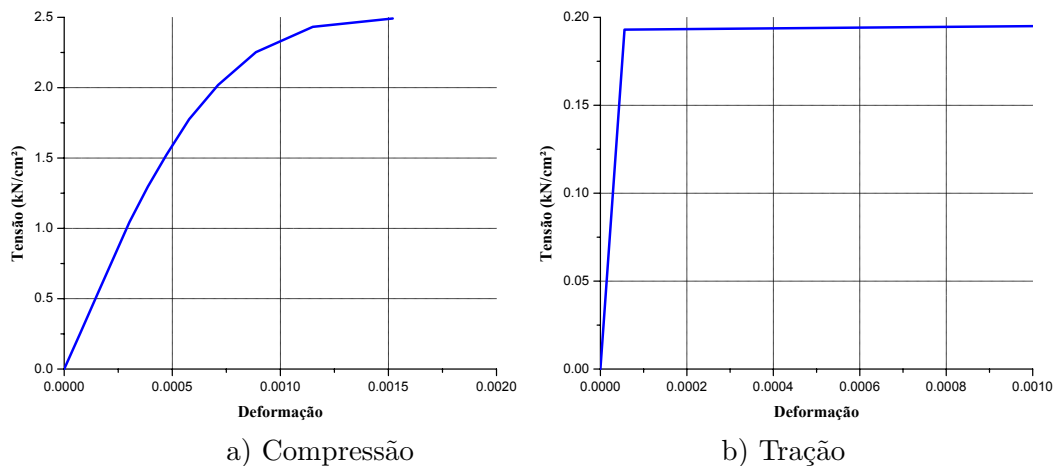


Figura 31: Modelos reológicos para o concreto da laje.

4.4 Aspectos da Análise Não-Linear

O carregamento foi aplicado de forma incremental, devido à consideração da não linearidade física. O incremento de carga foi controlado utilizando-se o recurso do programa ANSYS denominado *Automatic Load Stepping*.

De acordo com a documentação do programa ANSYS, o recurso citado reduz o valor do incremento quando a previsão do número de iterações ultrapassa o limite estabelecido (no caso 400), caso se obtenha incrementos de deformações plásticas maiores

que 15% ou ainda deslocamentos excessivos. O valor do incremento pode também ser aumentado, caso o processo venha a convergir de forma sistemática na primeira iteração.

O método para resolução do sistema não-linear utilizado foi o de *Newton Raphson Pleno*, caracterizado pela atualização da matriz de rigidez tangente a cada iteração.

O critério de convergência foi estabelecido com base no vetor de resíduo de forças e momentos $\{R\}$, sendo satisfeito quando a norma deste vetor, $\|\{R\}\|$, atinge valores menores ou iguais à tolerância estabelecida, no caso dez por cento da norma do vetor de forças e momentos aplicados ($0.1 \cdot \|\{F^a\}\|$). A norma utilizada, para o caso em questão, foi a quadrática $\|\{R\}\|_2 = \sqrt{\sum (R_j)^2}$.

Para solução dos sistemas de equações lineares, utilizou-se o método denominado no programa ANSYS como *Direct Sparse*, recomendado pelo mesmo grupo para problemas não-lineares, principalmente quando se tem vários tipos de elementos no mesmo modelo.

Tal método consiste em um processo de eliminação direta, envolvendo a decomposição da matriz de rigidez em matrizes triangulares, superior e inferior $[K] = [L] \cdot [U]$. Porém, partindo do princípio que a matriz de rigidez é do tipo esparsa (o que geralmente ocorre no método dos elementos finitos), é realizada uma reordenação das linhas da matriz $[K]$ antes de sua decomposição em $[L] \cdot [U]$, de forma a minimizar o número de operações, otimizando o processo.

Para melhorar o processo de convergência, foi habilitado ainda o procedimento *Line Search*, que consiste em multiplicar o vetor de incremento de deslocamentos por um fator s ($0,05 < s < 1,0$), determinado pela minimização da energia do sistema.

5 Resultados

5.1 Caracterização dos Materiais

5.1.1 Aço do Perfil e Conectores em Barra Chata

O aço empregado para confecção do perfil central e dos conectores em barra chata dos corpos-de-prova para ensaio de cisalhamento direto foi o CSN COR - 420, sendo todos os trabalhos de corte, dobra e soldagem executados pela empresa SOULFER Indústria Ltda.

Os perfis de aço das vigas mistas, bem como os conectores em barra chata foram fabricados com aço sem qualificação estrutural. Todos os trabalhos de corte, dobra e soldagem executados pela empresa LITHIUM Indústria Ltda.

As propriedades mecânicas foram determinadas por meio de ensaios de tração direta, seguindo as prescrições da ASTM A370 (2008). Foi retirado um corpo-de-prova de cada chapa de amostra de lote totalizando seis corpos-de-prova. A figura 32 ilustra os corpos-de-prova extraídos e posteriormente ensaiados.



Figura 32: Corpos-de-prova extraídos para caracterização.

Na tabela 3 é apresentado o alongamento (A), a tensão de escoamento (f_y) e a tensão de ruptura (f_u) para os aços utilizados na confecção dos conectores e dos perfis.

Tabela 3: Propriedades mecânicas do aço.

Corpo-de-Prova		f_y (MPa)	f_u (MPa)	A (%)
<i>Push-out</i> Conectores em Barra Chata *	CP 1	324	470	26
	CP 2	324	460	24
	CP 3	364	485	23
	Média	337	472	24
<i>Push-out</i> Perfil Central	CP 4	324	479	25
	CP 5	330	476	24
	CP 6	374	492	23
	Média	343	482	24
Vigas A1 , A2 e Conectores em Barra Chata	CP 7	277	390	28
	CP 8	285	404	28
	CP 9	282	399	28
	Média	281	398	28
Vigas B1 e B2	CP 10	288	394	27
	CP 11	278	395	28
	CP 12	286	395	27
	Média	284	395	27

* Aço CSN COR – 420 : $f_y = 300\text{Mpa}$ e $f_u = 420\text{Mpa}$ (valores nominais)

5.1.2 Concreto

Para determinação das propriedades mecânicas do concreto foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 10cm por 20cm, para ensaio de resistência à tração por compressão diametral e para ensaio de módulo de elasticidade e resistência à compressão. Os corpos-de-prova cilíndricos foram moldados e curados segundo as especificações da ABNT NBR 5738:1984, e para o ensaio foi utilizada a máquina de ensaios ELE Autotest 2000.

O cimento empregado foi de alta resistência inicial (ARI), e o traço do concreto em massa, igual a 1 : 2,7 : 3,7 : 0,6 com consumo de cimento de 313 kg/m^3 .

A ABNT NBR 8522:2003 prescreve o método de determinação dos módulos de elasticidade, tangente e secante.

Neste trabalho o módulo de elasticidade utilizado foi o secante, equação 5.1, medido pela inclinação da reta secante ao diagrama tensão *versus* deformação, definida pelos pontos correspondentes a 0,5 Mpa e 30% da resistência à compressão do concreto (equação 5.1).

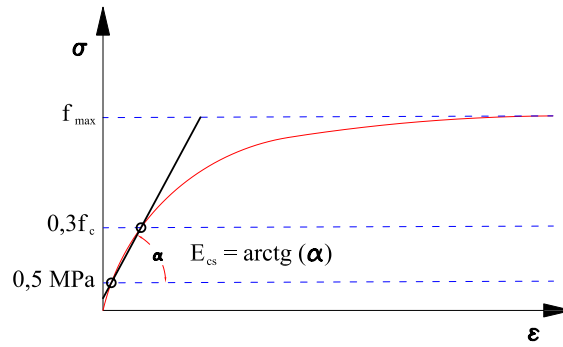


Figura 33: Representação esquemática do módulo de Elasticidade.

$$E_{cs} = \frac{\sigma_{0,3} - \sigma_{inf}}{\varepsilon_{0,3} - \varepsilon_0} \quad (5.1)$$

sendo:

$\sigma_{0,3}$ é a tensão correspondente a 30% da resistência

à compressão do concreto f_c ;

σ_{inf} é a tensão igual a 0,5 MPa;

$\varepsilon_{0,3}$ é a deformação correspondente a $\sigma_{0,3}$;

ε_0 é a deformação correspondente à tensão de 0,5 MPa.

As seguintes propriedades do concreto foram determinadas via ensaios de caracterização: Resistência à compressão f_{cm} , resistência à tração diametral f_{ctm} e módulo de elasticidade secante a 30% da resistência do concreto E_{cs} . Os valores, para os ensaios de cisalhamento direto, estão apresentados na tabela 4 e para os ensaios das vigas mistas, apresentados na tabela 5.

Tabela 4: Propriedades mecânicas do concreto das lajes dos corpos-de-prova *push-out*.

Corpos de Prova	Resistência à compressão ABNT NBR-5739:1994 f_{cm} (MPa)			Resistência à tração ABNT NBR-7222:1994 $f_{ctm, sp}$ (MPa)			Módulo de Elasticidade ABNT 8522:2003 E_{cs} (MPa)		
	Laje A	Laje B	Média	Laje A	Laje B	Média	Laje A	Laje B	Média
Barra Chata	38,72	41,72	40,56	2,74	3,52	3,18	31763	34331	33335
Barra Redonda	33,85	35,93	34,50	1,74	2,29	2,16	27585	29368	28138
U Laminado	40,42	36,75	39,67	1,13	2,05	2,15	33217	30071	32569
	40,14	41,35		2,25	2,16		32977	34014	

Tabela 5: Propriedades mecânicas do concreto: Ensaios das vigas.

Corpos de Prova	Resistência à compressão ABNT NBR-5739:1994 f_{cm} (MPa)			Resistência à tração ABNT NBR-7222:1994 $f_{ctm, sp}$ (MPa)			Módulo de Elasticidade ABNT 8522:2003 E_{cs} (MPa)		
	CP 1	CP 2	Média	CP 1	CP 2	Média	CP 1	CP 2	Média
VM A1	23,33	25,88	24,61	2,29	2,37	2,33	27849	30400	29124
VM A2	22,23	26,93	24,58	2,09	2,61	2,35	27546	32247	29897
VM B1	23,33	25,88	24,61	2,29	2,37	2,33	27849	30400	29124
VM B2	22,23	26,93	24,58	2,09	2,61	2,35	27546	32247	29897

5.2 Resultados Experimentais dos Ensaios de Cisalhamento Direto

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto estão apresentados em forma de gráficos e tabelas. Em todos os gráficos a força se refere a um conector, ou seja, a força aplicada foi dividida por quatro. Recordando detalhe já descrito no Capítulo 3, alguns corpos-de-prova foram ensaiados com carregamento monotônico, e outros com carregamento cíclico como sugere o EUROCODE 4:2001.

Foi realizado ensaio monotônico em um único corpo-de-prova de cada grupo de conectores com o intuito de delimitar os valores máximo e mínimo de força para os ensaios cíclicos que viriam a posteriori.

Os corpos-de-prova A2, B2 e U2 foram ensaiados monotonicamente, enquanto que os demais corpos-de-prova *push-out* foram ensaiados com carregamento cíclico antes de serem levados à ruptura, conforme procedimento de ensaio dado pelo EUROCODE 4:2001.

Como é usual nesses casos, os resultados obtidos por esses ensaios apresentaram significativa variabilidade causada principalmente pela resistência à compressão do concreto, adensamento e arranjo das partículas do agregado junto ao conector. Levando em consideração essa variabilidade, presente até mesmo nos ensaios com conectores idênticos, percebe-se que não houve alterações significativas no comportamento dos conectores ensaiados com carregamento monotônico e cíclico, sendo possível a comparação de todos os corpos-de-prova. A figura 34 ilustra as curvas força *versus* deslocamento relativo de todos os corpos-de-prova ensaiados.

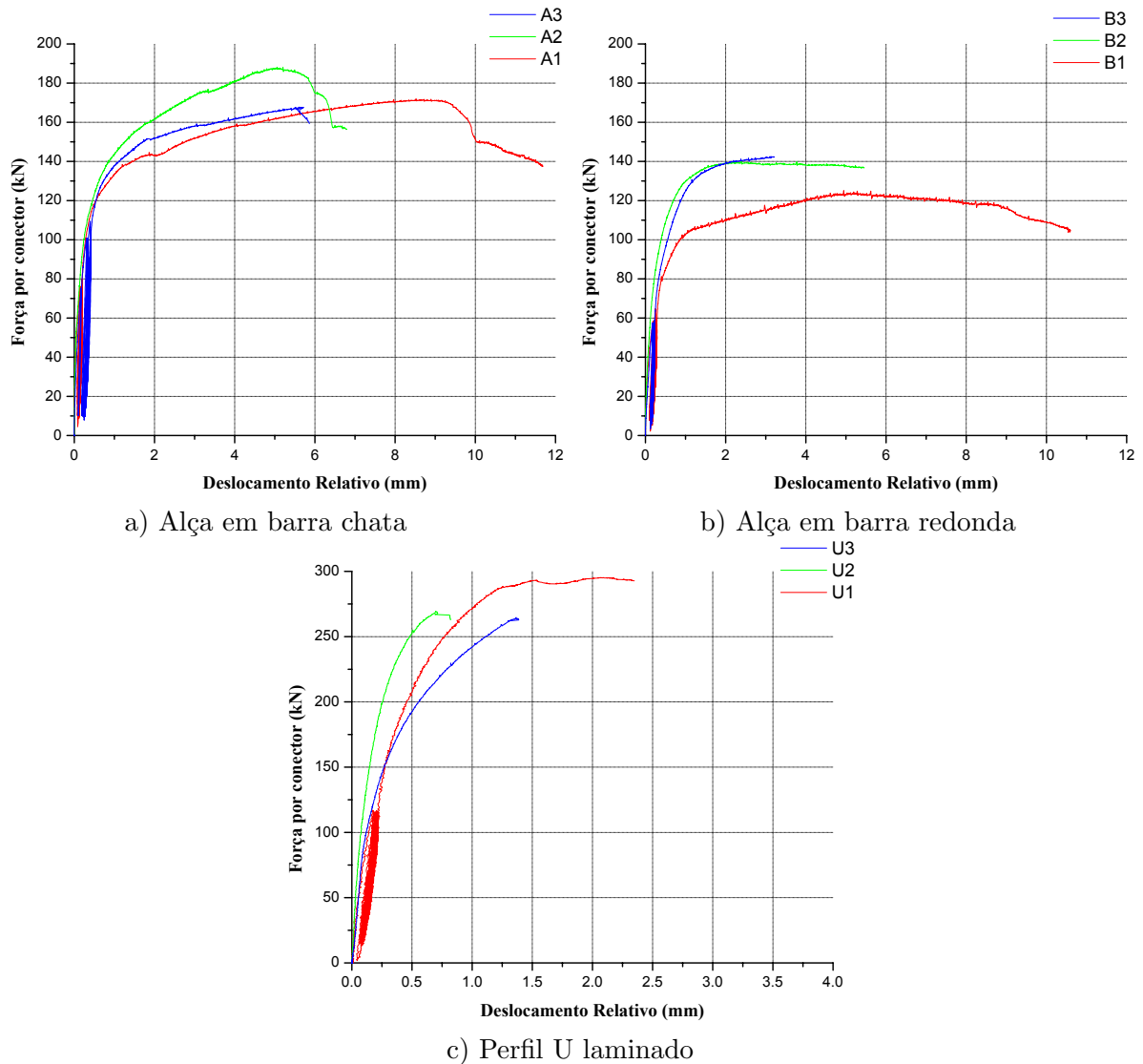


Figura 34: Força x deslocamento relativo dos conectores de cisalhamento.

Pode se observar pelos resultados mostrados anteriormente, que há uma significativa variação de resistência entre os diferentes tipos de conectores. As alças em barra chata e barra redonda possuem uma área de contato com o concreto relativamente próximas. Já o conector do tipo U laminado apresenta um comportamento semelhante aos trazidos por pesquisas passadas, como em Malite (1993) e David (2003). Portanto, não há muita surpresa em relação aos resultados dos mesmos.

O gráfico da figura 35 mostra de forma comparativa esta diferença de resistência entre os conectores, e na tabela 6 são apresentados os resultados dos ensaios. Lembrando que a capacidade de escorregamento característico (δ_{uk}) deve ser tomada como o menor valor dentre os ensaios em corpos-de-prova idênticos reduzido de 10% ou determinado estatisticamente conforme mencionado no EUROCODE 4:2001.

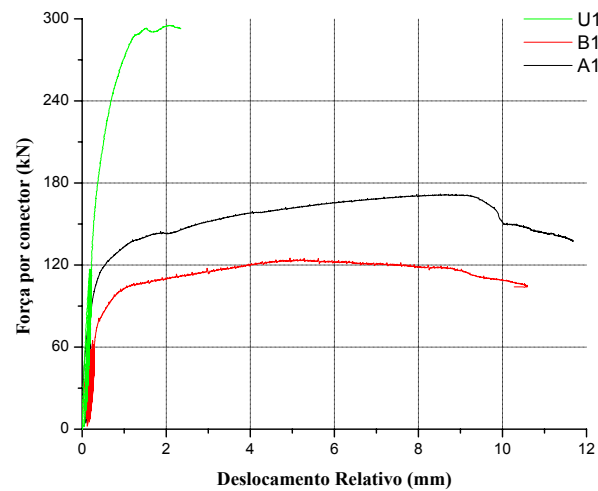


Figura 35: Força x deslocamento comparativo entre os diferentes conectores.

Tabela 6: Força máxima e deslocamento relativo dos diferentes conectores.

Conector	Corpo-de-Prova	Q_{\max} (kN)	δ_{uk} (mm)
Tipo Alça em Barra Chata	A1	172,0	9,57
	A2	188,1	N.A.
	A3	167,8	N.A.
	Média	180,0	9,57
Tipo Alça em Barra Redonda	B1	125,1	9,94
	B2	140,2	N.A.
	B3	142,6	N.A.
	Média	136,0	9,94
Perfil U Laminado	U1	295,3	N.A.
	U2	269,5	N.A.
	U3	264,8	N.A.
	Média	276,5	N.A.

Em todos os corpos-de-prova observou-se que todas as fissuras tinham origem no centro das lajes, se propagando em duas bielas de compressão em relação à maior dimensão da laje até a base.

Para visualização da configuração deformada e modos de falha, foram removidas as lajes dos corpos-de-prova A1, B1 e U1, os mesmos que foram instrumentados com extensômetros elétricos. No conector do tipo alça em barra chata, foi observada ruptura da solda em um dos lados. No conector tipo alça em barra redonda, foi observada significativa deformação por cisalhamento próximo à junção laje-perfil. Já nos conectores em perfil U laminado foi possível observar uma singela deformação por flexão na alma próxima à mesa conectada (figura 36).

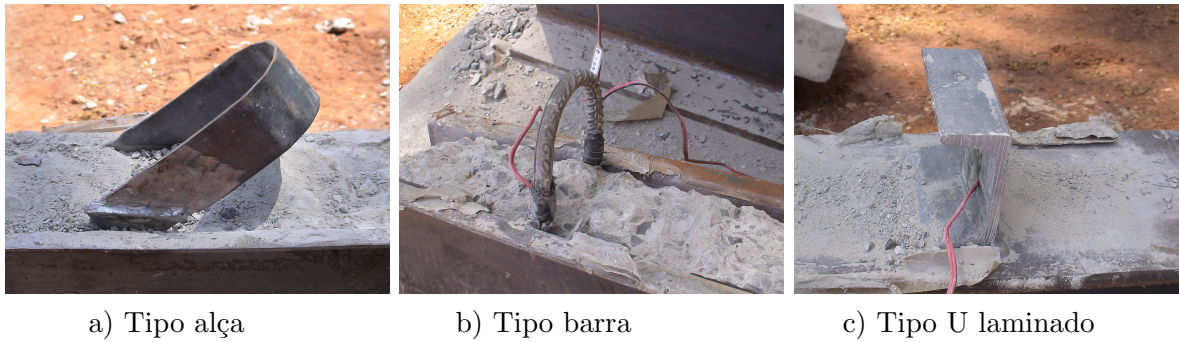


Figura 36: Configuração dos conectores após ensaio de cisalhamento.

5.3 Resultados Experimentais e Numéricos das Vigas Mistas

Os resultados das quatro vigas ensaiadas estão apresentados em forma de gráficos e tabelas. Onde os valores experimentais foram confrontados com os obtidos na análise numérica e também com os obtidos analiticamente.

5.3.1 Força Máxima e Modo de Falha

Por determinação, a quantidade de conectores nas vigas foi defenida de modo a caracterizar condição de interação completa, ou seja, somente uma linha neutra de plastificação é verificada. Com modo de falha de colapso por compressão da laje de concreto idêntico para todos as quatro vigas (figura 37), este fato pode ser comprovado.

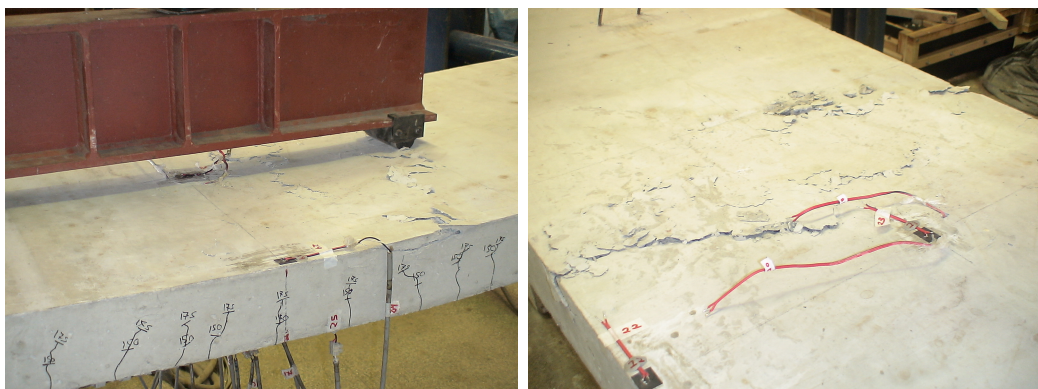


Figura 37: Aspecto final e modo de falha das vigas mistas ensaiadas.

Pela modelagem numérica, os resultados mostraram tensões solicitantes de compressão na laje inferiores as tensões obtidas pela análise experimental. E em relação ao modo de ruptura pela modelagem numérica, observou-se que a falha também ocorreu por compressão da laje de concreto (figura 38).

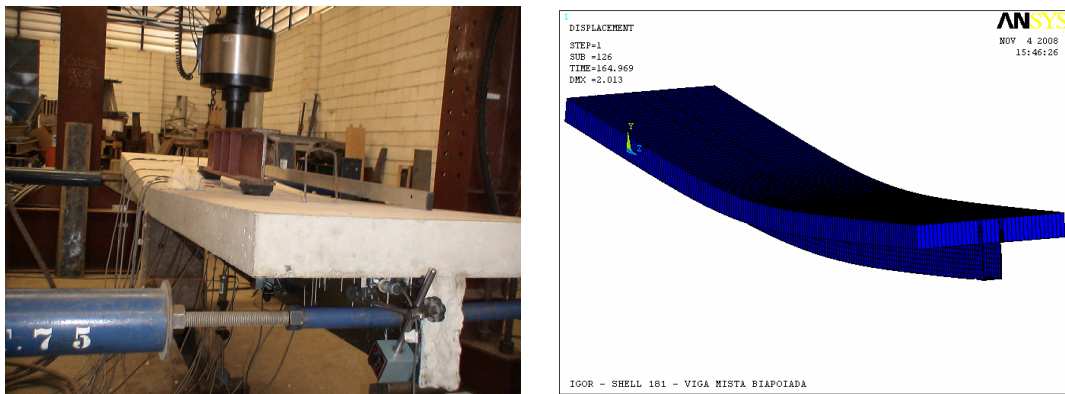
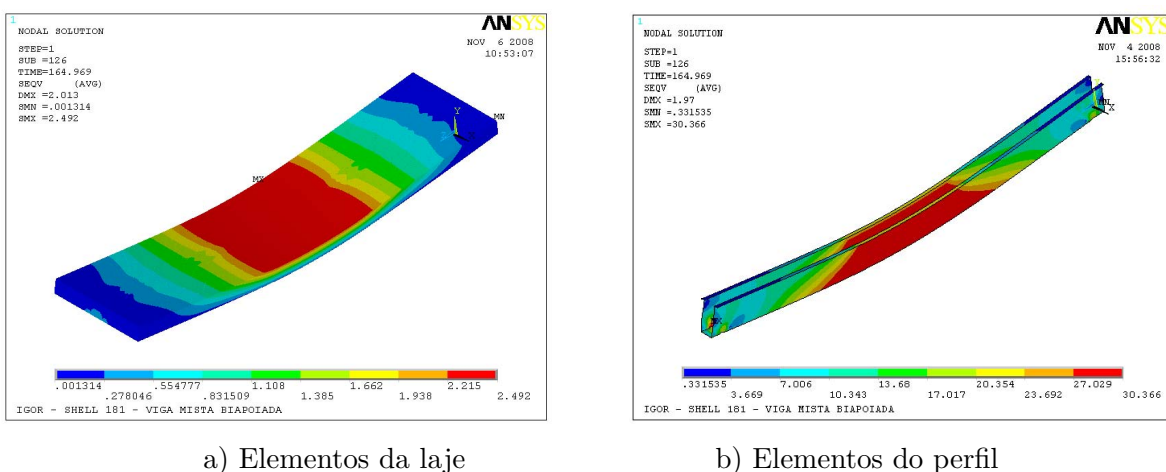


Figura 38: Configuração final após ensaio experimental e numérico.

Outro indicativo dos modos de falha das vigas se dá pelas tensões de *von Mises*. Como a estratégia de modelagem considera o critério de plastificação de *von Mises*, caso as tensões na face superior da laje tenham superado a resistência à compressão do concreto (como foi o caso), fica caracterizada a falha do concreto por compressão.

A figura 39 a seguir ilustra as tensões de *von Mises* na laje da viga mista para o último passo de carga alcançado. Por essas tensões percebe-se que nas vigas, cuja interação foi completa, as tensões de compressão na face superior da laje são maiores que a resistência à compressão do concreto, caracterizando o colapso por esmagamento do mesmo.



a) Elementos da laje

b) Elementos do perfil

Figura 39: Tensões de *von Mises* para o modelo numérico ensaiado (kN/cm^2).

A tabela 7 a seguir resume os resultados experimentais, analíticos e numéricos da força máxima resistida pelas vigas mistas.

Tabela 7: Força máxima experimental, analítico e numérico obtidos para as vigas.

Vigas	Força Máxima ¹⁾ Experim. (kN)	Força Máxima Analítica (kN)	Força Máxima Numérica (kN)	F. max exp. F. max anal.	F. max exp. F. max num.
VM A1	193,12	163,24	164,97	1,18	1,17
VM A2	181,99	163,16	164,97	1,11	1,12
VM B1	185,93	163,24	164,97	1,13	1,12
VM B2	185,06	163,16	164,97	1,13	1,12

¹⁾ Valor corrigido: $F_{exp} + \text{Peso Próprio viga} + \text{Aparato de ensaio}$

5.3.2 Deformações Longitudinais na Seção Transversal no Meio do Vão

Nas figuras 41 a 44, são apresentadas as deformações lidas nas cotas instrumentadas como também a distribuição de deformações na seção transversal a meio vão, para três diferentes valores de carregamento (25% de F_{max} , 50% de F_{max} e 75% de F_{max}). Observa-se claramente, em todas as vigas ensaiadas, somente uma linha neutra de plastificação. Os valores finais de resistência podem ter sofrido pequenas variações, porem o comportamento final de falha caracterizada pelo colapso por compressão da laje do concreto é verificada em todas as vigas.

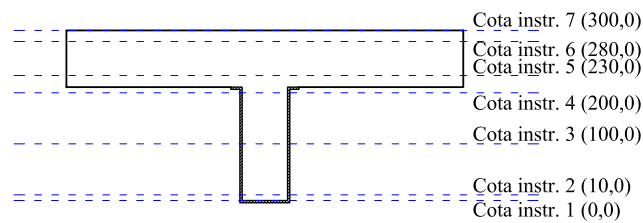


Figura 40: Desenho esquemático: cotas instrumentadas para medição de deformações.

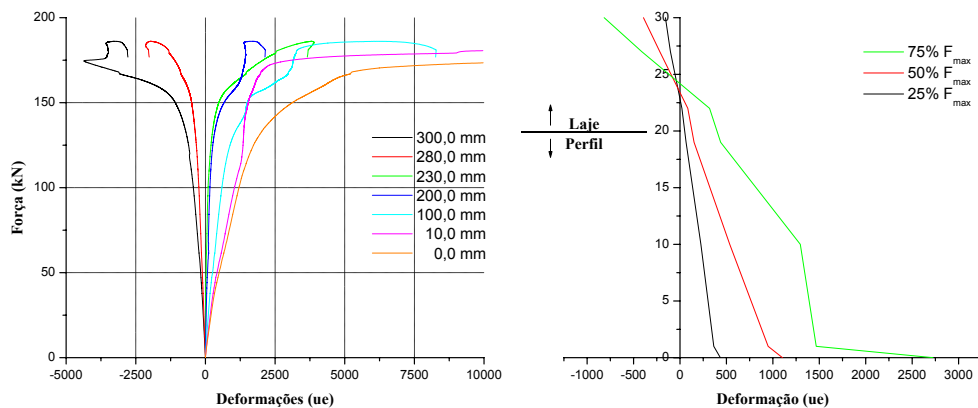


Figura 41: Força x deformação longitudinal e distribuição de deformação - viga VM A1.

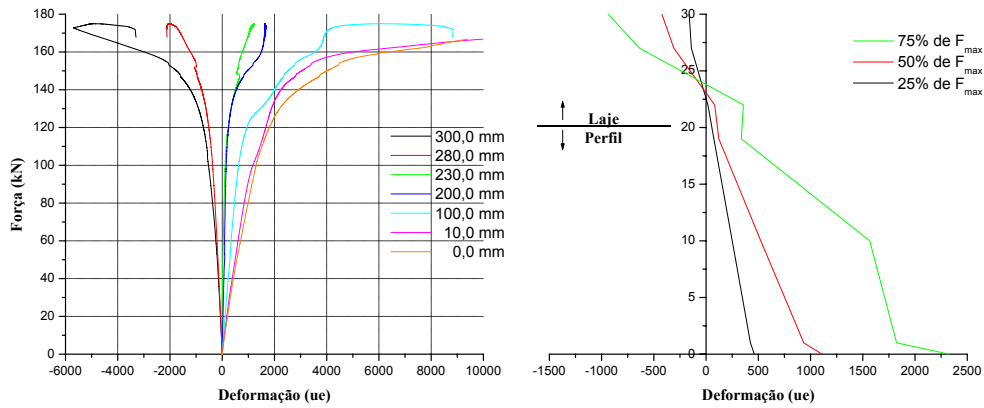


Figura 42: Força x deformação longitudinal e distribuição de deformações - viga VM A2.

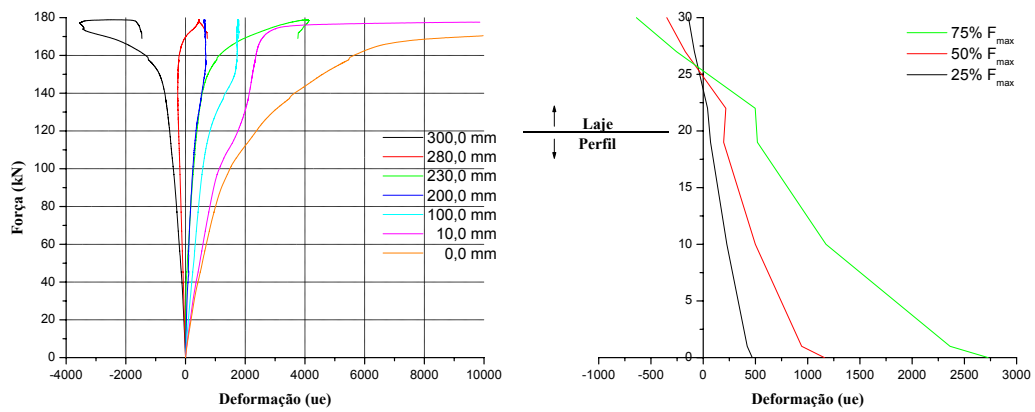


Figura 43: Força x deformação longitudinal e distribuição de deformações - viga VM B1.

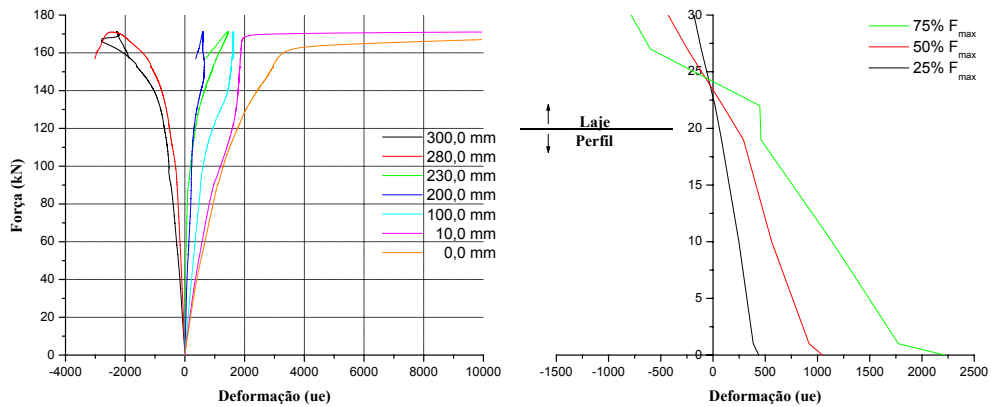


Figura 44: Força x deformação longitudinal e distribuição de deformações - viga VM B2.

Outro resultado obtido via modelagem numérica foi também a determinação da posição da linha neutra. A figura 45 ilustra as deformações longitudinais obtidas pela estratégia numérica adotada. Por estas deformações é possível identificar a posição da linha neutra de plastificação na laje.

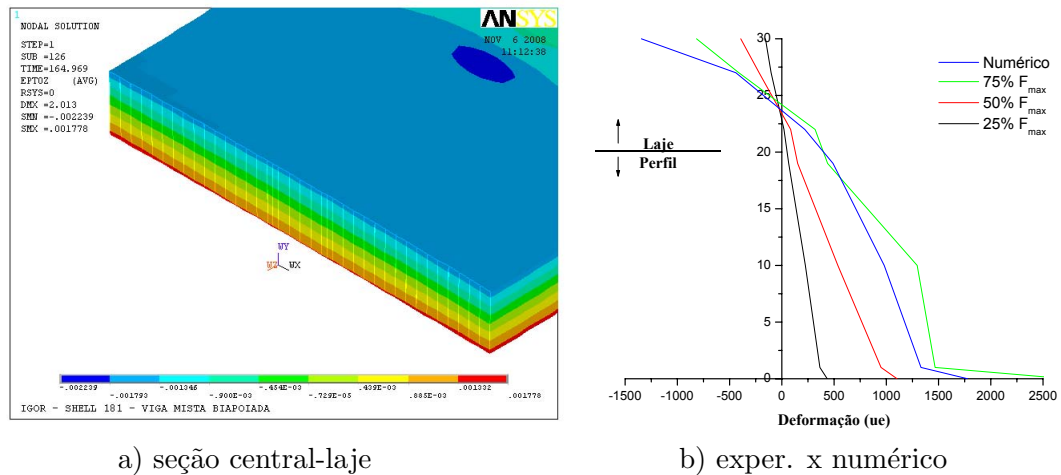


Figura 45: Diagramas de deformações a meio vão obtidos via modelagem numérica.

Observe que o perfil está totalmente tracionado, como também a laje de concreto está com uma grande parte tracionada e uma pequena parcela de sua seção transversal solicitada por esforços de compressão, caracterizando uma linha neutra de plastificação na laje de concreto e portanto em conformidade com a análise experimental (figura 45).

5.3.3 Deformações Das Rosetas

A tensão de cisalhamento vertical (τ) foi comparada ao valor teórico calculado pela expressão 5.2, e pelas deformações obtidas por meio das rosetas foi possível calcular as tensões nas direções principais e a tensão máxima de cisalhamento, admitindo regime elástico. Na figura 46 são apresentados os gráficos força *versus* deformação angular, experimental e teórico para as vigas A1 e B1 respectivamente.

$$\tau = \frac{V \cdot M_S}{I_a \cdot t} \quad (5.2)$$

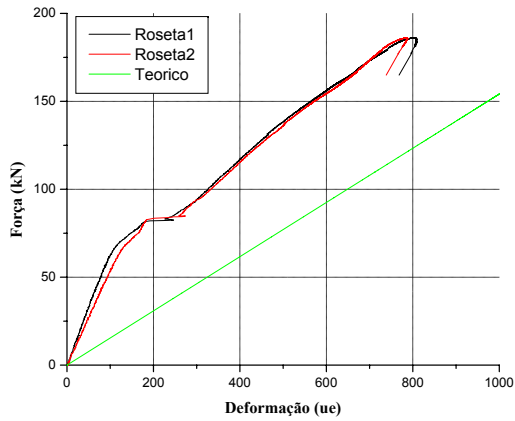
sendo:

V é a força cortante;

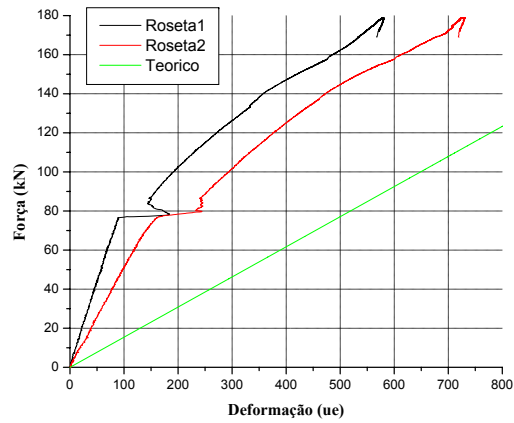
M_S é o momento estático em relação a posição da roseta;

I_a é o momento de inércia da viga metálica;

t é a espessura da alma.



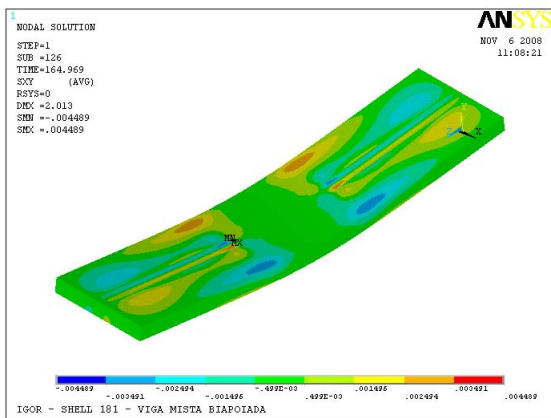
a) VM A1



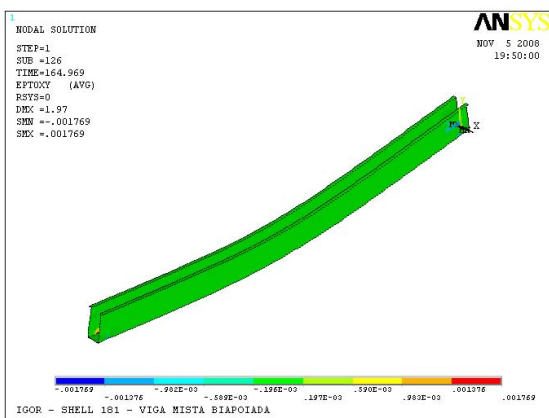
b) VM B1

Figura 46: Força x deformação angular teórico e experimental.

Nota-se que os valores teóricos foram maiores que as experimentais, mostrando que parte do esforço cisalhante foi resistido pelo concreto. A figura 47 ilustra as tensões cisalhantes obtidas pela simulação numérica. Apesar de a força última ter sido um pouco menor do que a experimental, o valor das tensões cisalhantes, no ponto onde estava colada a roseta, foram semelhantes.



a) laje



b) Perfil

Figura 47: Deformações devido ao cisalhamento no plano XY.

5.3.4 Deslocamentos Verticais

Um importante parâmetro avaliado foi o deslocamento vertical máximo a meio vão. A figura 48 ilustra de forma comparativa os valores de flecha máxima obtidos experimentalmente, numericamente e analiticamente para as vigas mistas ensaiadas. Os valores analíticos foram obtidos por meio de uma análise elástica, segundo o esquema estático contido na figura 49 e pela equação 5.3.

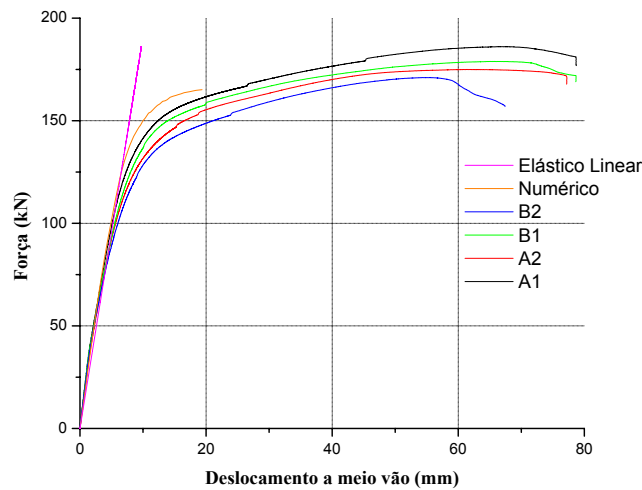


Figura 48: Gráfico de força x deslocamento experimental e numérico.

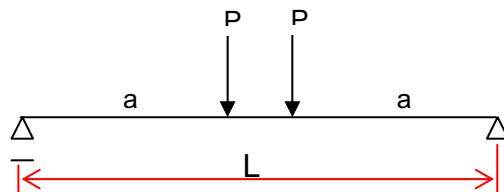


Figura 49: Esquema estático para cálculo de deslocamento - Viga biapoiada.

$$\delta = \frac{P \cdot a}{24 \cdot (E \cdot I_{ef})} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot L^2) \quad (5.3)$$

sendo:

P é a força aplicada;

L é o vão da viga;

E é o módulo de elasticidade do material para qual a seção foi homogeneizada;

I_{ef} é o momento de inércia efetivo da seção o mista.

As figuras 50 e 51 a seguir ilustram, de uma forma comparativa, os valores de deslocamentos encontrados experimentalmente, analiticamente e numericamente para as vigas A1, A2, B1 e B2 respectivamente.

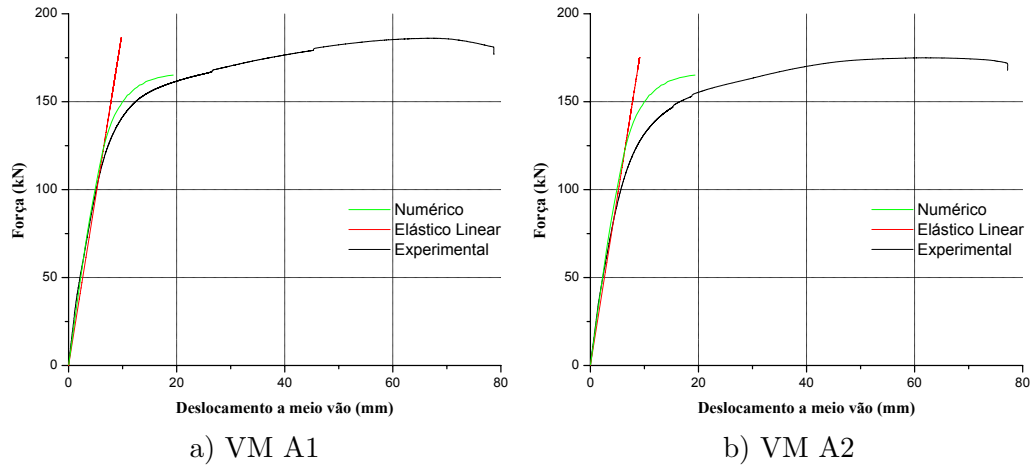


Figura 50: Deslocamentos numéricos, experimentais e analíticos.

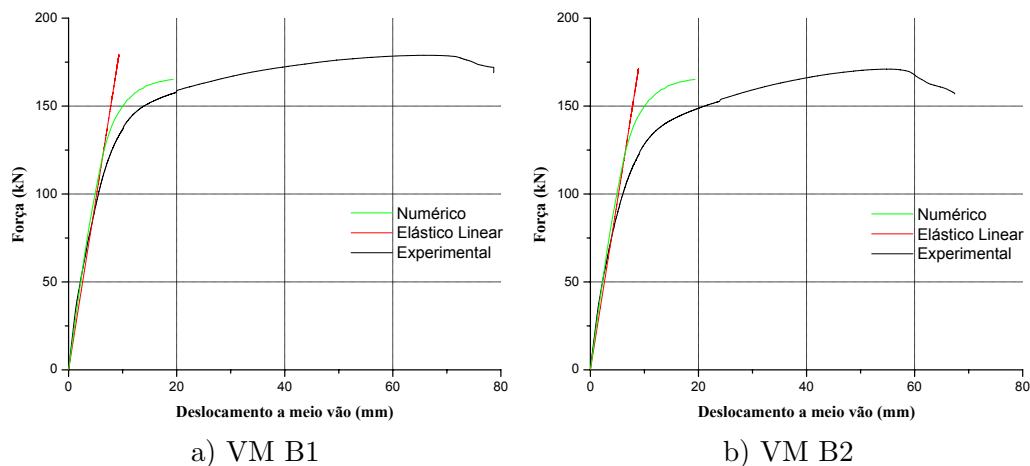


Figura 51: Deslocamentos numéricos, experimentais e analíticos.

Em Johnson (1975) é citado que, mesmo para uma interação completa, o cálculo do deslocamento vertical desconsiderando o deslizamento na interface, é subestimado quando comparado aos resultados experimentais. Em Grant *et al* (1977) a explicação para essa redução de rigidez pode ser atribuída ao fato dos conectores de cisalhamento apresentarem elevada flexibilidade e ductilidade, permitindo significativo deslizamento relativo, mesmo sendo suas resistências suficientes para garantir a interação completa.

Ponto este que merece um comentário é que nas vigas mistas com interação completa o deslocamento teórico obtido geralmente é inferior ao experimental. Isto é explicado pelo fato de que a formulação, numérica e/ou analítica normalmente empregada

para descrever o comportamento estrutural das vigas, leva em consideração uma rigidez perfeita dos materiais. Ou seja, na prática, as propriedades mecânicas dos materiais não são tão homogêneas quanto se considera em teoria.

Na tabela 8 estão apresentados os valores do deslocamento vertical obtidos pela equação 5.3, pela modelagem numérica e o deslocamento experimental, todos para um carregamento com duas forças concentradas como as dos ensaios experimentais.

Tabela 8: Deslocamento (mm), para $F=100\text{kN}$, experimental, analítico e numérico.

Vigas	Experimental	Analítico	Numérico	<u>Experim.</u> Analítico	<u>Experim.</u> Numérico
VM A1	5,103	5,232	5,042	0,98	1,01
VM A2	5,690	5,201	5,042	1,09	1,13
VM B1	5,488	5,196	5,042	1,06	1,09
VM B2	6,002	5,196	5,042	1,15	1,19

5.3.5 Deslizamento Relativo na Interface

Os deslizamentos relativos medidos através de transdutores para todas as vigas ensaiadas estão ilustrados na figura 52.

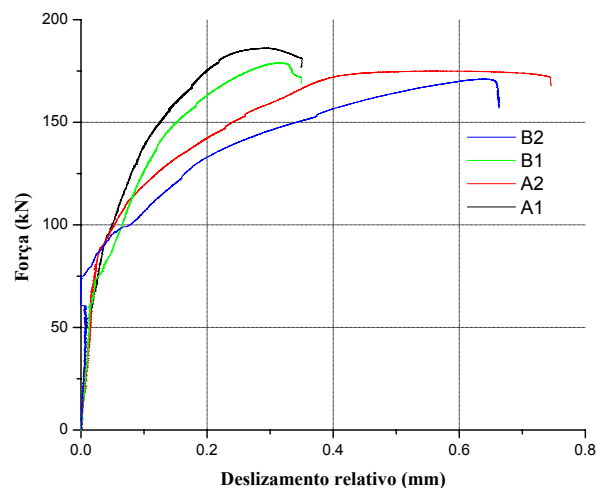


Figura 52: Comparativo do deslizamento relativo para as vigas ensaiadas.

Pelas curvas da figura 52 percebe-se que o deslizamento relativo entre a laje e o perfil foi nulo enquanto houve aderência entre eles. A força para a qual essa aderência foi rompida variou de viga para viga. E pelos valores obtidos, considera-se que não houve

separação suficiente para classificar como perda de interação. Portanto, a condição de interação considerada manteve-se verdadeira. Interação completa garantida.

5.3.6 Distribuição de Tensões nos Conectores

Segundo a ABNT NBR8800:2008, ao dimensionarmos uma viga mista, para uma condição imposta de interação completa entre os materiais, é preciso igualar o somatório das resistências individuais dos conectores de cisalhamento com o menor valor entre a força de tração solicitante no perfil de aço e a força de compressão na laje. Assim sendo, devido à ductilidade, todo o fluxo de cisalhamento é distribuído uniformemente entre os conectores, de modo a garantir que todos trabalhem por igual.

Foram instrumentados dois conectores. Um mais próximo a extremidade da viga (conector 2) e outro na região central (conector 1). Onde nitidamente haveria uma variação na intensidade do fluxo de cisalhamento. Pelos gráficos da figura 53, ilustrando as deformações medidas no dois conectores instrumentados, podemos ver que eles demonstraram trabalhar sua ductilidade de modo a garantir que o fluxo fosse realmente distribuído uniformemente. Relembrando que o fluxo de cisalhamento em (2) é ligeiramente maior do que em (1).

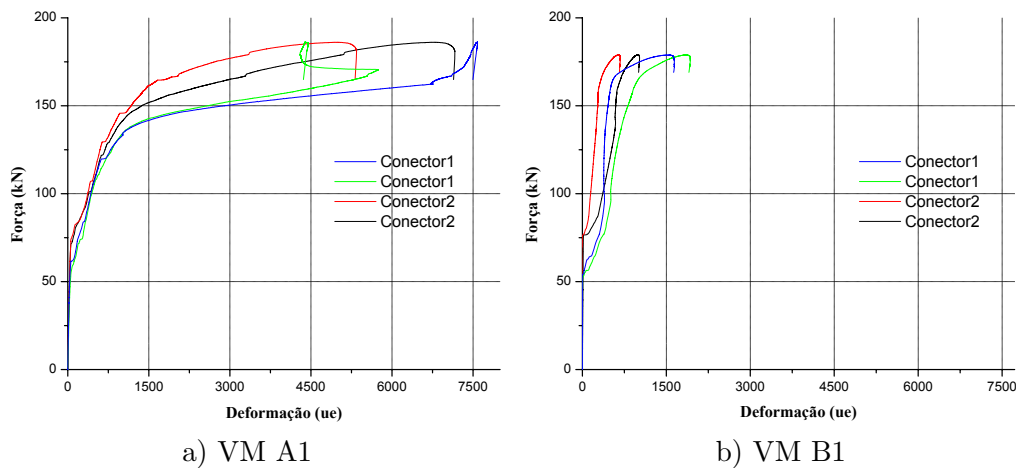


Figura 53: Comparativo das deformações nos conectores instrumentados.

5.3.7 Avaliação Teórica da Resistência

Neste item são apresentados os momentos resistentes elásticos e plásticos, teóricos e experimentais. Nas tabelas 9 e 10 estão apresentadas as propriedades mecânicas de cada viga e em seguida é indicado o cálculo do momento resistente elástico e plástico.

Tabela 9: Propriedades geométricas e mecânicas das vigas mistas.

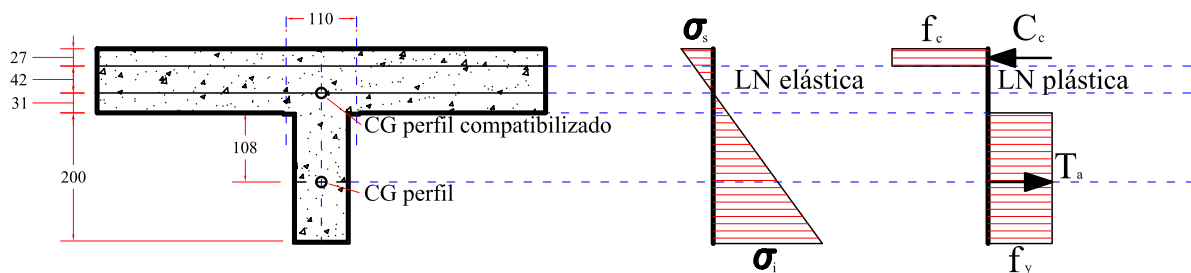
Vigas	E_c (MPa)	f_c (MPa)	E (MPa)	f_y (MPa)	I_a (cm ⁴)	A_a (cm ²)	ΣQ_R (kN)	η_i
VM A1	29124	24,61	200000	281,33	703,04	15,54	719,88	1,64
VM A2	29897	24,58	200000	281,33	703,04	15,54	719,88	1,64
VM B1	29124	24,61	200000	284,00	703,04	15,54	679,85	1,55
VM B2	29897	24,58	200000	284,00	703,04	15,54	679,85	1,55

ΣQ_R é a somatória das resistências individuais dos conectores entre o apoio e o meio do vão;
 η_i é o parâmetro de avaliação da interação.

Tabela 10: Momentos de inércia da seção transformada para as vigas.

Vigas	¹⁾ Posição do C.G. Transformado (mm)	Momento de Inércia Compatibilizado - I_{tr} (cm ⁴)
VM A1	68,81	4172
VM A2	68,42	4197
VM B1	68,81	4172
VM B2	68,42	4197

1) Tomado a partir da face superior da laje.

Figura 54: Diagramas de tensões para determinação do M_{Re} e M_{Rp} .

a) Momento resistente elástico

$$\alpha_E = \frac{E}{E_c} \quad (5.4)$$

sendo:

α_E é a relação modular dos materiais;

E é o módulo de elasticidade do aço;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

$$y_{cg} = \frac{\left[\left(t_c \cdot \frac{b_{ef}}{\alpha_E} \right) \cdot y_c \right] + \left[A_a \cdot \left(\frac{d}{2} + y_a \right) \right]}{\left(t_c \cdot \frac{b_{ef}}{\alpha_E} \right) + A_a} \quad (5.5)$$

sendo:

y_{cg} é a posição do centróide da seção transformada tomado a partir da face superior da laje de concreto;

t_c é a espessura da laje de concreto;

b_{ef} é a largura efetiva da laje;

y_c é a posição do centro de gravidade da laje;

A_a é a área da seção transversal de aço;

d é a altura total do perfil de aço;

y_a é a posição do centróide do perfil de aço;

tomado a partir da face inferior da laje de concreto;

$$I_{tr} = I_a + \left[A_a \cdot \left(\frac{d}{2} + y_a - y_{cg} \right)^2 \right] + \left[\frac{b_{ef}}{\alpha_E} \cdot \frac{(y_{cg})^3}{3} \right] \quad (5.6)$$

sendo:

I_{tr} é o momento de inércia da seção mista transformada;

I_a é o momento de inércia do perfil de aço;

$$M_{Re} \leq \begin{cases} \frac{f_y \cdot I_{tr}}{y_{cg}} \\ \frac{f_c \cdot I_{tr} \cdot \alpha_E}{\bar{y}_{cg}} \end{cases} \quad (5.7)$$

sendo:

M_{Re} é momento resistente elástico;

f_y é a tensão de escoamento do aço;

f_c é a tensão resistente à compressão do concreto;

\bar{y}_{cg} é a valor da altura total da viga mista subtraída de y_{cg} ;

b) Momento resistente plástico

$$\sum Q_R \leq \begin{cases} f_c \cdot b_{ef} \cdot t_c \\ A_a \cdot f_y \end{cases} \quad (5.8)$$

sendo:

$\sum Q_R$ é o somatório das resistências dos conectores;

$$a = \frac{A_a \cdot f_y}{f_c \cdot b_{ef}} \leq t_c \quad (5.9)$$

sendo:

a é a distância da linha neutra de plastificação ao topo da laje;

$$M_{Rp} = (A_a \cdot f_y) \cdot \left(d_1 + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (5.10)$$

sendo:

M_{Rp} é o momento resistente plástico;

d_1 é a posição do centro de gravidade do perfil isolado

tomado a partir da face inferior da laje de concreto;

Na tabela 11 consta os valores resistentes a um momento fletor positivo analítico, experimental e numérico para as vigas ensaiadas neste trabalho. Já na tabela 12, um quadro resumo das relações comparativas entre eles é apresentado.

Tabela 11: Momentos resistentes experimentais, numéricos e analíticos.

Vigas	Mom. Exp. Plástico (kN·cm)	Mom. Anal. Elástico (kN·cm)	Mom. Anal. Plástico (kN·cm)	Mom. Num. Plástico (kN·cm)
VM A1	10139	5099	8570	8663
VM A2	9554	5121	8566	8663
VM B1	9761	5099	8570	8663
VM B2	9716	5121	8566	8663

Tabela 12: Relações entre os momentos resistentes.

Vigas	$\frac{M_{\text{exp. plástico}}}{M_{\text{ana plástico}}}$	$\frac{M_{\text{exp. plástico}}}{M_{\text{num plástico}}}$	$\frac{M_{\text{ana plástico}}}{M_{\text{num plástico}}}$
VM A1	1,18	1,17	0,99
VM A2	1,11	1,10	0,99
VM B1	1,13	1,12	0,99
VM B2	1,13	1,12	0,99

6 Conclusões

Sobre a revisão bibliográfica levantada se conclui que o estudo das vigas mistas com perfis laminados iniciou na década de 30 por meio de ensaios em vigas mistas sem a presença de conectores. Em seguida se viu a necessidade de uma conexão metálica entre o perfil e a laje, começando assim os estudos dos diversos tipos de conectores. Pesquisas estas que geraram formulações empíricas para o dimensionamento dos conectores.

Todavia, como existem poucas informações técnicas específicas a respeito do sistema estrutural de vigas mistas em perfis formados a frio apresentado neste trabalho, o objetivo de acrescentar algo ao meio científico por meio da pesquisa foi alcançado.

Percebeu-se que o estudo das vigas mistas em perfis laminados não é atual, porém, continua a ser uma linha de pesquisa muito estudada. Em se tratando de vigas mistas em perfis formados a frio poucos estudos foram realizados por ser uma solução pouco utilizada, o que leva então, a uma necessidade crescente por pesquisas na área.

Pode se concluir que os conectores de cisalhamento apresentaram ductilidade e resistência compatíveis com a requerida pelas vigas mistas analisadas.

Do ponto de vista construtivo, os conectores são facilmente soldados ao perfil, facilitando portanto a industrialização do sistema.

Os valores encontrados analiticamente e por meio da modelagem numérica se mostraram bastante coerentes para descrever o comportamento estrutural das vigas.

Os deslocamentos máximos medidos experimentalmente foram compatíveis com os determinados tanto analiticamente quanto numericamente dentro de um regime elástico de avaliação.

A posição da linha neutra de plastificação obtida experimentalmente, analiticamente e numericamente foram muito próximas.

Observou-se uma significativa contribuição do concreto na resistência à força cortante, uma vez que as deformações experimentais se mostraram em torno de 45%

inferiores aos valores teóricos admitindo apenas a resistência ao cisalhamento da viga de aço.

O momento fletor máximo experimental resultou em média 14% superior ao momento fletor resistente calculado com base na plastificação total da seção, permitindo então concluir que o modelo de plastificação pode ser empregado nesse caso.

Feito todas as análises e comparações dos resultados, a conclusão mais importante se torna evidente. Conclusão esta de que o modelo de resistência a flexão, para uma condição de interação completa, comprova que a hipótese de plastificação total da seção descreve com precisão o comportamento estrutural do sistema proposto.

Foi um dos objetivos desse trabalho desenvolver uma estratégia de modelagem numérica para simulação do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas, com vistas principalmente à representação da interface entre laje de concreto e viga de aço. Optou-se por desenvolver os modelos por meio do programa ANSYS, adotando para tanto elementos finitos disponibilizados na biblioteca do programa.

Para a modelagem da laje, foi representado o comportamento do concreto quando submetido a tensões de tração e compressão utilizando modelo reológico *cast-iron* (biblioteca interna ANSYS) com elementos do tipo casca (*shell 181*). Elementos estes associados ao critério de plastificação de von Mises e se mostrando eficazes, permitindo aos modelos numéricos alcançar níveis de carregamento próximos aos valores máximos experimentais identificados.

Vale comentar que, anteriormente à estratégia final adotada para o modelamento do problema, tentou-se outras várias soluções. Como por exemplo, a utilização do modelo de Mohr-Coulomb (coesão e atrito) no par de contato, visando recuperar a ação da aderência existente entre viga de aço e laje de concreto na interface, o que impediu a ocorrência de escorregamento entre laje e viga, até um nível de carregamento a partir do qual a aderência em questão é vencida. Porém, não se obteve convergência para tal estratégia.

Ainda outra tentativa de modelagem foi a de simular os conectores não mais acoplados, mas sim como molas, mantendo se também a estratégia de recuperar a aderência entre os materiais usando pares de contato e a laje sendo modelada a partir de elementos do tipo sólido. Apesar desta estratégia ter sido adotada em várias pesquisas ao longo dos anos, se concluiu que há uma extrema dificuldade de se obter convergência dos resultados quando, dentre um mesmo conjunto de elementos sólidos, um grupo é solicitado por

esforços de tração e outro grupo por esforços de compressão simultaneamente.

A estratégia final então simulou uma interação completa, portanto sem deslizamento da interface, o que resultou em forças máximas próximas às experimentais.

Os deslocamentos verticais obtidos na simulação foram próximos aos deslocamentos obtidos analiticamente, de acordo com a equação para cálculo do deslocamento vertical em regime linear sem a consideração do deslizamento na interface.

No último estágio de carregamento as tensões na laje foram superiores à resistência à compressão do concreto, caracterizando colapso por esmagamento da mesa de compressão. Modo de falha este semelhante ao que ocorreu nas vigas ensaiadas experimentalmente.

O escopo do presente trabalho foi estudar o comportamento de vigas mistas simplesmente apoiadas, em perfil formado a frio, com ênfase na região da interface entre os materiais e da região de momento positivo.

A partir dos resultados dos ensaios e da simulação numérica, várias conclusões foram obtidas e algumas dúvidas surgiram. Ficam como sugestões para futuros trabalhos:

- Ensaiar vigas com os mesmos conectores, porém com diferentes graus de interação;
- Aplicar o sistema ora proposto para vigas contínuas e semi-contínuas;
- Aprofundar os estudos a respeito do comportamento estrutural com ênfase na região de momento negativo;
- Aprofundar os estudos a respeito do comportamento estrutural com ênfase na região da conexão viga-pilar;
- Adotar novas estratégias para a simulação numérica do sistema proposto;
- Modelar o sistema em ambientes computacionais diferentes do utilizado nesta pesquisa, utilizando outras estratégias, elementos e modelos reológicos;
- O sistema proposto foi ensaiado em temperatura ambiente. Sugere-se estudar o comportamento das vigas em situações de incêndio e verificar o quanto o concreto de preenchimento influencia na resistência a altas temperaturas.

7 Bibliografia Consultada

AL-MASHARY, F.; CHEN, W.F. (1990). Elastic Second Order Analysis for Frame Design. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 15, no. 4, p. 302-322.

AL-ALMERY, R.I.M.; ROBERTS, T.M. (1990). Nonlinear finite difference analysis of composite beams with partial interaction. **Computers and Structures**. v.35, n.1, p.81-87.

ALVA, G. M. S. (2000). **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 277 p.

AMADIO C.; FRAGIOCOMO M. (2001) Effective width evaluation for steel-concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**. v.1, p. 1-16.

AMADIO C.; FEDRIGO C.; FRAGIACOMO M.; MACORINI L. (2004). Experimental evaluation of effective width in steel-concrete composite beams. **Journal of Constructional Steel Research**. v.60, p. 199-220.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION - AISC (2005). **Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (2001). **AISI: North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members**. Washington.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2008). **ASTM: E8-69. Standard Methods of Tension Testing of Metallic Materials, Annual Book of Standards**. Washington.

AN, L; CEDERWALL, K. (1996). Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete. **Journal of Constructional Steel Research**. v.36, p.15-29.

ANSOURIAN, P.; AUST, M.I.E. (1983). The effective width of continuous composite beams. **Civil Engineering transactions**. v.41, n.2-3, p.249-266.

ANSYS Versão 10.0 (2006) **Users Manual**. ANSYS, Inc.

ARIZUMI, Y.; HAMADA, S. (1980). Elastic-plastic analysis of composite beams with incomplete interaction by finite element method. **Computers and Structures**. v.14, n.5-6, p. 453-462.

ASTA A. D.; ZONA A. (2004). Slip locking in finite elements for composite beams with deformable shear connection. **Finite Elements in Analysis and Design**. v.40,p. 1907-1930.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 8522 - Concreto, Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão-Deformação**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1992). **NBR 6152 - Determinação das Propriedades Mecânicas a Tração**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). **NBR 5738 - Ensaio de Compressão de Corpos de Prova**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). **NBR 14762 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 6355 - Perfis estruturais de aço formados a frio**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). **NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro.

AUSTRALIAN/NEW ZEALAND STANDART (1996). **AS/NZS 4600:1996 - Cold Formed Steel Structures**. Canberra.

AVERY, P.; MAHENDRAN, M.; NASIR, A. (2000). Flexural capacity of hollow flange beams . **Journal of Constructional Steel Research**. v.53, p.201-223.

BARNARD, P.R.; JONHSON R.P. (1965). Plastic behaviour of continuous composite beams. Inst. Civ. Engr. Proc. **Composite structures**. v.32, p.180-197.

BERNARD, E. S.; BRIDGE, R. Q.; COLEMAN, R. (1999). Measurement and assessment og geometric imperfections in thin-walled panels. **Thin Walled Structures**. v.33, p.103-126.

- BRADFORD, M. A.; OEHLERS, D. J.(1995). **Composite Steel and Concrete Structural Members**. 1 ed. Great Britian: Pergamon, 549 p.
- BRADFORD, M. A.; Ge X. P. (1997). Elastic distortional buckling of continuous I-beams. **Journal of Constructional Steel Research**. v.53, p.183-200.
- BRADFORD, M. A. (2000). Strengh of compact steel beams with partial restraint. **Journal of Constructional Steel Research**. v.53, p.183-200.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1979). **BS-5400, part 5: Steel, concrete and composite bridges: code of practice for design of composite bridges**. London.
- BUJNAK, J.; BOUCHAIR, A. (2005). Numerical model for steel concrete composite beam with partial shear connection. **Proceedings of Eurosteel**. v. B, s. 4.3, p. 19-25.
- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (1984). **Cold-formed steel structural members - CAN3-S136-M84**. CSA, Toronto.
- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (1986). **Limite States of Steel Structures - CAN3-S16.1-M89**. CSA, Toronto.
- CARLSSON M.L.R.; HAJJAR J.F.(2000). **Fadigue of stud shear connectors in the negative region of steel girder brigdes: a synopsis of experimental results snd design recommendations**. Final Report. Departament of Civil Engineering. Institute of Techonoly. University of Minesota.
- CHAPMAN, J. C. (1964). Composite construction in steel and concrete - The behaviour of composite beams. **The Structural Engineer**. v. 42, n. 4, p. 115-125.
- CHAPMAN, J. C., BALAKRISHNAN, S. (1964). Experiments on composite beams. **The Structural Engineer**. v. 42, n. 11, p. 369-383.
- CLARK, J. W.; HILL, H. N. (1960). Lateral buckling of beams. **Journal of Constructional Steel Research**. ASCE, v.86, n.ST7, p.175-196.
- COSTA, I.A. (2001). **Estudo paramétrico da resistência ao fogo de vigas mistas açoconcreto**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. 1v. 95p.
- DAVID, D.L. (2003). **Vigas mistas com laje treliçada e perfis formados a frio: análise do comportamento estrutural**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 218 p.

- DAVID, D.L. (2007). **Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 256 p.
- DAVIES, C. (1969). Tests on half-scale steel-concrete composite beams with welded stud connectors. **The Structural Engineer**. v.47, n.1, p. 29-40.
- DAVIES, J. M. (2000). Recent research advances in cold-formed steel structures. **Journal of Constructional Steel Research**. v.55, p.267-288.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2001). **Eurocode 4 - Design of Composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings**. Bruxelles.
- FAELLA, C.; MARTINELLI, E; NIGRO, E. (2003). Shear connection nonlinearity and deflections of steel-concrete composite beams: a simplified method. **Journal of Structural Engineering**. ASCE, January, p.12-20.
- FIGUEIREDO, L.M.B. (1998). **Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 143p.
- FIGUEIREDO, L.M.B. (2004). **Ligações mistas viga-pilar: análise teórica e experimental**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 253p.
- FRUCHTENGARTEN, J. (1995). **Sobre a estabilidade de perfis de seção aberta**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.
- FABBROCINO, G et al. (1999). Non-linear analysis of composite beams under positive bending. **Computers and Structures**. n. 70, p. 77-89.
- GATTESCO, N. (1999). Analytical modeling of nonlinear behavior of composite beams with deformable connection. **Journal of Constructional Steel Research**. n. 52, p.195-218.
- GRANT, J. A.; FISHER, J. W. and SLUTTER, R. G. (1977). Composite Beams with Formed Steel Deck. **Engineering Journal**. AISC, v.14, n. 1, p.24-43.
- HANCOCK, G. J. (1978). Local, distortional, and lateral buckling of I-beams. **Journal of the Structural Division**. ASCE, v.113, n.5, p.1063-1079.

- HANCOCK, G. J. (1997). Light gauge construction. **Structural Engineering and Materials**. v.1, n.1, p.25-30.
- HANCOCK, G. J. (1997). Design for distortional buckling of flexural members. **Thin Walled Structures**. v.27, n.1, p. 3-12.
- HANAOR, A. (2000). Tests of composite beams with cold-formed sections. **Journal of Constructional Steel Research**. n. 54, p. 245-264.
- HAUSLLER, R. W. (1964). Strength of elastically stabilized beams. **Journal of the Structural Division**. ASCE, v.90, n.ST3, p.219-263.
- HIRST, M.J.S.; YEO, M.F. (1979). The analysis of composite beams using standard finite element programs. **Computers and Structures**. v.11, n.11, p.233-37.
- JOHNSON, R.P. (1975). **Composite structures of steel and concrete**. Granada Publishing Limited. London, 210 p.
- KALFAS, C. et al. (1997). Inelastic behaviour of shear connection by a method based on FEM. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 44, p.283-304.
- KAVANAGH, K. T.; ELLIFRITT, D. S. (1994). Design strengths of cold-formed channels in bending and torsion. **Journal of the Structural Engineering**. ASCE, v.120, n.5, p.1599-1607.
- KIM B., WRIGHT H. D., CAIRNS R. (2001). The behaviour of through-deck welded shear connectors: an experimental and numerical study. **Journal of Constructional Steel Research**. ASCE, v. 57, p1359-1380.
- KIRCHHOF, L. D. (2004). **Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.
- KLINSKY, G.E.R.G. (1999). **Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1v. 186p.
- KOTINDA, T. I.; MUNAIAR, J. N.; MALITE, M. (2005) Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga. In: **V Congresso de Construção Metálica e Mista, 2005, Lisboa, Portugal**. Lisboa: Portugal. p.485-494

LAM D.; ELLIOT K. S.; NETHERCOT D. A. (1998). Push-off tests on shear studs with hollow-cored floor slabs. **The Structural Engineer**. v.79, n.9, p.167-174.

LAM D.; ELLIOTT K. S.; NETHERCOT D. (2000). A Parametric study on composite steel beams with precast hollow-cored floor slabs. **Journal of Constructional Steel Research**. 54, p. 283-304.

LEMA, L.G. (1982). **Comportamento em Carga Última de Vigas Mistas com Conectores Rígidos e Flexíveis**. Dissertação (Mestrado em Ciências de Engenharia Civil - Estruturas). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 269 p.

LEONHARDT, F.; (1987) et al. Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbundtragwerk mit höher dauerfestigkeit (New advantageous shear connection for composite structures with high fatigue strength). **Beton und Stahlbetonbau**. Berlin, n.12, p.325-331.

LEONEL, E.D.; RIBEIRO, G.O.; DE PAULA, F. A. (2003). Simulação numérica de estruturas de concreto armado por meio do MEF/ANSYS. In: **V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto Armado**. MEF; Modelagem Numérica. São Paulo.

LIANG, Q.Q.; UY, B.; BRADFORD, M.A.; RONAGH, H.R. (2004). Ultimate strength of continuous composite beams in combined bending and shear. **Constructional Steel Research**. v.60, p.1109-1128.

MACHADO, R.M. (1998). **Estudo teórico experimental de elementos estruturais de perfis de aço e mistos**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. 1v. 134p.

MACKERLE, J. (1996). Finite element and boundary element analyses of beams and thin-walled structures - A bibliography (1994-1995). **Finite Elements in Analysis and Design**. v.23, p.77-89.

MACKERLE, J. (1997). Stability problems analysed by finite element and boundary element techniques - A bibliography (1994-1996). **Finite Elements in Analysis and Design**. v.26, p.337-353.

MAINES, A. (1989). **Análise não linear de vigas mistas**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 1v. 139p.

- MALITE, M. (1990). **Sobre o comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto: Ênfase em Edifícios**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 144 p.
- MALITE, M. (1993). **Sobre o comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada**. 2 v. Tese. (Doutorado em Engenharia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.
- MALITE, M.; NIMIR, W.A.; SÁLES, J.J.; GONÇALVES, R.M. (1998). Cold-formed shear connectors for composite constructions. In: **14th INTERNATIONAL SPECIALTY CONFERENCE ON COLD-FORMED STEEL STRUCTURES**. St. Louis - USA, 15-16 October 1998, p.409-421.
- MALITE, M.; NIMIR, W.A.; GONÇALVES, R.M.; SÁLES, J.J. (2000). On the structural behavior of composite beams using cold-formed shapes. In: **15th INTERNATIONAL SPECIALTY CONFERENCE ON COLD-FORMED STEEL STRUCTURES**. St. Louis - USA, 19-20 October 2000. p.307-319.
- MERGULHÃO, A.J.R. (1994). **Comportamento de vigas mistas constituídas por perfis de aço preenchidas com concreto armado**. Dissertação (mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 1v. 96p.
- NARDIN, S. (2003). **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 323p.
- NIE, J.; CAI C. S. (2003). Steel-Concrete Composite Beams Considering Shear Slip Effects. **Journal of Structural Engineering**. v.115, p.341-362.
- OEHLERS, D.J. (1989). Splitting induced by shear connectors in composite beams. **Journal of Structural Engineering**. v.115, N° 2, p.341-362. Adelaide, Australia.
- OEHLERS, D. J.; NGUYEN, N. T.; AHMED, M.; BRADFORD, M. A. (1997). Partial Interaction in Composite Steel and Concrete Beams with Full Shear Connection. **Journal of Constructional Steel Research**. n.41, v.2-3, p.235-248.
- OEHLERS, D.J.; PARK, S.M. (1992). Shear connectors in composite beams with longitudinally cracked slabs. **Journal of Structural Engineering**. v.118, p.2004-2022.
- OGUEIJOFOR, E.C.; HOUSAIN, M.U. (1997). Numerical analysis of push-out specimens with perfobond rib connectors. **Computers and Structures**. v.62, p.617-624.

OLIVEIRA, L. A. F. (2001). **Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 92 p.

OLLGAARD J. G.; SLUTTER R. G.; FISHER J. W. (1971). Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete. **AISC Engineering Journal**. p.55-64.

OVEN, et al. (1997). An analytical model for the analysis of composite beams with partial interaction. **Computers and Structures**. v.62, n.3, p.493-504.

PEKÖZ, T.; SCHAFER, B. W. (1998). Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses. **Journal of Constructional Steel Research**. v.47, p.193-210.

PROENÇA, S.P.B. (1988). **Sobre modelos matemáticos do comportamento não-linear do concreto: análise crítica e contribuições**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 163 p.

PORCO, G.; SPADEA, G.; ZINNO, R. Finite Element Analysis and Parametric Study of Steel-Concrete Composite Beams. **Cement and Concrete Composites**. n.16, p.261-272.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. (2001). **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. Belo Horizonte: Editora O Lutador. 332 p.

QUEIROZ, F.D.; VELLASCO, P.C.G.S.; NETHERCOT, D.A. (2005). Structural assessment of composite beams using the finite element method. **Proceedings of Eurosteel 5**. v.B, s.4,3, p.49-59.

RIBEIRO, S.E.C. (1997). **Análise não linear de sistemas mistos pelo método dos elementos finitos, visando a obtenção de larguras efetivas e carregamentos de vigas no estado limite último**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais. 1v. 220p.

RAZAQPUR, A.G; NOFAL, M. (1989). A finite element for modeling the nonlinear behavior of shear connectors in composite structures. **Computers and Structures**. v.32, n.1, p.169-174.

SALARI, M.R.; SCAPONE, E.; SHING, P.B.; FRANGOPOL, D.M. (1998). Nonlinear analysis of composite beams with deformable shear connectors. **Journal of Structural Engineering**. v.124, n.10, p.1148-58.

SLUTTER, R. G.; DRISCOLL, G. C. (1965). Flexural strength of steel-concrete composite beams. **Journal of the Structural Engineering**. ASCE, v.91 n.ST2, p.71-99.

SOBRINHO, B.C. (2002). **Deflexões de vigas mistas biapoiadas em condições de serviço: Análises de curta e longa duração**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Espírito Santo. 1v. 91p.

TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. (1961). **Theory of elastic stability**. 3th.ed. New York: McGraw-Hill. 544 p.

TRISTÃO, G. A. (2002). **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 126 p.

VALENTE, I.; CRUZ, P. J. S. (2004). Experimental analysis of perforbond shear connection between steel and lightweight concrete. **Journal of Constructional Steel Research**. v.60, p.465-479.

VASCONCELLOS, A L. (2001). Análise de estruturas de edifícios de andares múltiplos em aço, constituídos de lajes com elementos pré-moldados. In: **Anais do I Congresso Internacional da Construção Metálica (I CICOM)**. Congresso Internacional de Construções metálicas. São Paulo.

VERÍSSIMO, G.S. (1996). **Análise e comportamento de vigas de aço e vigas mistas com aberturas na alma**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 265 p.

VERÍSSIMO, G.S. (2007). **Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 316 p.

VIEIRA, F. J. R. (2001). **Estudo teórico-experimental de vigas-mistas constituídas por perfis de aço preenchidos com concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas Metálicas). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 110 p.

VIEST, I. M. (1956). Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel T-beams. **Journal of the American Concrete Institute**. v. 27, n. 8. p.875-891.

VIEST, I. M. (1960). Review of research on composite steel-concrete beams. **ASCE**. v. 86, n. 6. p. 1-21.

WENG, C.C.; PEKÖZ, T. (1990). Residual stresses in cold-formed steel members. **Journal of Structural Engineering**. v.116, n.6, May. p.1230-1246.

WINTER, G. (1959). Cold-formed, light-gage steel construction. **Journal of Structural Engineering**. v.85, n.ST9, p.151-173.

YAM, L.C.; CHAPMAN, J.C. (1968). The inelastic behaviour of simply supported composite beams of steel and concrete. **Inst. Civ. Engr. Proc.** v.41, p.651-83.

YU, W. W. (2000). **Cold-formed steel design**. New York: John Wiley and Sons, 756p.

APÊNDICE A – Scrypt Usado via Código ANSYS

```

C*****
C** SCRIPT IGOR A. CHAVES – ENSAIO DE VIGAS MISTAS (MESTRADO)
C*****

finish
/clear

C*****
C** PARÂMETROS DE ENTRADA
C*****

bw=20      ! Altura da alma do perfil, cm
bf=8       ! Largura da mesa do perfil, cm
D=2        ! Largura nominal do enrijecedor de borda do
           ! perfil, cm
t=0.311    ! Espessura do perfil, cm

a=112      ! Medida da extremidade de apoio até o ponto
           ! de aplicação, cm
b=76       ! Distância entre os pontos de aplicação, cm

hc=10      ! Espessura da laje de concreto, cm
bef=70     ! Largura da laje de concreto, cm

L=300      ! Comprimento efetivo do perfil, cm
P=200      ! Carregamento prescrito
           ! (medido em ensaio ou estimado), kN

! fa=28.26 ! Tensão de escoamento do aço, kN/cm2
! ga=7.7E-5 ! Densidade do aço do perfil, kN/cm3
! Ea=19985.71 ! Módulo de elasticidade do aço, kN/cm2
! v=0.3      ! Coeficiente de poisson do aço

! fc=2.5    ! Resistência média à compressão do
           ! concreto, kN/cm2
! gc=2.5E-5 ! Densidade do concreto, kN/cm3
! Ec=3458.61 ! Módulo de elasticidade secante do
           ! concreto, kN/cm2
! nic=0.2   ! Coeficiente de poisson do concreto

C*****
C** OPCÕES GERAIS
C*****

```



```

/VIEW,1,1,1,1,1
/ANG,1
/PBC,ALL,1
/REP,FAST
/UIS,MSGPOP,3
/CONFIG,NOELDB,1
/CONFIG,NPROC,2
/CONFIG,NRES,4000
/GRAPHICS,POWER
/ESHAPE,1,0,1
/TITLE, IGOR - SHELL 181 - VIGA MISTA BIAPOIADA

! Opções de visualização
!
!
! Definindo o nº de processadores
!
!
! Prompt de preparação da análise
/prep7

C*** TIPO DE ELEMENTO
C*****
ET,1,SHELL181
KEYOPT,1,1,0
KEYOPT,1,3,2
KEYOPT,1,8,0
KEYOPT,1,9,0
KEYOPT,1,10,0
ET,2,SHELL181
KEYOPT,2,1,0
KEYOPT,2,3,2
KEYOPT,2,8,2
KEYOPT,2,9,0
KEYOPT,2,10,0

C*** CONSTANTES REAIS
C*****
R,1,t
R,2,hc

C*** PROPRIEDADES DO AÇO
C*****
MP,EX,1,Ea

! Elemento do perfil
! Key Options para o elemento SHELL181
!
!
! Elemento da Laje
! Key Options para o elemento SHELL181
!
!
! Espessura do elemento finito do perfil
! Espessura do elemento finito da Laje
!
! Atribuição do módulo de elasticidade
! do aço

```

```

MP, PRXY, 1, V
MP, DENS, 1, ga/9.81
TB, MISO, 1, 1, 13
TBPT, 0.00, 0.00
TBPT, 0.00077, 15.389
TBPT, 0.00165, 27.368
TBPT, 0.00168, 27.661
TBPT, 0.00332, 27.851
TBPT, 0.00844, 27.886
TBPT, 0.00948, 27.998
TBPT, 0.02064, 30.012
TBPT, 0.03351, 32.982
TBPT, 0.05637, 35.804
TBPT, 0.08292, 37.448
TBPT, 0.10982, 38.402
TBPT, 0.20000, 39.429

```

C*** PROPRIEDADES DO CONCRETO
C*****

```

MPTEMP, , , , , ,
MPTEMP, 1, 0
MPDATA, DENS, 2, gc/9.81
MPTEMP, , , , , ,
MPTEMP, 1, 0
MPDATA, EX, 2, Ec
MPDATA, PRXY, 2, nu

MPDATA, CAST, 2, 1, 1, 1
TBTEMP, 0
TBDATA, , .01, , , , ,

TB, UNIACOMP, 2, 1, 9, COMP
TBTEMP, 0
TBPT, 0.00, 0.00
TBPT, 0.000302, 1.0445
TBPT, 0.000387, 1.2962
TBPT, 0.000473, 1.5225
TBPT, 0.000578, 1.7755
TBPT, 0.000712, 2.0191
TBPT, 0.000887, 2.2524
TBPT, 0.00115, 2.4324
TBPT, 0.00152, 2.4919

```

```

! Atribuição do coeficiente de poisson
! do aço
! Atribuindo a densidade do aço do perfil
!
! Não linearidade física,
! Pontos da curva tensão X deformação
!
!
!
!
!
!
!
!
!
!
!
!

```

```

!
!
! Atribuindo a densidade do concreto da laje
!
!
! Atribuição do módulo de elasticidade do
! concreto da laje
! Atribuição do coeficiente de poisson do
! concreto da laje
!

```

```

! Atribuindo constantes para relacionar
! compressão e tração
!

```

```

! Não linearidade física,
! tensão X deformação
! Pontos da curva tensão X deformação
! Resistente de compressão
!
!
!
!
!
!
!
!

```

```
TB,UNIATENS,2,1,2,TENS
TBTEMP,0
TBPT,,5.5803E-005,0.193
TBPT,,0.001,0.195
```

```
! Não linearidade física,
! tensão X deformação
! Pontos da curva tensão X deformação
! Resistente de tração
```

```
C*****
C*** GERANDO A GEOMETRIA DO MODELO
C*****
```

```
C*** PERFIL
C*****
```

```
K,1,0,0,0
K,2,0,bw,0
K,3,-D,bw,0
K,4,bf,0,0
K,5,bf,bw,0
K,6,bf+D,bw,0
```

```
L,3,2
L,2,1
L,1,4
L,4,5
L,5,6
```

```
K,7,0,0,L
L,1,7
```

```
ADRAG,1,2,3,4,5,6
```

```
LDELE,6
KDELE,7
AGLUE,ALL
NUMCMP,ALL
```

```
AATT,1,1,1,0,
```

```
! Gera os pontos chaves da seção do perfil
```

```
! Gera cinco linhas que compõem o perfil
```

```
! Incluindo uma nova linha para
! estruturar a seção
! Cria um ponto chave auxiliar
! Cria uma linha auxiliar
```

```
! Extruda a superfície do perfil
```

```
! Deleta a linha que foi duplicada
! Deleta o ponto chave auxiliar criado
! Uni todas as áreas
! Comprime o número de linhas e keypoints
```

```
! Atribuindo material, elemento finito,
! real constante
```

```
C*** LAJE
C*****
```

```
K,13,-(bef/2-bf/2),bw,0
```

```
! Gera os pontos chaves da seção de concreto
```

```

K,14, -(b*ef/2-b*f/2),bw,L
K,15, (b*ef/2+b*f/2),bw,L
K,16, (b*ef/2+b*f/2),bw,0

A,13,14,15,16

ASELL, s, AREA, , 6

sect,2,she11,,LAJE1
secdata,10,2,0.0,3
secoffset,BOT
seccontrol,,,,, , , ,

/PNUM,MAT,1
/NUMBER,1
/REPLOT

AATT, 2, 2, 2, 0, 2

ASEL,ALL

C*****
C** DIVISAO DE AREAS DO PERFIL PARA COMPATIBILIZAR A MALHA
C*****

ASEL, s, Type, , 1,

WPCSYS,-1,0
/VIEW,1,1
/ANG,1
/REPLOT

wpooff, -(D/2),bw,L
wprot,0,0,-90
ASBW,all

wpooff,0,0,-(b*f+D)
ASBW,all

WPCSYS,-1,0
/VIEW,1,1
/ANG,1
/REPLOT

wpooff,0,0,a
ASBW,all

```

```

!
!
!

```

```

! selecionando areas que serão extrudadas
!
! selecionando area da laje
!
! Definindo uma seção com espessura hc
!
! offset dado apartir da base
!
!

```

```

! Comando de visualização da espessura
!
!

```

```

! Atribuindo material, elemento finito,
! real constante

```

```

! selecionando áreas com element type 1

```

```

! Divisão das areas para compatibilizar
! malha do perfil
!
!

```

```

! Reposicionamento dos eixos principais
! Giro do plano de corte XY
! Corte da area

```

```

! Reposicionamento dos eixos principais
! Corte da area

```

```

! Divisão das areas para compatibilizar
! malha
!
!

```

```

! Reposicionamento dos eixos principais
! Corte da area

```

```

wpoft,0,0,b
ASBW,a11

AGLUE,ALL
NUMCMP,ALL

AATT, 1, 1, 1, 0,

ASELL,ALL

C*****
C*** DIVISAO DAS AREAS DA LAJE PARA COMPATIBILIZAR A MALHA
C*****
ASEL, s, Type, , 2,

WPCSYS,-1,0
/VIEW,1,1
/ANG,1
/REPLOt

wpoft,0,0,a
ASBW,a11

wpoft,0,0,b
ASBW,a11

WPCSYS,-1,0
/VIEW,1,1
/ANG,1
/REPLOt

wpoft,0,bw,L
wprot,0,0,90
ASBW,a11

wpoft,0,0,-D
ASBW,a11

wpoft,0,0,D/2
ASBW,a11

wpoft,0,0,bf+D/2
ASBW,a11

wpoft,0,0,D/2
ASBW,a11

! Reposicionamento dos eixos principais
! Corte da area

! Uni todas as áreas
! Comprime o número de linhas e keypoints
! Atribuindo material, elemento finito,
! real constante

! selecionando áreas com element type 2

! Divisão das areas para compatibilizar
! malha da laje
!
!

! Reposicionamento dos eixos principais
! Corte da area

! Reposicionamento dos eixos principais
! Corte da area

! Divisão dos volumes para compatibilizar
! malha
!
!

! Reposicionamento dos eixos principais
! Giro do plano de corte XY
! Corte do volume

! Giro do plano de corte XY
! Corte do volume

! Giro do plano de corte XY
! Corte do volume

! Giro do plano de corte XY
! Corte do volume

```



```

LESIZE,ALL, , ,bf/2, ,1, , ,0
!
LSEL,ALL
LSEL,U,LOC,X,-0.001-(bef/2-bf/2),-(bef/2-bf/2)+0.001
LSEL,U,LOC,X,-D-0.001,bf+D+0.001
LSEL,U,LOC,X,-0.001+(bef/2+bf/2),(bef/2+bf/2)+0.001
LESIZE,ALL, , ,(bef/2-bf/2-D)/2, ,1, , ,0
!
ASEL,ALL
ASEL,S,Type, , 1,
!
MSHKEY,1
MAT,1
TYPE,1
REAL,1
MSHAPE,0,2D
AMESH,ALL
ASEL,ALL
!
C*** MALHA DA LAJE
C*****
!
ASEL,S,MAT,,2
!
MSHKEY,1
MAT,2
TYPE,2
REAL,2
MSHAPE,0,3D
AMESH,ALL
ASEL,ALL
!
NUMMRG,NODE, , ,
NUMCMP,ALL
!
C*****
C*** CONDIÇÕES DE CONTORNO - VINCULAÇÕES
C*****
ap=8.0
!
! Distância do Apoio a borda
!
NSEL,ALL
NSEL,S,LOC,Z,ap-.001,ap+.001
NSEL,U,LOC,Y,0.001,bw+hc+0.001
!
! Apoio próximo a origem
! Seleccionando todos os nos
! Seleccionando nós com coordenadas indicadas
!

```

```

D,ALL,UY, , , , UX,UZ, , , ,
! Atribuindo graus de liberdade
! aos nós do 1º apoio

NSEL,ALL
NSEL,S,LOC,Z,L-ap-.001,L-ap+.001
NSEL,U,LOC,Y,0.001,bw+hc+0.001
! Apoio da outra extremidade
! selecionando todos os nós
! selecionando nós com coordenadas indicadas
!

D,ALL,UY, , , , UX, , , ,
! Atribuindo graus de liberdade
! aos nós do 2º apoio

NSEL,ALL
EPLOT,ALL

C*****
C*** SOLUÇÃO
C*****

/SOL
/STATUS,SOLU

! Comandos para iniciar a solução
!

C*** OPÇÕES DE PROCESSAMENTO
C*****
ANTYPE,0
LNSRCH,ON
NLGEOM,1
NROPT,FULL, ,ON
EQSLV,SPAR, ,0
PIVCHECK,ON
SSTIF,ON
NEQIT,50
CNVTOL,F,,0.01,2, ,
! Tolerância em termos de deslocamento
! convergência pelo método dos
! mínimos quadrados

C*** CARREGAMENTO
C*****
ACEL,0,9.81,0,
! Incluindo peso próprio
! Carregamento aplicado em dois pontos

```


APÊNDICE B – Resultados: Ensaio Push-Out

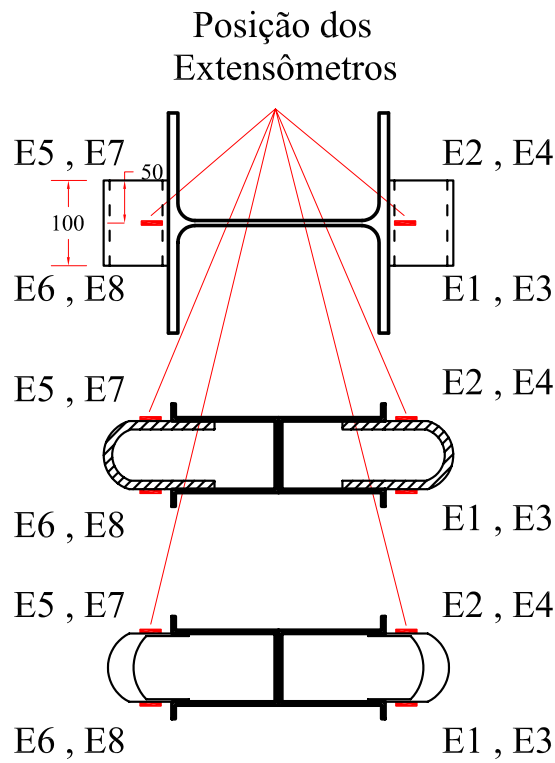
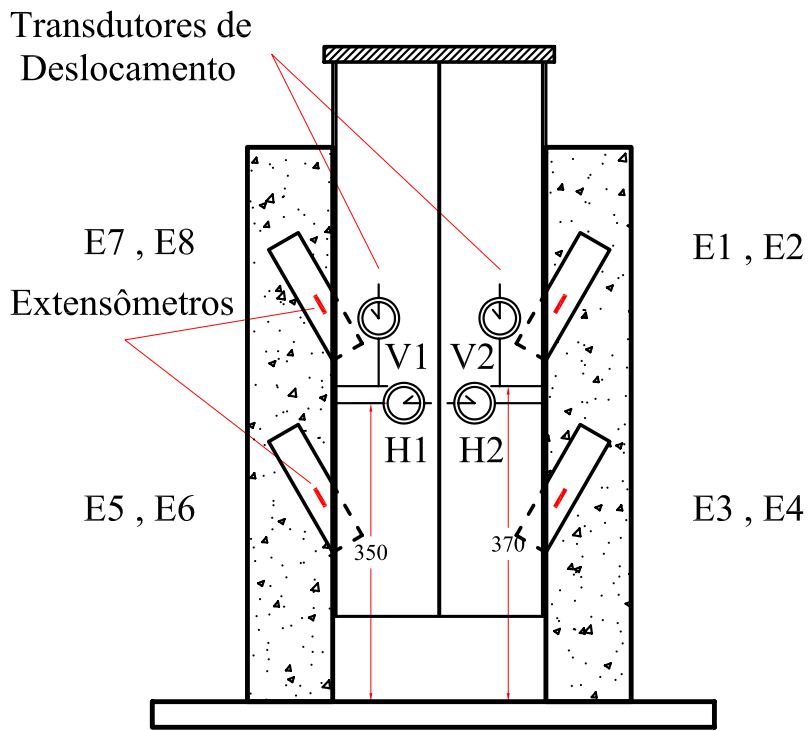


Figura 55: Instrumentação dos corpos-de-prova para ensaios *push-out*.

Modelo A1 – Alça em Barra Chata 150 x 40 x 3					
Força (kN)	Desl. Pistão (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)	V1 (mm)	V2 (mm)
0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
10,0	0,62	0,001	0,000	0,006	0,000
20,0	0,87	0,002	0,001	0,014	0,011
30,0	1,03	0,007	0,010	0,032	0,018
40,0	1,19	0,012	0,013	0,052	0,025
50,0	1,31	0,018	0,018	0,069	0,036
60,0	1,45	0,023	0,024	0,101	0,069
70,0	1,58	0,032	0,031	0,134	0,099
80,0	1,84	0,047	0,079	0,222	0,169
90,0	1,94	0,051	0,083	0,252	0,202
100,0	2,06	0,061	0,091	0,316	0,246
110,0	2,22	0,074	0,107	0,413	0,327
120,0	2,48	0,089	0,138	0,613	0,474
130,0	2,86	0,118	0,189	0,959	0,771
140,0	3,50	0,176	0,246	1,627	1,312
150,0	4,79	0,449	0,285	2,992	2,547
160,0	6,37	0,832	0,328	4,895	4,314
170,0	9,01	1,645	0,454	8,148	7,251
160,0	10,93	1,283	0,546	10,482	9,206
140,0	13,93	1,756	0,709	10,872	12,161

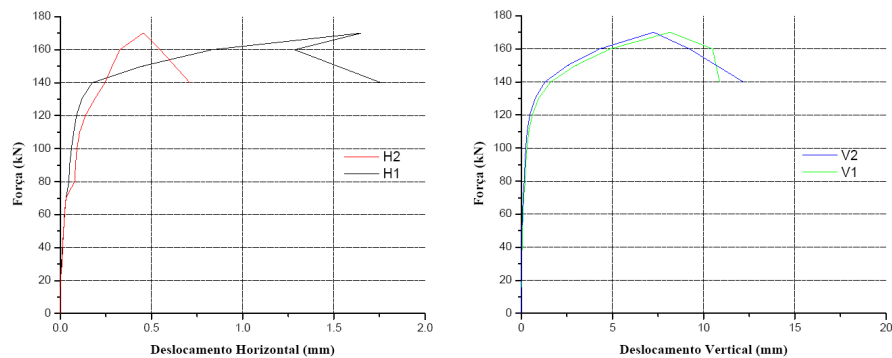


Figura 56: Deslocamento relativo e separação horizontal - A1

Modelo A1 – Alça em Barra Chata 150 x 40 x 3								
Força (kN)	Ex 1 (ue)	Ex 2 (ue)	Ex 3 (ue)	Ex 4(ue)	Ex 5 (ue)	Ex 6 (ue)	Ex 7 (ue)	Ex 8 (ue)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10,0	19	19	53	58	23	15	17	2
20,0	62	68	107	132	86	59	30	13
30,0	357	368	395	351	335	258	256	209
40,0	483	481	557	484	445	347	379	339
50,0	608	589	731	632	561	446	520	483
60,0	756	712	923	782	679	563	679	656
70,0	926	801	1136	930	821	674	849	839
80,0	1444	1015	1689	1197	1039	999	1057	1062
90,0	1700	1144	2208	1799	1116	1138	1722	1783
100,0	2409	1312	3119	2533	1165	1613	2440	2910
110,0	3969	1558	3853	3880	1363	2722	3736	4624
120,0	6458	2422	9699	4606	1877	3652	5732	9028
130,0	---	12022	---	13604	3344	12090	---	---

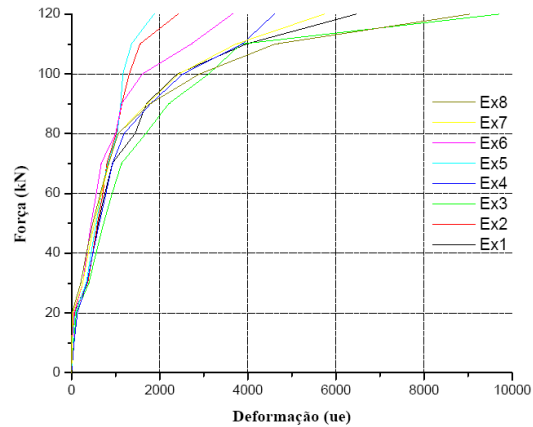


Figura 57: Deformações nos conectores - A1

Modelo A2 – Alça em Barra Chata 150 x 40 x 3					
Força (kN)	Desl. Pistão (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)	V1 (mm)	V2 (mm)
0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
10,0	0,35	0,004	-0,000	0,002	0,000
20,0	0,52	0,010	-0,001	0,011	0,000
30,0	0,66	0,017	-0,001	0,022	0,003
40,0	0,79	0,027	0,002	0,045	0,014
50,0	0,91	0,038	0,006	0,071	0,011
60,0	1,04	0,047	0,011	0,124	0,022
70,0	1,17	0,060	0,016	0,178	0,029
80,0	1,30	0,071	0,021	0,238	0,044
90,0	1,44	0,081	0,028	0,301	0,069
100,0	1,57	0,093	0,035	0,382	0,102
110,0	1,76	0,111	0,044	0,513	0,150
120,0	1,96	0,139	0,062	0,694	0,220
130,0	2,23	0,155	0,086	0,939	0,308
140,0	2,61	0,185	0,140	1,270	0,470
150,0	3,12	0,229	0,236	1,766	0,757
160,0	3,88	0,295	0,375	2,555	1,194
170,0	4,97	0,410	0,589	3,690	1,675
180,0	6,78	0,678	0,806	5,623	2,197
160,0	9,66	4,045	1,101	8,712	4,138

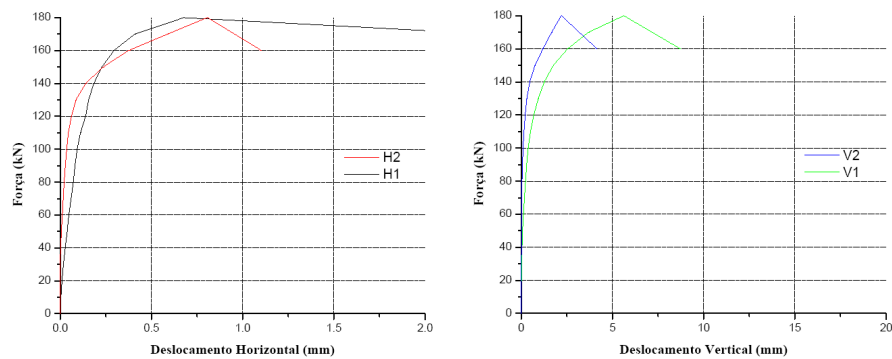


Figura 58: Deslocamento relativo e separação horizontal - A2

Modelo A3 – Alça em Barra Chata 150 x 40 x 3					
Força (kN)	Desl. Pistão (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)	V1 (mm)	V2 (mm)
0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
10,0	0,54	0,001	0,004	0,003	0,007
20,0	0,83	0,009	0,010	0,005	0,036
30,0	1,04	0,010	0,019	0,007	0,077
40,0	1,24	0,023	0,028	0,006	0,121
50,0	1,42	0,035	0,037	0,014	0,158
60,0	1,58	0,044	0,049	0,029	0,202
70,0	2,22	0,093	0,057	0,245	0,463
80,0	2,31	0,095	0,061	0,262	0,481
90,0	2,39	0,098	0,064	0,282	0,499
100,0	2,48	0,101	0,068	0,301	0,525
110,0	2,59	0,107	0,073	0,333	0,562
120,0	2,78	0,126	0,082	0,421	0,657
130,0	3,08	0,162	0,096	0,617	0,849
140,0	3,61	0,207	0,132	1,037	1,223
150,0	4,34	0,307	0,192	1,711	1,716

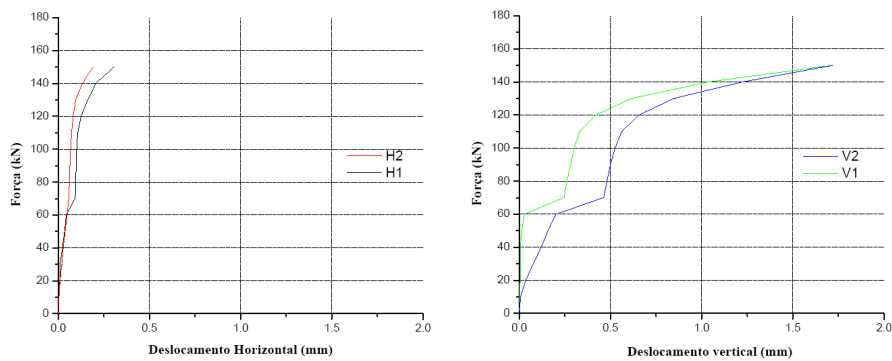


Figura 59: Deslocamento relativo e separação horizontal - A3

Modelo B1 – Alça em Barra Redonda Ø 10,0					
Força (kN)	Desl. Pistão (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)	V1 (mm)	V2 (mm)
0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
10,0	0,34	0,004	-0,001	0,002	0,014
20,0	0,50	0,016	0,010	0,017	0,029
30,0	0,66	0,029	0,024	0,035	0,069
40,0	0,79	0,042	0,039	0,062	0,110
50,0	0,93	0,053	0,055	0,101	0,165
60,0	1,26	0,086	0,094	0,217	0,363
70,0	1,35	0,094	0,107	0,241	0,408
80,0	1,49	0,111	0,124	0,314	0,496
90,0	1,78	0,149	0,148	0,515	0,691
100,0	2,09	0,181	0,189	0,775	0,970
110,0	3,33	0,431	0,369	1,971	2,223
120,0	5,15	0,691	0,679	3,735	4,197
110,0	10,99	5,071	2,002	9,512	9,875
100,0	12,51	5,277	1,744	10,757	-1,076

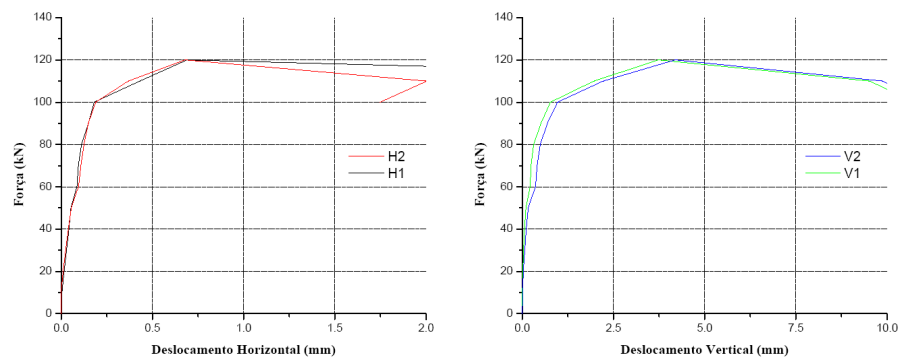


Figura 60: Deslocamento relativo e separação horizontal - B1

Modelo B1 – Alça em Barra Redonda Ø 10,0								
Força (kN)	Ex 1 (ue)	Ex 2 (ue)	Ex 3 (ue)	Ex 4(ue)	Ex 5 (ue)	Ex 6 (ue)	Ex 7 (ue)	Ex 8 (ue)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10,0	88	48	19	-7	27	54	-28	-82
20,0	286	163	75	-9	114	178	-30	-89
30,0	496	278	149	20	215	321	-8	-69
40,0	687	383	228	62	306	448	23	-44
50,0	888	497	316	118	400	572	83	-5
60,0	1213	634	463	212	517	713	282	49
70,0	1349	718	510	241	589	778	318	52
80,0	1528	808	597	295	681	833	358	29
90,0	1622	809	614	277	807	835	357	-72
100,0	1612	681	585	81	799	725	202	-322
110,0	1736	572	1103	80	787	595	285	-511
120,0	822	-59	1300	-221	982	582	-514	---
110,0	5391	-749	---	-932	9287	2847	4875	---
100,0	6722	1877	---	-454	13980	1455	6599	---

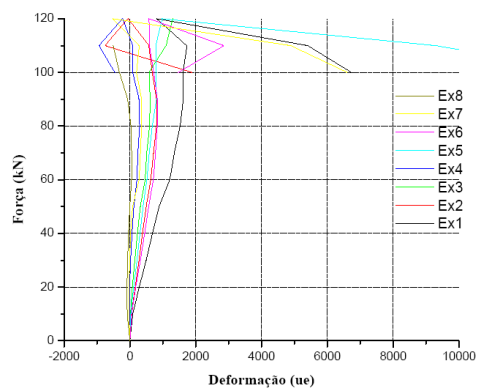


Figura 61: Deformações nos conectores - B1

Modelo B2 – Alça em Barra Redonda Ø 10,0					
Força (kN)	Desl. Pistão (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)	V1 (mm)	V2 (mm)
0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
10,0	0,32	0,002	0,009	-0,001	0,003
20,0	0,58	0,007	0,024	-0,003	0,036
30,0	0,81	0,026	0,039	-0,007	0,084
40,0	0,98	0,045	0,049	-0,007	0,125
50,0	1,17	0,076	0,061	0,003	0,183
60,0	1,33	0,115	0,068	0,017	0,235
70,0	1,49	0,163	0,077	0,037	0,294
80,0	1,67	0,222	0,084	0,073	0,374
90,0	1,85	0,288	0,094	0,116	0,477
100,0	2,04	0,347	0,114	0,177	0,606
110,0	2,29	0,414	0,139	0,258	0,775
120,0	2,56	0,490	0,165	0,369	1,029
130,0	2,97	0,624	0,202	0,604	1,426
140,0	4,39	1,082	0,369	1,914	2,866
130,0	7,66	1,737	0,828	4,717	6,196

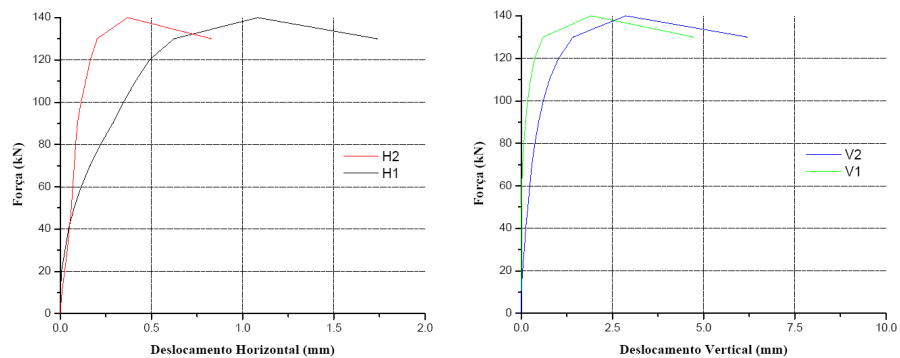


Figura 62: Deslocamento relativo e separação horizontal - B2

Modelo B3 – Alça em Barra Redonda Ø 10,0					
Força (kN)	Desl. Pistão (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)	V1 (mm)	V2 (mm)
0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
10,0	0,38	0,000	0,013	-0,003	0,033
20,0	0,64	0,007	0,028	-0,004	0,091
30,0	0,85	0,014	0,041	-0,009	0,165
40,0	1,03	0,024	0,052	-0,010	0,216
50,0	1,21	0,035	0,061	-0,004	0,294
60,0	1,46	0,048	0,057	0,017	0,455
70,0	1,58	0,053	0,064	0,031	0,496
80,0	1,72	0,061	0,081	0,068	0,595
90,0	1,87	0,071	0,099	0,115	0,742
100,0	2,06	0,082	0,125	0,190	0,926
110,0	2,27	0,093	0,160	0,273	1,113
120,0	2,50	0,101	0,199	0,398	1,359
130,0	2,87	0,110	0,251	0,629	1,756
140,0	3,90	0,277	0,370	1,490	3,065

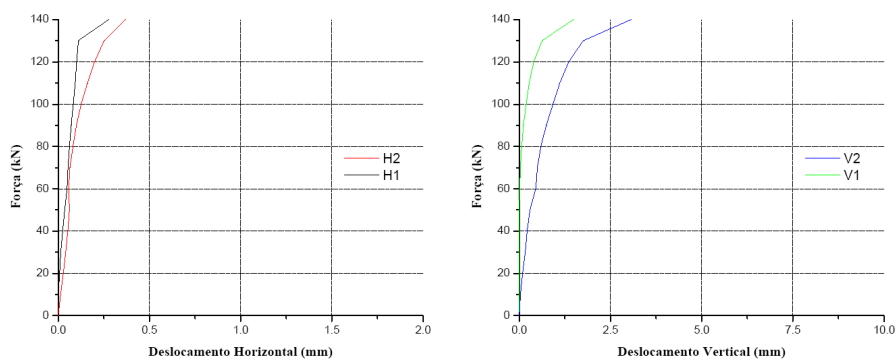


Figura 63: Deslocamento relativo e separação horizontal - B3

Modelo U1 – U laminado (referência) – 76,2 x 35,8 x 0,69 – 6,11 Kg/m					
Força (kN)	Desl. Pistão (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)	V1 (mm)	V2 (mm)
0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
20,0	0,45	0,000	0,004	0,008	0,026
40,0	0,82	0,002	0,013	0,034	0,052
60,0	1,02	0,004	0,022	0,059	0,086
80,0	1,21	0,008	0,035	0,102	0,104
100,0	1,36	0,015	0,053	0,127	0,147
120,0	1,60	0,035	0,081	0,221	0,216
140,0	1,73	0,040	0,092	0,247	0,251
160,0	1,88	0,048	0,110	0,298	0,303
180,0	2,08	0,062	0,131	0,358	0,381
200,0	2,28	0,074	0,160	0,443	0,468
220,0	2,49	0,091	0,194	0,545	0,589
240,0	2,73	0,114	0,235	0,648	0,720
260,0	3,01	0,152	0,295	0,818	0,928
280,0	3,35	0,196	0,363	1,031	1,179
290,0	3,70	0,250	0,449	1,347	1,439

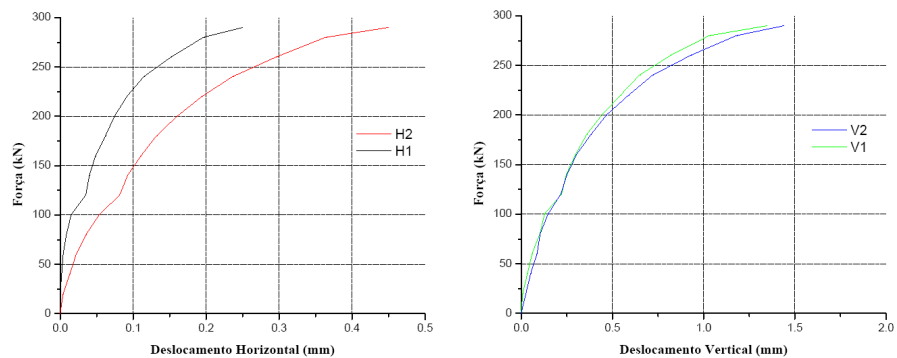


Figura 64: Deslocamento relativo e separação horizontal - U1

Modelo U1 – U laminado (referência) – 76,2 x 35,8 x 0,69 – 6,11 Kg/m								
Força (kN)	Ex 1 (ue)	Ex 2 (ue)	Ex 3 (ue)	Ex 4(ue)	Ex 5 (ue)	Ex 6 (ue)	Ex 7 (ue)	Ex 8 (ue)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
20,0	22	31	-2	-26	16	29	-32	-41
40,0	51	69	2	-5	25	61	-63	-41
60,0	61	110	-23	28	19	82	-87	-5
80,0	64	151	-43	61	3	96	-106	41
100,0	61	199	-52	93	-27	103	-118	77
120,0	-49	415	-142	182	-154	119	-181	157
140,0	-32	446	-129	197	-166	132	-193	174
160,0	-7	475	-111	209	-199	145	-214	202
180,0	38	489	-53	204	-261	151	-248	233
200,0	124	404	76	135	-328	137	-264	260
220,0	446	315	325	15	-328	83	-216	237
240,0	1168	175	791	-149	-259	-2	7	160
260,0	2439	-106	1708	-474	87	-320	649	-197
280,0	5728	-359	3382	-651	766	-800	1637	-572
290,0	9656	-565	5410	-709	1452	-1156	2840	-893

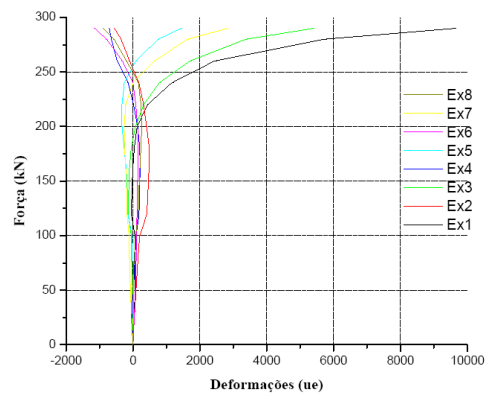


Figura 65: Deformações nos conectores - U1

Modelo U2 – U laminado (referência) – 76,2 x 35,8 x 0,69 – 6,11 Kg/m					
Força (kN)	Desl. Pistão (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)	V1 (mm)	V2 (mm)
0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
20,0	0,30	0,001	0,001	0,009	0,022
40,0	0,50	0,003	0,005	0,018	0,025
60,0	0,72	0,008	0,016	0,025	0,051
80,0	0,90	0,017	0,023	0,039	0,069
100,0	1,11	0,027	0,033	0,055	0,099
120,0	1,29	0,039	0,044	0,072	0,136
140,0	1,48	0,051	0,058	0,086	0,176
160,0	1,66	0,068	0,073	0,114	0,216
180,0	1,86	0,087	0,093	0,147	0,272
200,0	2,05	0,104	0,111	0,183	0,334
220,0	2,26	0,122	0,144	0,243	0,404
240,0	2,49	0,149	0,182	0,319	0,518
260,0	2,80	0,191	0,235	0,446	0,683
280,0	3,33	7,730	7,137	-11,179	-8,265
300,0	4,01	7,731	7,137	-11,181	-8,254

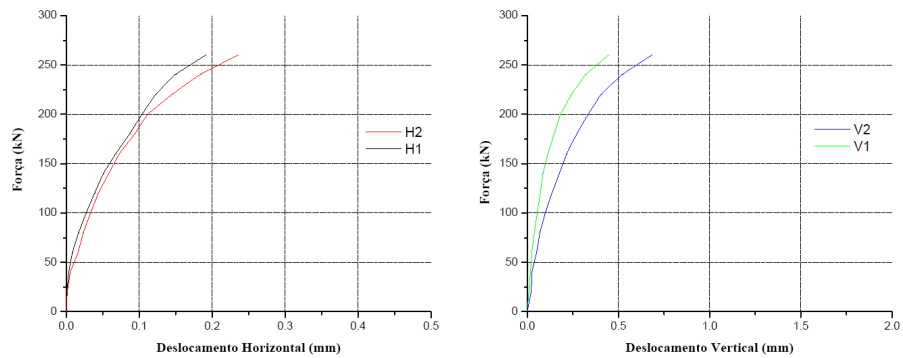


Figura 66: Deslocamento relativo e separação horizontal - U2

Modelo U3 – U laminado (referência) – 76,2 x 35,8 x 0,69 – 6,11 Kg/m					
Força (kN)	Desl. Pistão (mm)	H1 (mm)	H2 (mm)	V1 (mm)	V2 (mm)
0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
20,0	0,43	0,003	0,010	0,019	0,036
40,0	0,67	0,011	0,018	0,033	0,066
60,0	0,84	0,017	0,026	0,041	0,091
80,0	1,01	0,020	0,036	0,053	0,121
100,0	1,22	0,028	0,053	0,071	0,165
120,0	1,43	0,042	0,079	0,101	0,238
140,0	1,67	0,060	0,098	0,139	0,327
160,0	1,92	0,091	0,126	0,191	0,433
180,0	2,19	0,138	0,160	0,261	0,577
200,0	2,49	0,210	0,212	0,357	0,757
220,0	2,85	0,299	0,273	0,492	0,981
240,0	3,25	0,385	0,344	0,675	1,268
260,0	3,70	0,464	0,425	0,935	1,620

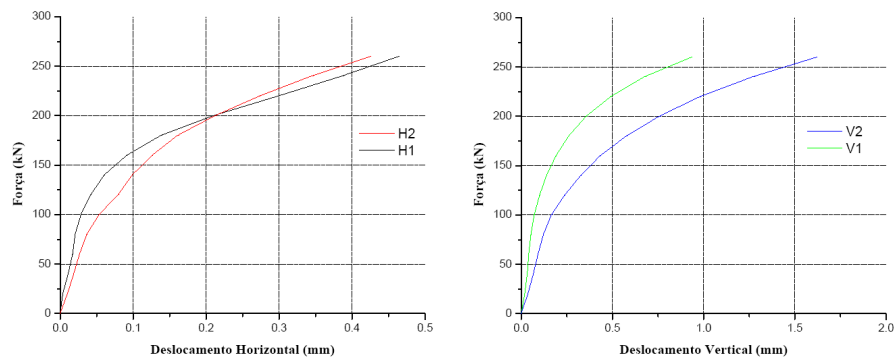


Figura 67: Deslocamento relativo e separação horizontal - U3

APÊNDICE C – Resultados: Ensaio em Vigas Mistas

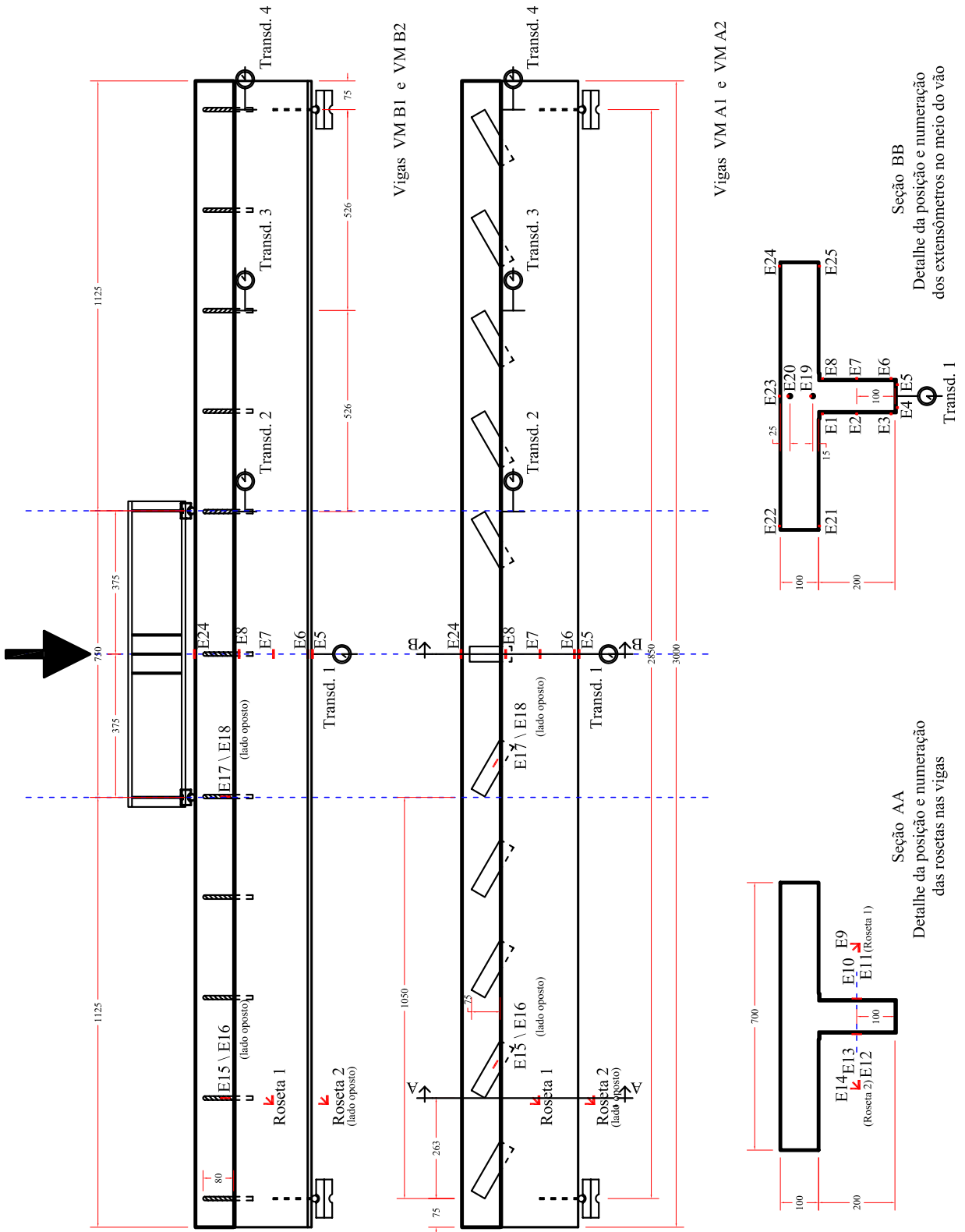


Figura 68: Detalhamento das Vigas Mistas - Instrumentação e Carregamento.

Modelo VM A1 – 200 x 80 x 20 x 3,0				
Força (kN)	T 1 (mm)	T 2 (mm)	T 3 (mm)	T 4 (mm)
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
10,0	0,367	0,004	0,002	0,001
20,0	0,753	0,007	0,006	0,004
30,0	1,083	0,011	0,008	0,002
40,0	1,56	0,007	0,012	0,000
50,0	2,093	0,004	0,015	0,001
60,0	2,698	0,004	0,034	0,001
70,0	3,286	0,007	0,047	0,001
80,0	3,891	0,007	0,059	0,000
90,0	4,46	0,015	0,076	0,003
100,0	5,103	0,011	0,097	0,002
110,0	5,855	0,026	0,116	0,007
120,0	6,755	0,033	0,137	0,011
130,0	7,985	0,041	0,156	0,02
140,0	9,71	0,063	0,183	0,022
150,0	12,372	0,093	0,217	0,035
160,0	18,319	0,119	0,258	0,045
170,0	29,552	0,133	0,302	0,065
186,0	45,393	0,456	0,346	0,093
160,0	78,139	1,112	0,524	0,164
140,0	77,386	1,105	0,507	0,164

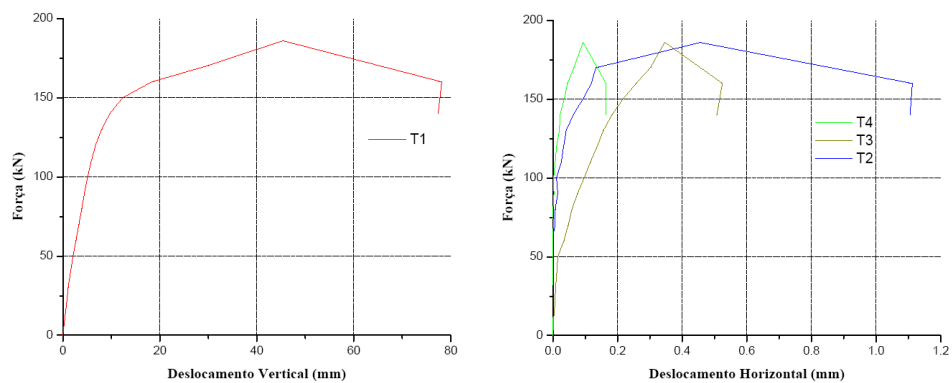


Figura 69: Deslocamento relativo e separação horizontal - VM A1

Modelo VM A1 – 200 x 80 x 20 x 3,0										
Força (kN)	Ex 1 (ue)	Ex 2 (ue)	Ex 3 (ue)	Ex 4 (ue)	Ex 5 (ue)	Ex 6 (ue)	Ex 7 (ue)	Ex 8 (ue)	Ex 19 (ue)	Ex 20 (ue)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10,0	9	36	62	72	73	62	37	9	0	-20
20,0	21	79	136	157	163	138	84	20	3	-43
30,0	34	123	210	246	251	214	132	32	7	-66
40,0	49	177	300	350	356	300	183	46	13	-89
50,0	76	254	405	485	497	428	261	72	25	-112
60,0	107	308	538	637	638	554	331	104	34	-139
70,0	112	381	671	788	783	678	390	102	51	-161
80,0	125	444	789	924	923	795	455	117	63	-186
90,0	141	510	908	1059	1061	914	521	135	77	-210
100,0	166	590	1043	1211	1197	1043	595	156	96	-235
110,0	193	679	1186	1402	1348	1215	684	189	131	-268
120,0	238	800	1313	1664	1526	1329	803	231	174	-303
130,0	312	988	1388	2061	1741	1348	991	296	231	-352
140,0	444	1305	1474	2759	2006	1355	1325	416	324	-413
150,0	695	1504	1691	3794	2437	1382	1495	640	480	-494
160,0	1230	3014	2081	5271	3235	1438	1688	1069	919	-663
170,0	1520	3997	2665	7665	4395	1570	2163	1211	1629	-936
186,0	1689	4159	10392	---	---	7987	2369	1190	2540	-1309
160,0	2818	8394	---	---	---	---	7975	1400	3627	-1993
140,0	2783	8286	---	---	---	---	7864	1364	3588	-1958

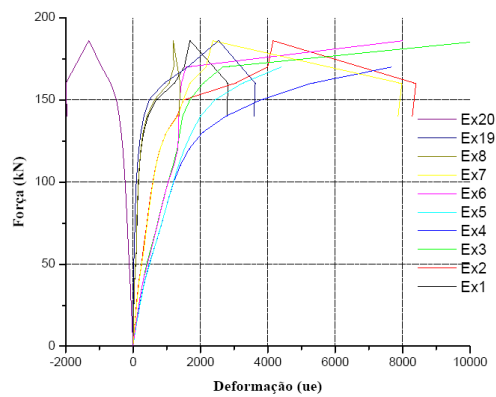


Figura 70: Deformações longitudinais no perfil - VM A1

Modelo VM A1 – 200 x 80 x 20 x 3,0					
Força (kN)	Ex 21 (ue)	Ex 22 (ue)	Ex 23 (ue)	Ex 24 (ue)	Ex 25 (ue)
0,0	0	0	0	0	0
10,0	9	-27	-31	-30	15
20,0	21	-54	-64	-60	41
30,0	33	-79	-96	-92	73
40,0	46	-108	-131	-126	136
50,0	37	-138	-172	-159	262
60,0	27	-169	-222	-199	411
70,0	19	-199	-275	-236	551
80,0	9	-233	-325	-276	619
90,0	1	-265	-376	-315	723
100,0	-4	-301	-434	-356	848
110,0	-17	-345	-505	-406	1017
120,0	-33	-405	-562	-469	1268
130,0	-63	-488	-663	-551	1645
140,0	-97	-606	-825	-667	2284
150,0	-137	-792	-1082	-841	3514
160,0	-160	-1238	-1784	-1273	7475
170,0	-173	-2042	-3530	-2021	---
186,0	-162	-3099	-3485	-2914	---
160,0	-161	-4155	-2761	-2869	---
140,0	-161	-4106	-2731	-2821	---

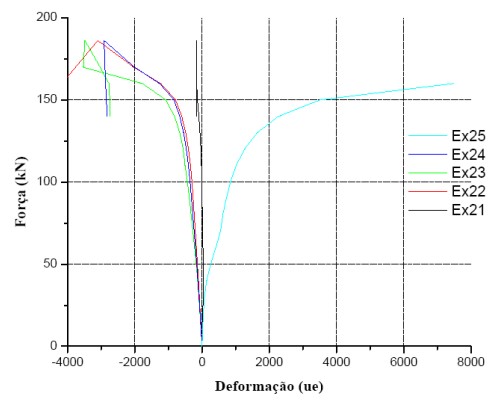


Figura 71: Deformações longitudinais na laje - VM A1

Modelo VM A1 – 200 x 80 x 20 x 3,0						
Força (kN)	R, 1 ex9 (ue)	R, 1 ex10 (ue)	R, 1 ex11 (ue)	R, 2 ex14 (ue)	R, 2 ex13 (ue)	R, 2 ex12 (ue)
0,0	0	0	0	0	0	0
10,0	-1	-2	8	-2	-7	7
20,0	-2	-5	17	-3	-12	14
30,0	-4	-8	24	-6	-17	22
40,0	-4	-9	33	-7	-20	29
50,0	-3	-10	46	-7	-22	43
60,0	-4	-11	56	-7	-25	53
70,0	-7	-16	71	-7	-31	69
80,0	-17	-20	101	-5	-34	87
90,0	-36	-19	176	-3	-36	163
100,0	-34	-28	2033	-29	-46	189
110,0	-38	-25	236	-35	-45	221
120,0	-46	-25	268	-42	-49	249
130,0	-53	-25	300	-49	-52	279
140,0	-64	-25	334	-59	-55	311
150,0	-75	-23	374	-70	-57	347
160,0	-85	-18	418	-83	-57	391
170,0	-98	-24	453	-94	-64	420
186,0	-115	-29	489	-107	-69	4456
160,0	-129	-7	522	-119	-44	473
140,0	-124	-3	495	-114	-37	448

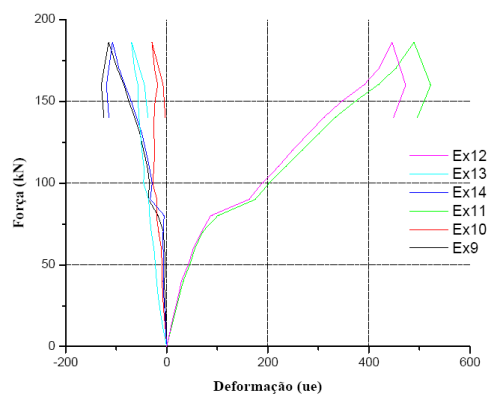


Figura 72: Deformações obtidas nas rosetas - VM A1

Modelo VM A1 – 200 x 80 x 20 x 3,0				
Força (kN)	Ex 15 (ue)	Ex 16 (ue)	Ex 17 (ue)	Ex 18 (ue)
0,0	0	0	0	0
10,0	3	5	8	5
20,0	10	11	16	12
30,0	15	17	23	18
40,0	21	23	33	23
50,0	31	32	48	35
60,0	40	41	105	54
70,0	54	53	182	161
80,0	137	118	303	253
90,0	287	285	371	353
100,0	386	369	444	427
110,0	511	479	551	519
120,0	597	558	713	697
130,0	777	704	905	913
140,0	972	865	1284	1335
150,0	1367	1171	2584	2889
160,0	2348	1455	4541	5959
170,0	3545	2219	5722	7233
186,0	5119	3361	4301	7462
160,0	7139	5316	4361	7498
140,0	7096	5275	4298	7427

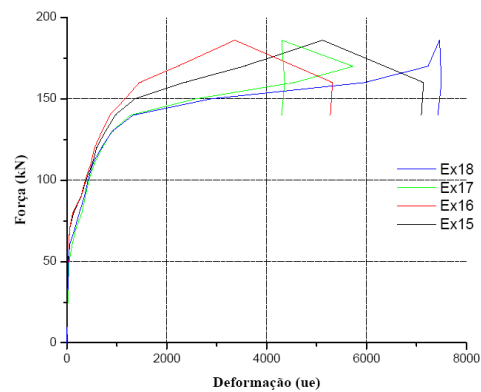


Figura 73: Deformações obtidas nos conectores - VM A1

Modelo VM A2 – 200 x 80 x 20 x 3,0				
Força (kN)	T 1 (mm)	T 2 (mm)	T 3 (mm)	T 4 (mm)
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
10,0	0,422	0,004	0,003	0,001
20,0	0,881	0,000	0,007	0,005
30,0	1,267	0,000	0,015	0,002
40,0	1,725	0,004	0,019	0,008
50,0	2,313	0,004	0,022	0,004
60,0	2,882	0,007	0,027	0,002
70,0	3,524	0,007	0,035	0,004
80,0	4,112	0,015	0,042	0,008
90,0	4,827	0,011	0,057	0,016
100,0	5,69	0,015	0,082	0,024
110,0	6,608	0,015	0,111	0,034
120,0	7,874	0,015	0,154	0,049
130,0	9,655	0,03	0,206	0,073
140,0	12,298	0,041	0,28	0,097
150,0	16,557	0,089	0,353	0,128
160,0	25,404	0,163	0,444	0,168
174,0	39,849	0,486	0,537	0,218
160,0	77,239	1,294	1,003	0,486
150,0	77,184	1,297	1,005	0,488

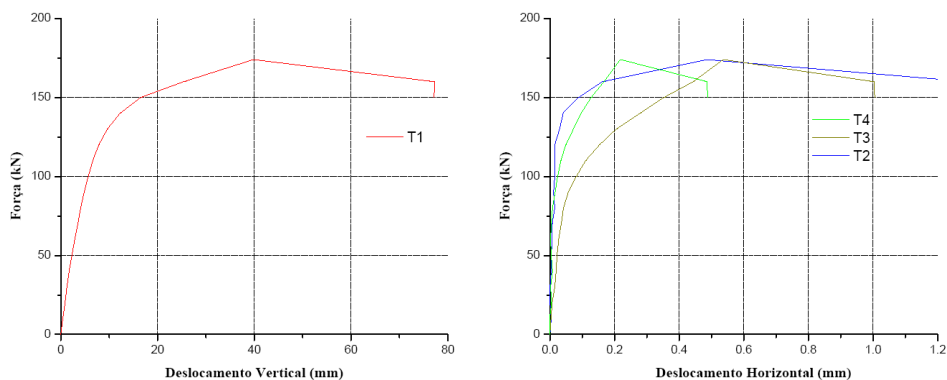


Figura 74: Deslocamento relativo e separação horizontal - VM A2

Modelo VM A2 – 200 x 80 x 20 x 3,0										
Força (kN)	Ex 1 (ue)	Ex 2 (ue)	Ex 3 (ue)	Ex 4 (ue)	Ex 5 (ue)	Ex 6 (ue)	Ex 7 (ue)	Ex 8 (ue)	Ex 19 (ue)	Ex 20 (ue)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10,0	13	49	81	92	100	85	52	12	1	-31
20,0	29	109	174	196	213	181	112	28	4	-64
30,0	45	166	265	299	322	276	170	45	7	-95
40,0	66	227	383	412	438	382	230	61	15	-128
50,0	91	289	494	546	570	496	296	95	24	-163
60,0	97	344	610	704	706	603	335	81	42	-200
70,0	101	404	720	848	842	719	399	104	55	-238
80,0	114	471	841	1001	981	842	465	119	70	-278
90,0	126	544	975	1149	1134	985	540	139	88	-321
100,0	142	632	1185	1300	1296	1165	626	162	111	-369
110,0	174	758	1436	1540	1509	1455	750	197	152	-432
120,0	225	951	1596	1839	1776	1738	942	257	231	-514
130,0	320	1490	1792	2249	2148	1972	1397	361	341	-622
140,0	518	2003	2097	3160	2688	2399	1995	563	502	-788
150,0	907	2536	2669	4701	3330	3417	2502	1011	582	-1010
160,0	1453	2847	4708	8237	4561	5364	4262	1539	774	-1219
174,0	1565	3004	13439	---	2789	12380	4914	1681	1039	-1604
160,0	1640	9104	---	---	2284	---	8565	1695	1024	-2123
150,0	1623	9087	---	---	2268	---	8551	1679	1000	-2115

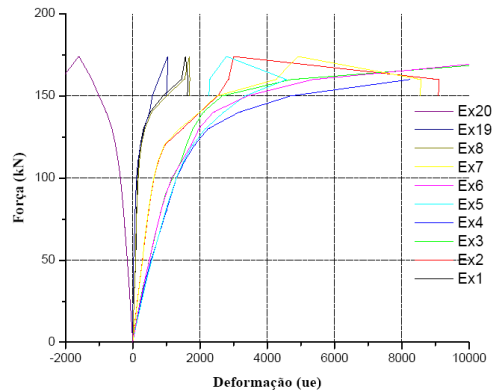


Figura 75: Deformações longitudinais no perfil - VM A2

Modelo VM A2 – 200 x 80 x 20 x 3,0					
Força (kN)	Ex 21 (ue)	Ex 22 (ue)	Ex 23 (ue)	Ex 24 (ue)	Ex 25 (ue)
0,0	0	0	0	0	0
10,0	12	-42	-34	-148	10
20,0	26	-85	-68	-335	23
30,0	41	-127	-107	-513	36
40,0	56	-172	-145	-697	52
50,0	73	-221	-189	-917	69
60,0	74	-274	-244	-1129	85
70,0	73	-329	-302	-1316	92
80,0	73	-389	-371	-1493	101
90,0	73	-454	-443	-1656	112
100,0	72	-527	-525	-1802	123
110,0	72	-622	-595	-1947	123
120,0	699	-755	-719	-2099	91
130,0	46	-959	-908	-2219	59
140,0	8	-1305	-1225	-2119	61
150,0	-19	-1905	-1748	-2175	75
160,0	-69	-3220	-2994	-2410	80
174,0	-76	-5399	-5164	-3003	86
160,0	-59	-3721	-3323	-3338	56
150,0	-58	-3695	-3301	-3312	53

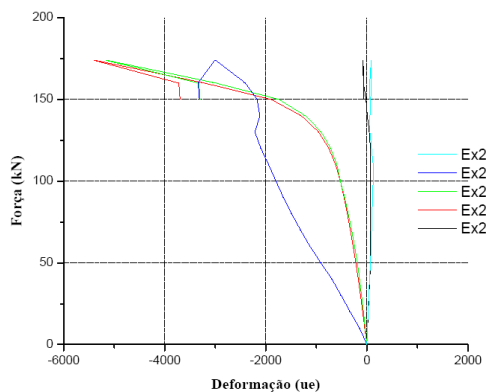


Figura 76: Deformações longitudinais na laje - VM A2

Modelo VM B1 – 200 x 80 x 20 x 3,0				
Força (kN)	T 1 (mm)	T 2 (mm)	T 3 (mm)	T 4 (mm)
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
10,0	0,367	0,004	0,002	0,001
20,0	0,734	0,004	0,008	0,005
30,0	1,138	0,007	0,013	0,005
40,0	1,579	0,004	0,018	0,005
50,0	2,166	0,007	0,021	0,005
60,0	2,772	0,011	0,025	0,005
70,0	3,396	0,03	0,04	0,002
80,0	4,112	0,037	0,071	0,000
90,0	4,772	0,056	0,093	0,011
100,0	5,562	0,078	0,109	0,021
110,0	6,351	0,104	0,127	0,027
120,0	7,416	0,122	0,148	0,034
130,0	8,792	0,167	0,174	0,041
140,0	10,573	0,215	0,2	0,049
150,0	13,877	0,293	0,239	0,062
160,0	21,256	0,419	0,291	0,082
170,0	35,261	0,563	0,362	0,105
178,0	71,843	1,212	0,508	0,153
170,0	78,671	1,409	0,542	0,157

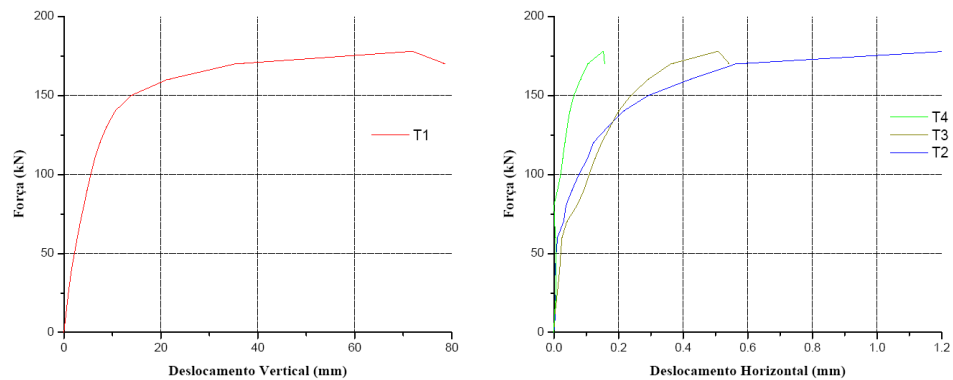


Figura 77: Deslocamento relativo e separação horizontal - VM B1

Modelo VM B1 – 200 x 80 x 20 x 3,0										
Força (kN)	Ex 1 (ue)	Ex 2 (ue)	Ex 3 (ue)	Ex 4 (ue)	Ex 5 (ue)	Ex 6 (ue)	Ex 7 (ue)	Ex 8 (ue)	Ex 19 (ue)	Ex 20 (ue)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10,0	12	42	73	83	84	71	43	12	1	-18
20,0	32	92	164	185	185	156	99	29	6	-36
30,0	53	145	253	287	288	241	156	46	10	-55
40,0	72	204	363	404	432	346	214	96	23	-76
50,0	69	254	473	534	584	474	289	128	61	-95
60,0	87	318	584	671	721	581	330	141	99	-115
70,0	102	375	698	810	870	691	381	172	138	-134
80,0	145	437	820	968	1042	811	438	196	176	-153
90,0	197	502	949	1173	1236	942	498	213	219	-173
100,0	236	580	1133	1469	1513	1131	574	254	269	-191
110,0	285	679	1476	1779	2010	1392	673	294	317	-210
120,0	366	827	1906	2090	2667	1613	817	339	383	-232
130,0	469	1049	2242	2478	3377	1722	1034	420	456	-251
140,0	578	1355	2488	3077	4246	1782	1321	507	560	-261
150,0	703	1687	2677	3876	5292	1810	1603	583	749	-253
160,0	758	1770	2880	4762	6513	1837	1686	600	1131	-210
170,0	711	1767	3370	8555	10526	1868	1677	607	2111	13
178,0	707	1786	---	---	---	---	1773	582	4119	452
170,0	771	1790	---	---	---	---	1764	562	3770	725

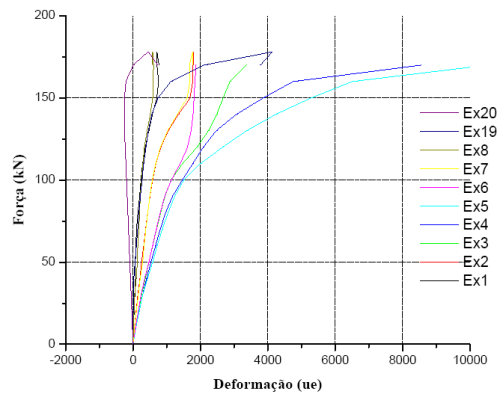


Figura 78: Deformações longitudinais no perfil - VM B1

Modelo VM B1 – 200 x 80 x 20 x 3,0					
Força (kN)	Ex 21 (ue)	Ex 22 (ue)	Ex 23 (ue)	Ex 24 (ue)	Ex 25 (ue)
0,0	0	0	0	0	0
10,0	6	-26	-27	-26	8
20,0	16	-57	-55	-56	18
30,0	25	-86	-86	-85	28
40,0	38	-121	-121	-119	43
50,0	56	-156	-166	-161	59
60,0	74	-195	-213	-195	72
70,0	83	-229	-257	-232	83
80,0	91	-264	-303	-269	89
90,0	98	-301	-351	-311	91
100,0	108	-342	-409	-361	99
110,0	122	-389	-474	-419	211
120,0	144	-449	-534	-499	649
130,0	174	-519	-605	-600	1138
140,0	951	-617	-696	-729	2056
150,0	1911	-777	-874	-978	3768
160,0	2622	-1049	-1341	-1483	---
170,0	2764	-1509	-2678	-2443	---
178,0	2545	-2236	-1665	-4267	---
170,0	2489	-2252	-1466	-4177	---

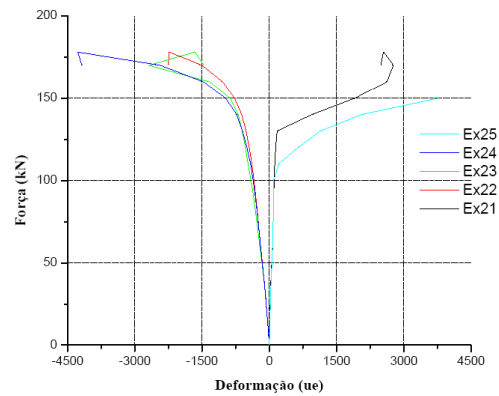


Figura 79: Deformações longitudinais na laje - VM B1

Modelo VM B1 – 200 x 80 x 20 x 3,0						
Força (kN)	R, 1 ex9 (ue)	R, 1 ex10 (ue)	R, 1 ex11 (ue)	R, 2 ex14 (ue)	R, 2 ex13 (ue)	R, 2 ex12 (ue)
0,0	0	0	0	0	0	0
10,0	0	1	9	-3	-6	7
20,0	0	0	15	-6	-13	14
30,0	0	-1	23	-8	-17	23
40,0	0	-0	31	-12	-24	31
50,0	0	-1	39	-14	-27	41
60,0	0	-0	48	-16	-31	51
70,0	0	1	59	-19	-35	64
80,0	0	43	155	-28	2	169
90,0	20	51	158	-7	10	189
100,0	188	61	189	-8	25	231
110,0	16	73	224	-10	44	273
120,0	12	85	263	-13	66	321
130,0	9	100	305	-15	93	373
140,0	8	123	349	-18	121	425
150,0	2	148	407	-22	157	491
160,0	-4	177	469	-25	207	574
170,0	2	205	528	-19	266	659
178,0	30	259	599	13	375	741
170,0	33	263	594	16	385	736

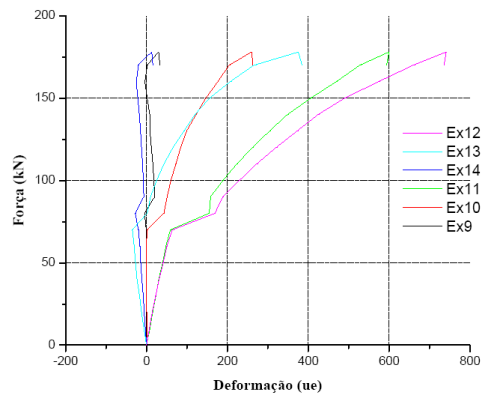


Figura 80: Deformações obtidas nas rosetas - VM B1

Modelo VM B1 – 200 x 80 x 20 x 3,0				
Força (kN)	Ex 15 (ue)	Ex 16 (ue)	Ex 17 (ue)	Ex 18 (ue)
0,0	0	0	0	0
10,0	2	0	1	1
20,0	5	1	2	1
30,0	7	4	2	1
40,0	9	5	2	1
50,0	11	7	3	2
60,0	13	8	155	61
70,0	15	4	281	219
80,0	152	64	415	324
90,0	298	121	476	377
100,0	364	146	507	392
110,0	429	174	534	382
120,0	493	201	582	386
130,0	551	229	641	398
140,0	593	253	715	424
150,0	596	275	813	458
160,0	628	291	916	502
170,0	747	393	1161	722
178,0	1021	675	1923	1627
170,0	1008	664	1909	1637

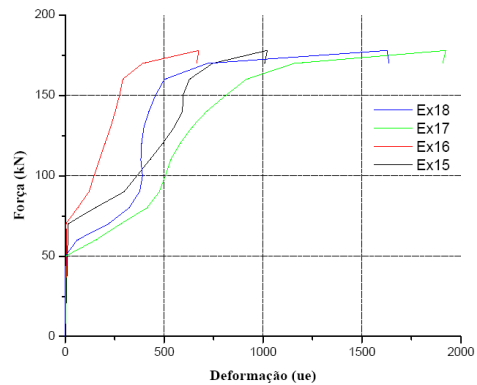


Figura 81: Deformações obtidas nos conectores - VM B1

Modelo VM B2 – 200 x 80 x 20 x 3,0				
Força (kN)	T 1 (mm)	T 2 (mm)	T 3 (mm)	T 4 (mm)
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
10,0	0,385	0,007	0,004	0,001
20,0	0,771	0,007	0,006	0,000
30,0	1,193	0,011	0,01	0,002
40,0	1,67	0,015	0,011	0,003
50,0	2,239	0,015	0,008	0,004
60,0	2,92	0,007	0,006	0,008
70,0	3,543	0,011	0,005	0,005
80,0	4,295	0,007	0,038	0,006
90,0	5,084	0,026	0,08	0,006
100,0	6,002	0,048	0,128	0,025
110,0	7,122	0,074	0,175	0,047
120,0	8,517	0,104	0,224	0,074
130,0	10,371	0,119	0,267	0,102
140,0	13,84	0,13	0,346	0,151
150,0	21,145	0,1	0,464	0,22
160,0	31,002	0,019	0,583	0,297
171,0	49,082	0,048	0,776	0,428
160,0	65,62	0,07	0,838	0,49
150,0	67,419	0,07	0,836	0,49

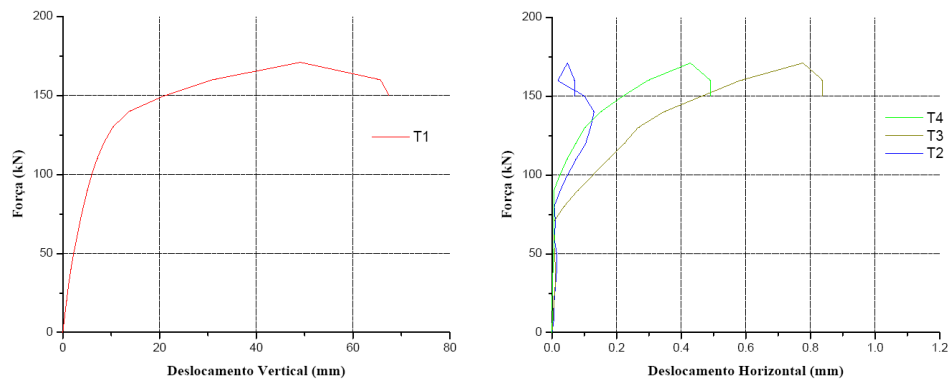


Figura 82: Deslocamento relativo e separação horizontal - VM B2

Modelo VM B2 – 200 x 80 x 20 x 3,0										
Força (kN)	Ex 1 (ue)	Ex 2 (ue)	Ex 3 (ue)	Ex 4 (ue)	Ex 5 (ue)	Ex 6 (ue)	Ex 7 (ue)	Ex 8 (ue)	Ex 19 (ue)	Ex 20 (ue)
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10,0	15	52	78	90	89	77	52	15	5	-24
20,0	33	109	165	189	187	166	107	33	9	-50
30,0	51	165	251	288	285	253	162	47	13	-76
40,0	73	228	353	403	397	348	216	66	18	-105
50,0	102	300	474	540	519	442	256	96	26	-135
60,0	196	393	605	685	659	551	292	73	47	-166
70,0	245	464	723	822	789	661	346	87	62	-196
80,0	281	531	849	967	925	786	409	110	82	-228
90,0	292	565	969	1118	1074	958	497	140	118	-263
100,0	287	620	1227	1338	1234	1158	603	170	188	-316
110,0	309	745	1463	1606	1402	1351	739	197	264	-418
120,0	371	936	1668	1933	1597	1510	936	241	351	-519
130,0	477	1190	1787	2293	1802	1640	1200	317	474	-621
140,0	606	1402	1825	2805	2041	1742	1473	471	663	-778
150,0	654	1470	1835	3385	2319	1822	1602	640	892	-1043
160,0	642	1486	1843	4025	2577	1906	1702	578	1144	-1417
171,0	630	1520	3745	15580	15231	2462	1704	579	1436	-2169
160,0	524	1546	14713	---	---	15351	1720	323	841	-2969
150,0	473	1543	14991	---	---	15675	1715	262	715	-3008

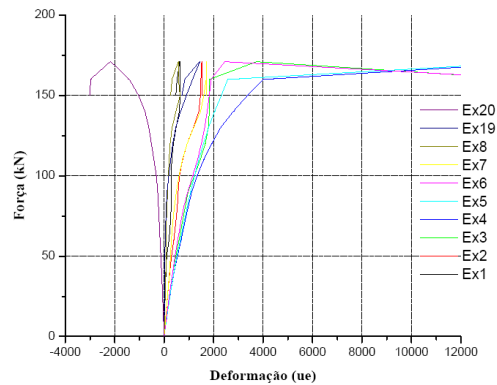


Figura 83: Deformações longitudinais no perfil - VM B2

Modelo VM B2 – 200 x 80 x 20 x 3,0					
Força (kN)	Ex 21 (ue)	Ex 22 (ue)	Ex 23 (ue)	Ex 24 (ue)	Ex 25 (ue)
0,0	0	0	0	0	0
10,0	11	-67	-39	-16	13
20,0	22	-152	-85	-37	25
30,0	33	-224	-125	-59	37
40,0	45	-303	-168	-84	52
50,0	56	-391	-219	-107	89
60,0	69	-469	-282	-133	177
70,0	64	-538	-337	-157	271
80,0	67	-605	-395	-184	424
90,0	65	-677	-468	-223	734
100,0	62	-756	-535	-266	935
110,0	58	-848	-591	-326	1131
120,0	71	-954	-687	-408	1299
130,0	79	-1082	-811	-5112	1439
140,0	73	-1321	-1037	-718	1382
150,0	-0	-1788	-1466	-1111	1043
160,0	-25	-2468	-2071	-691	862
171,0	-32	-3865	-2221	-207	1228
160,0	-71	-3632	-1933	-50	1102
150,0	-122	-3784	-1861	-42	1062

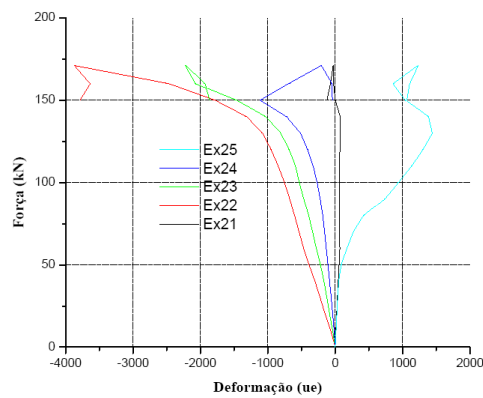


Figura 84: Deformações longitudinais na laje - VM B2