

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**PATRICIA TAVARES DE SOUZA**

**Análise teórica e experimental de pisos mistos de  
pequena altura compostos por vigas metálicas e  
lajes alveolares de concreto**

São Carlos  
2016



**PATRICIA TAVARES DE SOUZA**

**Análise teórica e experimental de pisos mistos de  
pequena altura compostos por vigas metálicas e lajes  
alveolares de concreto**

**VERSÃO CORRIGIDA**

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

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Área de concentração: Estruturas

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

São Carlos  
2016

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

S719a Souza, Patricia Tavares de  
Análise teórica e experimental de pisos mistos de  
pequena altura compostos por vigas metálicas e lajes  
alveolares de concreto / Patricia Tavares de Souza;  
orientadora Ana Lucia Homce de Cresce El Debs. São  
Carlos, 2016.

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

1. Piso Misto de Pequena Altura. 2. Laje Alveolar.  
3. Conector Tipo Pino com Cabeça. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **PATRÍCIA TAVARES DE SOUZA**.

Título da dissertação: "Análise teórico e experimental de pisos mistos de pequena altura compostos por vigas metálicas e lajes alveolares de concreto".

Data da defesa: 22/03/2016

### Comissão Julgadora:

### Resultado:

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

APROVADA

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

APROVADA  
(vide confirmação)

Profa. Dra. **Silvana De Nardin**  
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADA

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

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



*Com imensa gratidão e amor, dedico  
este trabalho a Deus e aos meus pais  
Severino e Célia Regina.*





# AGRADECIMENTOS

“Bom é render graças ao Senhor, e cantar louvores ao teu nome, ó Altíssimo, de manhã anunciar o teu amor, e todas as noites a tua fidelidade” (Salmos 92: 1-2). Em primeiro lugar, agradeço a Deus por concluir mais esta etapa em minha vida, pois grandes coisas Ele tem feito por mim.

Agradeço aos meus pais por todos os momentos felizes que passamos juntos e por me incentivar a prosseguir e progredir, pois o que eu sou hoje é fruto de cada gesto de amor, carinho e apoio.

Agradeço aos meus amigos pela amizade, pelos conselhos e pela alegria que me proporcionaram, pois, é na hora da dificuldade que conhecemos os verdadeiros irmãos que adquirimos.

Agradeço à minha orientadora Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs e aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC por toda a dedicação e por todo ensinamento durante estes dois anos. Obrigada por doarem sua paciência, seu conhecimento e seus valores. Os senhores são parte integrante e fundamental de minha formação.

Agradeço a todos os funcionários que colaboraram para o sucesso deste trabalho em especial aos técnicos Luiz Varela, Amaury, Mário e Fabiano, pois o que seria da Fórmula 1 se não fosse a rapidez, agilidade e competência da equipe do piloto no pit stop?

Agradeço a Capes e CNPq por financiarem a minha pesquisa e me concederem esta oportunidade. E a Tatu Pré-moldados pelas doações das lajes alveolares.



*Ouçã conselhos e aceite instruções,  
e acabará sendo sábio.*

***Provérbios 19:20***



## RESUMO

SOUZA, P. T. **Análise teórica e experimental de pisos mistos de pequena altura compostos por vigas metálicas e lajes alveolares de concreto.** 2016. 154 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

No mercado mundial existe uma visível tendência de tornar as obras mais industrializadas e racionalizadas com o objetivo de reduzir os desperdícios, acelerar a velocidade de execução das obras e garantir maior qualidade às mesmas. A adoção de elementos estruturais com certo grau de industrialização pode trazer benefícios em relação aos custos, à mão de obra, ao tempo de execução e ao impacto ambiental. Neste contexto, as estruturas mistas de aço e concreto satisfazem essa necessidade, pois tanto os elementos de aço quanto os elementos de concreto podem ser pré-fabricados, ficando apenas as etapas de içamento e montagem a serem realizadas na obra, reduzindo o uso de fôrmas e escoramentos. Os pisos mistos de aço e concreto de pequena altura caracterizam-se pelo embutimento da laje de concreto na altura do perfil de aço, sendo a principal vantagem, em relação ao piso misto convencional, a redução da altura total do composto. Portanto, este trabalho tem como objetivo analisar o comportamento de pisos mistos de aço e concreto de pequena altura com laje alveolar em concreto protendido por meio de ensaios de cisalhamento direto (*push-out test*) e de flexão. Na solução proposta, a transferência de esforços entre o perfil de aço e a laje alveolar foi feita por meio de conectores tipo pino com cabeça e concreto moldado no local. Os resultados demonstraram-se promissores em termos de comportamento do piso misto de pequena altura, aumentando significativamente a rigidez do sistema em relação à viga de aço isolada. Em complemento, foi desenvolvida uma simulação numérica dos modelos físicos ensaiados utilizando o pacote computacional DIANA®, fundamentado no método dos elementos finitos, na qual o modelo numérico representou adequadamente o comportamento dos pisos mistos de pequena altura, permitindo análises paramétricas.

Palavras-chave: Estruturas Mistas. Piso Misto de Pequena Altura. Laje Alveolar. Conector Tipo Pino com Cabeça. Análise Experimental.



# ABSTRACT

SOUZA, P. T. **Theoretical and experimental analysis of slim floor systems composed by steel beam and concrete hollow core slabs.** 2016. 154 p. Dissertation (Masters Degree) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2016.

On the world market, there is a visible tendency to turn buildings construction more industrialized and rationalized in order to reduce waste, accelerate the construction speed and ensure higher quality to them. The adoption of structural elements with a degree of industrialization can bring benefits regarding costs, labor, construction time and environmental impact. In this context, steel and concrete composite structures satisfy this need, since steel and concrete elements can be prefabricated, with only lifting and mounting steps to be performed on site, reducing use of formwork and shoring. A type of slim floor system consists in precast concrete hollow core slabs supported on the lower flange of steel beams. The major advantage of this solution, compared to conventional composite beam, is reducing the overall height of the floor. Therefore, this study aims to analyze the behavior of slim floor with prestressed concrete hollow core slabs through push-out and bending tests. In the proposed solution, the transfer of forces between steel beam and hollow core slabs was made by stud bolts and cast on site concrete. The obtained results proved to be promising in terms of slim floor behavior, significantly increasing the system stiffness regarding the isolated steel beam. In addition, a numerical modeling of the studied slim floor system was developed, using finite element based software DIANA®, in which the numerical model adequately represented the behavior of the composite beam, allowing parametric analysis.

Keywords: Steel-Concrete Composite Beams. Slim Floor Systems. Hollow Core Slabs. Stud Bolt. Experimental Analysis.





# LISTA DE SÍMBOLOS

## LETRAS MAIÚSCULAS

$A_a$  é a área do perfil metálico;

$A_{af}$  é a área da mesa superior do perfil metálico;

$A_{aw}$  é a área da alma do perfil de aço, igual ao produto  $h.t_w$ ;

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

$C_w$ : constante de empenamento;

$C_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;

$C_{cd}$  é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

$E$  é o módulo de elasticidade longitudinal do aço;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto;

$E_{cm}$  é o módulo de elasticidade médio do concreto moldado no local;

$F_{sh}$  é a resistência da conexão de cisalhamento ( $\sum Q_{Rd}$ );

$F_{sh,min}$  é a resistência mínima da conexão de cisalhamento para uma conexão completa;

$H$  é altura da laje alveolar em milímetros;

$I_y$  é o momento de inércia em  $y$ ;

$I_t$  é o momento de inércia à torção;

$L_b$  é o comprimento destravado da viga de aço;

$M_{Ga,Sd}$  e  $M_{L,Sd}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo devidos às ações atuantes, respectivamente, antes e depois da resistência do concreto atingir a  $0,75f_{ck}$ ;

$M_{pl}$  é o momento fletor de plastificação;

$M_r$  é o momento fletor correspondente ao início de escoamento;

$\sum Q_{Rd}$  é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$R=1,00$  se a ligação a cisalhamento estiver na extremidade da laje e  $1,14$  se a ligação a cisalhamento estiver no meio da laje;

$R_g$  é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, sendo  $1,00$  para qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço;

$R_p$  é um coeficiente para consideração da posição do conector, sendo 1,00 para conectores soldados diretamente no perfil de aço.

$T_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

$W_a$  é o módulo de resistência elástico inferior do perfil metálico;

$W_{ef}$  é o módulo de resistência elástico efetivo da seção mista;

## LETRAS MINÚSCULAS

$a$  é a espessura da região comprimida da laje ou, para interação parcial, a espessura efetiva;

$a_h$  é a distância entre conectores paralelos à força aplicada (mm) – ( $110 \text{ mm} \leq a_h \leq 440 \text{ mm}$ );

$a_v$  é a distância vertical entre conector e estribo (mm);

$b$  é a largura efetiva da laje de concreto;

$b_f$  é a largura da mesa do perfil metálico;

$c$  é a espessura da capa de concreto em milímetros;

$d$  é a altura total do perfil de aço;

$d_{cs}$  é o diâmetro do conector ( $19 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$ );

$d_1$  é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;

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

$f_{cm}$  é a resistência média à compressão do concreto moldado no local;

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

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço;

$g$  é a largura da junta entre as lajes alveolares;

$h$  é a altura da alma, tomada como a distância entre faces internas da mesa;

$h_{cs}$  é a altura do conector;

$h_f$  é a espessura da pré-laje pré-moldada de concreto ou a altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada (se não houver pré-laje ou fôrma de aço incorporada,  $h_f = 0$ );

$s$  é a distância entre estribos ( $0,5a_h \leq s \leq a_h$ );

$t_c$  é a altura da laje de concreto;

$t_f$  é a espessura da mesa superior do perfil metálico;

$t_w$  é a espessura da alma do perfil metálico;

$y_c$  é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior deste perfil;

$y_p$  é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil metálico;

$y_t$  é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior deste perfil.

## LETRAS GREGAS

$\alpha = 0,2 \cdot \left( \frac{h_{cs}}{d_{cs}} + 1 \right) \leq 1$  é o parâmetro que relaciona a altura e o diâmetro do conector;

$\beta = 0,5 \cdot \left( \frac{g}{71} + 1 \right) \leq 1$  é o coeficiente que leva em consideração a largura da junta longitudinal;

$\varepsilon = \frac{\phi}{23} + 1$  é o coeficiente que leva em consideração a armadura transversal ao conector;

$\phi$  é o diâmetro da armadura transversal;

$\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

$\gamma_{a1}$  e  $\gamma_c$  são os coeficientes de ponderação da resistência dos materiais;

$\eta$  é o grau de conexão;

$\lambda$  é o parâmetro de esbeltez;

$\lambda = 0,43 \cdot \left( \frac{(H+c)}{150} + 1 \right)$  é um fator de modificação para o concreto para equação de

Araújo et al (2016).

## LISTA DE TABELAS

|                                                                                                                     |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela 3.1 – Cálculo das resultantes na seção mista. ....                                                           | 48  |
| Tabela 3.2 – Módulo plástico da viga parcialmente revestida. ....                                                   | 48  |
| Tabela 4.1 – Modelos a serem ensaiados. ....                                                                        | 57  |
| Tabela 4.2 – Traço do concreto moldado no local. ....                                                               | 64  |
| Tabela 4.3 – Caracterização do concreto de preenchimento. ....                                                      | 64  |
| Tabela 4.4 – Valores de resistência à compressão e tração, módulo de elasticidade e desvio padrão do concreto. .... | 65  |
| Tabela 4.5 – Propriedades mecânicas do aço. ....                                                                    | 66  |
| Tabela 4.6 – Propriedades mecânicas do conector tipo pino com cabeça. ....                                          | 66  |
| Tabela 4.7 – Equipamentos utilizados. ....                                                                          | 67  |
| Tabela 4.8 – Módulo de resistência plástico para o piso misto estudado. ....                                        | 73  |
| Tabela 4.9 – Módulo de resistência plástico para o piso misto em questão. ....                                      | 74  |
| Tabela 4.10 – Capacidade resistente experimental e teórica nos modelos de cisalhamento direto. ....                 | 77  |
| Tabela 4.11 – Principais resultados experimentais dos pisos mistos. ....                                            | 79  |
| Tabela 4.12 – Valores teóricos e experimentais de momento máximo nos pisos mistos. ....                             | 80  |
| Tabela 5.1 – Valores de $G_{f0}$ segundo o CEB-FIP (1990). ....                                                     | 96  |
| Tabela 5.2 – Parâmetros de entrada no Diana para o concreto. ....                                                   | 97  |
| Tabela 5.3 – Parâmetros da interface. ....                                                                          | 99  |
| Tabela 5.4 – Comparação da força máxima aplicada entres os modelos experimentais e numérico. ....                   | 106 |
| Tabela 5.5 – Carregamento vertical máximo dos modelos. ....                                                         | 108 |
| Tabela 5.6 – Parâmetros analisados no modelo numérico. ....                                                         | 111 |

## LISTA DE FIGURAS

|                                                                                                                                 |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1.1 – Sistema slim floor. (Fonte: ARCELORMITTAL, 1996).....                                                              | 2  |
| Figura 2.1 – Pannel alveolar com capa de concreto estrutural. (Fonte: CASTILHO, 2003).....                                      | 8  |
| Figura 2.2 – Cortes realizados nas lajes alveolares para a montagem em obra. (Fonte: RACKHAM; HICKS; NEWMAN, 2006).....         | 10 |
| Figura 2.3 – Formas típicas de perfis para pisos mistos de pequena altura. (Fonte: RAMOS, 2010).....                            | 12 |
| Figura 2.4 – Millennium Tower. (Fonte: HUBER, 2001).....                                                                        | 13 |
| Figura 2.5 – Sistema slim floor. (Fonte: HUBER, 2001).....                                                                      | 13 |
| Figura 2.6 – Parque de estacionamento em Innsbruck. (Fonte: SSEDTA, 2001). .....                                                | 14 |
| Figura 2.7 – Sistema slim floor com perfil T invertido (mm). (Fonte: SSEDTA, 2001). .....                                       | 14 |
| Figura 2.8 – Ensaio de flexão e modelagem numérica de vigas mistas com lajes alveolares. (Fonte: LAM et al; 2000). .....        | 16 |
| Figura 2.9 – Esquema e foto do ensaio de ligação semirrígida viga-pilar. (Fonte: FU; LAM, 2006).....                            | 16 |
| Figura 2.10 – Seção transversal com perfil assimétrico <i>Slimflor</i> - ASB. (Fonte: RACKHAM et al; 2006). .....               | 17 |
| Figura 2.11 – Esquema de ensaio e de ruptura do piso misto de pequena altura. (Fonte: HEGGER et al; 2009).....                  | 18 |
| Figura 2.12 – Seções mistas do piso misto de pequena altura. (Fonte: BARROS, 2011). .....                                       | 19 |
| Figura 2.13 – Novos perfis metálicos utilizados em pisos mistos de pequena altura.....                                          | 20 |
| Figura 2.14 – Ensaio de cisalhamento direto com lajes alveolares e conectores tipo pino com cabeça. (Fonte: SALES, 2014). ..... | 21 |
| Figura 2.15 – Conectores compostos por perfis de chapa dobrada. (Fonte: MALITE, 1993).....                                      | 23 |
| Figura 2.16 – Modelo numérico tridimensional. (Fonte: KIRCHHOF, 2004).....                                                      | 24 |
| Figura 2.17 – Viga mista constituída por perfil formado a frio e laje de vigotas pré-moldadas. (Fonte: DAVID, 2007). .....      | 26 |
| Figura 2.18 – Viga mista parcialmente revestida com variação da posição do conector (mm). (Fonte: NARDIN; EL DEBS, 2008).....   | 26 |
| Figura 2.19 – Pavimento tipo composto por vigas mistas e lajes de vigotas pré-moldadas. (Fonte: HIGAKI, 2009).....              | 27 |

|                                                                                                                               |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.20 – Conectores alça em barra redonda e alça em barra chata (mm). (Fonte: CHAVES, 2009).....                         | 28 |
| Figura 2.21 - Modelo numérico de piso misto de pequena altura. (Fonte: RAMOS, 2010).....                                      | 29 |
| Figura 2.22 – Viga mista parcialmente revestida com armadura longitudinal (mm). (Fonte: CAVALCANTI, 2010). ....               | 29 |
| Figura 2.23 – Conectores lineares com ranhuras. (Fonte: DIOGENES, 2013).....                                                  | 31 |
| Figura 3.1 – Diagrama força versus deslizamento relativo aço-concreto.....                                                    | 33 |
| Figura 3.2 – Equilíbrio de forças em um trecho da viga mista. (Fonte: KOTINDA, 2006).....                                     | 34 |
| Figura 3.3 – Ação do conector do tipo pino com cabeça. (Fonte: OEHLERS; BRADFORD, 1995). ....                                 | 35 |
| Figura 3.4 – Vigas mistas fletidas. (Fonte: DAVID, 2007).....                                                                 | 35 |
| Figura 3.5 – Distribuições de deformações para interações nula, total e parcial. (Fonte: OEHLERS; BRADFORD, 1995). ....       | 36 |
| Figura 3.6 – Tensões e deformações na seção mista para conexão completa. (Fonte: OEHLERS; BRADFORD, 1995). ....               | 37 |
| Figura 3.7 – Tensões e deformações na seção mista para conexão parcial. (Fonte: OEHLERS; BRADFORD, 1995). ....                | 38 |
| Figura 3.8 – Piso misto com perfil metálico sem a mesa superior (Fonte: BREUNINGER, 2001). ....                               | 40 |
| Figura 3.9 – Carregamento atuante na fase construtiva. (Fonte: NARDIN; EL DEBS, 2008).....                                    | 42 |
| Figura 3.10 – Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo. (Fonte: NBR 8800:2008).....                           | 45 |
| Figura 3.11 – Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento positivo e interação completa. (Fonte: NBR 8800:2008). .... | 46 |
| Figura 3.12 – Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento positivo e interação parcial. (Fonte: NBR 8800:2008). ....  | 47 |
| Figura 3.13 – Geometria da viga mista revestida. (Fonte: DE NARDIN; EL DEBS, 2007).....                                       | 48 |
| Figura 3.14 – Seção transversal analisada considerando a interface existente. (Fonte: LIMAZIE; CHEN, 2015). ....              | 49 |
| Figura 3.15 – Comportamento dos elementos de aço e concreto. (Fonte: LIMAZIE; CHEN, 2015).....                                | 50 |
| Figura 4.1 – Ensaio de cisalhamento direto. (Fonte: EUROCODE 4-1-1, 2004). ....                                               | 53 |

|                                                                                                                                                                            |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 4.2 – Tensões de contato no conector. (Fonte: MALITE, 1993). .....                                                                                                  | 54 |
| Figura 4.3 – Ensaio de flexão em quatro pontos. ....                                                                                                                       | 55 |
| Figura 4.4 – Dimensões da laje alveolar protendida (mm).....                                                                                                               | 57 |
| Figura 4.5 – Seções transversais dos perfis utilizados nos ensaios (mm). ....                                                                                              | 58 |
| Figura 4.6 – Detalhe do conector tipo pino com cabeça em (mm).....                                                                                                         | 58 |
| Figura 4.7 – Seção transversal e posição dos conectores do modelo de cisalhamento direto (mm).....                                                                         | 59 |
| Figura 4.8 – Posição da armadura transversal e colocação do EPS nos alvéolos.....                                                                                          | 60 |
| Figura 4.9 – Seção transversal e posição dos conectores do piso misto convencional (mm). ....                                                                              | 61 |
| Figura 4.10 – Seção transversal e posição dos conectores do piso misto de pequena altura (mm). ....                                                                        | 61 |
| Figura 4.11 – Preparação e concretagem do modelo de <i>push-out</i> . ....                                                                                                 | 62 |
| Figura 4.12 – Preparação dos modelos de flexão para concretagem.....                                                                                                       | 63 |
| Figura 4.13 – Colagem dos extensômetros no perfil metálico e nos conectores. a) Piso misto convencional b) Modelo de <i>push-out</i> c) Piso misto de pequena altura. .... | 63 |
| Figura 4.14 – Concretagem, adensamento e nivelamento dos modelos de flexão. ....                                                                                           | 63 |
| Figura 4.15 – Moldagem e ensaio dos corpos de prova cilíndricos de concreto.....                                                                                           | 65 |
| Figura 4.16 – Resultados do ensaio de tração do conector tipo pino com cabeça.....                                                                                         | 66 |
| Figura 4.17 – Esquema de ensaio do modelo de cisalhamento direto.....                                                                                                      | 68 |
| Figura 4.18 - Detalhe da instrumentação do modelo de cisalhamento direto (mm).....                                                                                         | 68 |
| Figura 4.19 – Esquema de ensaio e instrumentação no piso misto de pequena altura (mm). ....                                                                                | 70 |
| Figura 4.20 – Esquema de ensaio do piso misto submetido à flexão em quatro pontos. 70                                                                                      |    |
| Figura 4.21 – Configuração final dos modelos de cisalhamento direto. ....                                                                                                  | 76 |
| Figura 4.22 – Configuração final dos conectores no modelo de <i>push-out</i> . ....                                                                                        | 76 |
| Figura 4.23 – Gráficos de força versus deslizamento/deformação do modelo PO-1. ....                                                                                        | 77 |
| Figura 4.24 – Gráficos de força versus deslizamento/deformação do modelo PO-2. ....                                                                                        | 78 |
| Figura 4.25 – Gráficos de força versus deslizamento/deformação do modelo PO-3. ....                                                                                        | 78 |
| Figura 4.26 – Comparação entre os modelos ensaiados de <i>push-out</i> . ....                                                                                              | 78 |
| Figura 4.27 – Configuração final do piso misto convencional.....                                                                                                           | 81 |
| Figura 4.28 – Configuração final do piso misto de pequena altura.....                                                                                                      | 82 |
| Figura 4.29 – Configuração final dos conectores nos modelos de piso misto submetido à flexão. ....                                                                         | 82 |
| Figura 4.30 – Curva de força versus deslizamento relativo para os modelos submetidos à flexão. ....                                                                        | 83 |

|                                                                                                                                                                     |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.31 – Esquema de carregamento dos pisos mistos ensaiados.....                                                                                               | 84  |
| Figura 4.32 – Curva de força versus deslocamento vertical para os modelos submetidos à flexão. ....                                                                 | 85  |
| Figura 4.33 – Curva de força versus deformação no concreto para os modelos submetidos à flexão. ....                                                                | 86  |
| Figura 4.34 – Curva de força versus deformação no perfil metálico. ....                                                                                             | 87  |
| Figura 4.35 – Curva de força versus deformação teórica. ....                                                                                                        | 87  |
| Figura 4.36 – Posição da linha neutra na seção do piso misto onde F é o passo de carga em kN. ....                                                                  | 87  |
| Figura 4.37 – Deformações médias nos conectores de extremidade.....                                                                                                 | 89  |
| Figura 5.1 – Elemento sólido HX24L. (Fonte: DIANA, 2015).....                                                                                                       | 92  |
| Figura 5.2 – Elemento de interface Q24IF. (Fonte: Diana, 2015).....                                                                                                 | 93  |
| Figura 5.3 – a) Modelo adotado para o comportamento à tração do concreto. b) Curva adotada para o comportamento à compressão do concreto. (Fonte: Diana, 2015)..... | 96  |
| Figura 5.4 – a) Critério de ruptura de Tresca. b) Critério de ruptura de Von Mises. (Fonte: Diana, 2015).....                                                       | 97  |
| Figura 5.5 – Gráfico de força aplicada versus deslizamento para o modelo numérico e experimental de <i>push-out</i> . ....                                          | 100 |
| Figura 5.6 – Modelo numérico do <i>push-out</i> . ....                                                                                                              | 101 |
| Figura 5.7 – Modelo numérico do piso misto submetido à flexão. ....                                                                                                 | 102 |
| Figura 5.8 – Tensões principais na direção 3 para o perfil, o concreto de preenchimento e a laje alveolar em (MPa).....                                             | 104 |
| Figura 5.9 – Deformações principais na direção 3 para o perfil, o concreto de preenchimento e a laje alveolar. ....                                                 | 104 |
| Figura 5.10 – Deslizamentos no perfil, no concreto e na interface em (mm). ....                                                                                     | 105 |
| Figura 5.11 – Deformada do modelo numérico.....                                                                                                                     | 105 |
| Figura 5.12 – Tensões de Von Mises para o perfil de aço e tensões principais na direção 1 para o concreto de preenchimento e a laje alveolar (MPa).....             | 106 |
| Figura 5.13 – Modelagem do perfil de aço.....                                                                                                                       | 107 |
| Figura 5.14 – Gráfico de força versus deslocamento vertical para os modelos numéricos. ....                                                                         | 108 |
| Figura 5.15 – Deslizamento relativo entre o aço e o concreto no modelo numérico. ...                                                                                | 109 |
| Figura 5.16 – Deformações no perfil metálico do modelo numérico.....                                                                                                | 110 |
| Figura 5.17 – Curva de força versus deslocamento vertical para a análise paramétrica. ....                                                                          | 111 |



## SUMÁRIO

|          |                                                    |           |
|----------|----------------------------------------------------|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUÇÃO.....</b>                             | <b>1</b>  |
| 1.1      | OBJETIVO .....                                     | 2         |
| 1.2      | JUSTIFICATIVA .....                                | 3         |
| 1.3      | METODOLOGIA DA PESQUISA .....                      | 4         |
| 1.4      | ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....                      | 5         |
| <b>2</b> | <b>ASPECTOS GERAIS DE PISOS MISTOS .....</b>       | <b>6</b>  |
| 2.1      | CARACTERÍSTICAS DE VIGAS MISTAS.....               | 6         |
| 2.2      | HISTÓRICO E APLICAÇÕES .....                       | 10        |
| 2.3      | BREVE REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....                  | 14        |
| <b>3</b> | <b>MODELOS TEÓRICOS.....</b>                       | <b>32</b> |
| 3.1      | COMPORTAMENTO DE PISOS MISTOS .....                | 32        |
| 3.2      | DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS .....              | 41        |
| <b>4</b> | <b>INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL .....</b>             | <b>52</b> |
| 4.1      | CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS FÍSICOS.....           | 57        |
| 4.1.1    | ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO .....                | 58        |
| 4.1.2    | PISO MISTO SUBMETIDO À FLEXÃO .....                | 59        |
| 4.2      | MOLDAGEM, ADENSAMENTO E CURA DO CONCRETO.....      | 62        |
| 4.3      | CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....                 | 64        |
| 4.3.1    | CONCRETO.....                                      | 64        |
| 4.3.2    | AÇO.....                                           | 66        |
| 4.4      | ESQUEMA DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO.....            | 67        |
| 4.4.1    | ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO .....                | 67        |
| 4.4.2    | PISO MISTO SUBMETIDO À FLEXÃO .....                | 69        |
| 4.5      | PREVISÃO TEÓRICA DOS MODELOS EXPERIMENTAIS .....   | 70        |
| 4.5.1    | PISO MISTO CONVENCIONAL .....                      | 71        |
| 4.5.2    | PISO MISTO DE PEQUENA ALTURA .....                 | 73        |
| 4.5.3    | RESISTÊNCIA DO CONECTOR TIPO PINO COM CABEÇA ..... | 74        |
| 4.6      | RESULTADOS DOS ENSAIOS.....                        | 75        |
| 4.6.1    | ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO .....                | 75        |
| 4.6.2    | PISO MISTO SUBMETIDO À FLEXÃO .....                | 79        |
| 4.6.3    | CONSIDERAÇÕES FINAIS .....                         | 89        |
| <b>5</b> | <b>SIMULAÇÃO NUMÉRICA .....</b>                    | <b>91</b> |
| 5.1      | ELEMENTO FINITO.....                               | 92        |

|          |                                                         |            |
|----------|---------------------------------------------------------|------------|
| 5.2      | MATERIAIS.....                                          | 93         |
| 5.2.1    | CONCRETO.....                                           | 94         |
| 5.2.2    | AÇO.....                                                | 97         |
| 5.2.3    | INTERFACE.....                                          | 98         |
| 5.3      | GEOMETRIA DO ENSAIO DE <i>PUSH-OUT</i> .....            | 100        |
| 5.4      | GEOMETRIA DO PISO MISTO SUBMETIDO À FLEXÃO .....        | 101        |
| 5.5      | CONDIÇÕES DE CONTORNO E MALHA.....                      | 102        |
| 5.6      | TÉCNICA DE SOLUÇÃO E CRITÉRIO DE CONVERGÊNCIA.....      | 103        |
| 5.7      | VALIDAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS.....                    | 103        |
| 5.8      | ANÁLISE PARAMÉTRICA.....                                | 110        |
| 5.9      | CONSIDERAÇÕES FINAIS .....                              | 112        |
| <b>6</b> | <b>CONCLUSÕES .....</b>                                 | <b>113</b> |
| 6.1      | RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....              | 116        |
|          | <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>                  | <b>117</b> |
|          | <b>APÊNDICE A – TENSÕES E DEFORMAÇÕES PRINCIPAIS DO</b> |            |
|          | <b>MODELO NUMÉRICO.....</b>                             | <b>121</b> |

# CAPÍTULO 1

## 1 INTRODUÇÃO

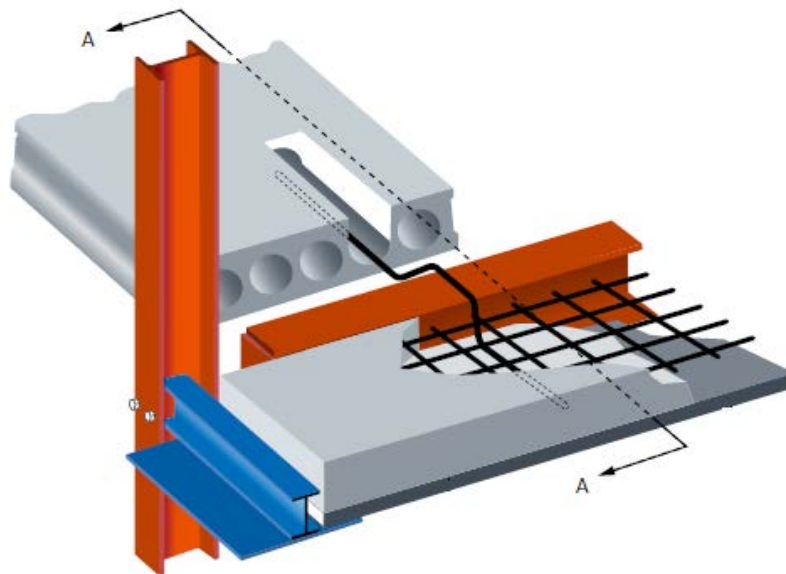
O uso conjunto de aço e concreto surgiu no século XIX, porém a ideia inicial era proteger o perfil metálico contra a ação do fogo e da corrosão, desprezando-se o ganho de resistência proporcionado pelo concreto. Atualmente, no contexto mundial, as estruturas mistas de aço e concreto têm sido amplamente utilizadas na construção civil. Exemplos destes sistemas estruturais são as lajes de concreto com forma de aço incorporada, as vigas mistas e os pilares mistos.

Em um piso misto convencional, a laje de concreto é disposta sobre o perfil de aço. Uma particularidade deste sistema é a elevada altura do composto, que pode limitar o pé-direito do pavimento. Já o sistema *slim floor* (Figura 1.1) tem a finalidade de reduzir esta altura através do embutimento da laje de concreto na altura do perfil metálico, sendo apoiada sobre a mesa inferior do perfil. Além disso, este sistema confere algumas vantagens ao elemento misto resultante, tais como o aumento da resistência ao fogo, da capacidade resistente e da rigidez em relação à seção de aço, o aumento da resistência às instabilidades locais da seção de aço, a economia de material e de mão de obra (DE NARDIN; EL DEBS, 2008).

Entretanto, o comportamento só é considerado misto se na região de encontro dos materiais existirem mecanismos que realizem a transferência de esforços entre eles. Para isso, são utilizados dispositivos metálicos denominados conectores de cisalhamento, os quais têm como objetivo restringir o deslizamento relativo longitudinal e impedir a separação vertical na interface aço-concreto. É relevante também considerar alguns parâmetros no projeto deste sistema estrutural, tais como a continuidade da viga, o *grau de interação*, o *grau de conexão* e os processos construtivos escolhidos.

O piso misto de pequena altura possui várias configurações de perfis e de lajes. Os perfis metálicos laminados, soldados ou dobrados a frio podem ter diversas seções transversais como seção caixão, seção “T”, entre outros. A laje de concreto pode ser do

tipo maciça, pré-fabricada alveolar, mista com forma de aço incorporada, treliçada pré-moldada, entre outras.



**Figura 1.1 – Sistema slim floor. (Fonte: ARCELORMITTAL, 1996).**

Nesse contexto, a laje alveolar em concreto protendido é uma ótima opção para estruturas mistas de aço e concreto devido à diminuição dos escoramentos, ao aumento dos vãos livres e à facilidade de montagem. Logo, a combinação de concreto pré-fabricado e estruturas mistas pode resultar em uma estrutura com mais qualidade, executada com maior rapidez e economia. Essa associação de laje alveolar e de perfil de aço ainda é pouco investigada no Brasil, porém o entendimento é de grande interesse, visando um melhor aproveitamento desse sistema estrutural.

## **1.1 OBJETIVO**

Este trabalho tem como objetivo geral caracterizar o comportamento estrutural dos pisos mistos de pequena altura formados por laje alveolar em concreto protendido apoiada sobre a mesa inferior do perfil metálico. Buscou-se identificar as principais características da ligação aço-concreto, tais como a resistência e os modos de falha, quando é utilizada uma capa de concreto de resistência à compressão inferior à da laje alveolar.

Para atingir esse objetivo geral, foram traçadas as seguintes metas:

- ✚ Investigar experimentalmente a capacidade resistente da seção mista e a capacidade resistente da ligação aço-concreto em modelos experimentais de pisos mistos de pequena altura.
- ✚ Validar modelos numéricos desenvolvidos em elementos finitos por meio do pacote computacional de análise estrutural DIANA®/Fx+ v. 9.6, que simulem satisfatoriamente os modelos experimentais de flexão até a ruptura e que permitam extrapolar os resultados experimentais.
- ✚ Realizar uma análise paramétrica, na qual seja avaliada a influência de determinados parâmetros como a altura da capa de concreto e as dimensões do perfil metálico.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

A construção em aço, por ser industrializada, é de execução rápida sem desperdícios, mas a fase de execução das lajes de concreto moldado *in loco* é lenta, pois, necessita do lançamento, adensamento, nivelamento e cura do concreto, aliado a escoramentos, o que aumenta o tempo de construção.

A solução deste problema está relacionada com o uso de elementos pré-fabricados, como a laje alveolar, que possibilita o aumento da produtividade e da qualidade, reduzindo o uso de escoramentos, o tempo de execução, a quantidade de mão de obra e o impacto ambiental. Além disso, a laje alveolar possui uma grande capacidade resistente, o que permite atingir maiores vãos e, com isso, novas formas arquitetônicas.

Por não existirem recomendações normativas que orientam o projeto e execução de pisos mistos com laje alveolar no Brasil, esta pesquisa tem por finalidade contribuir com a caracterização do comportamento dos pisos mistos de pequena altura, bem como da influência de suas ligações aço-concreto na distribuição dos esforços.

Estudos experimentais implicam na montagem de modelos de grandes dimensões e no aumento da demanda de recursos financeiros e humanos. Sendo assim, é necessário desenvolver e consolidar modelos numéricos para o estudo dos pisos mistos com laje alveolar que possam incluir as ligações aço-concreto já investigadas experimentalmente. Dentro desse contexto, os resultados experimentais obtidos foram utilizados para validar os modelos numéricos.

### 1.3 METODOLOGIA DA PESQUISA

A metodologia desta pesquisa pode ser dividida em quatro grandes etapas: revisão bibliográfica, investigação experimental, simulação numérica, estudo comparativo e análise de resultados. Cada etapa é descrita resumidamente abaixo:

A **revisão bibliográfica** foi realizada por meio da coleta de material, utilizando as bases de dados disponíveis, Sibi e Periódicos Capes, com o objetivo de compreender o comportamento estrutural de estruturas mistas de aço e concreto, isto é, compreender os fenômenos relacionados à transferência de esforços na interface aço-concreto e aos modos de falhas. Além disso, foram avaliados os resultados de estudos já realizados nesse sentido.

Na **investigação experimental**, visando obter dados sobre o comportamento de pisos mistos de pequena altura, foram realizadas a instrumentação, a concretagem dos modelos e a caracterização dos materiais, para se determinar as propriedades do concreto endurecido, no Laboratório de Estruturas (LE) do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC. Foram realizados três ensaios de cisalhamento direto com controle de deslocamento para a determinação da resistência da ligação aço-concreto no sistema *slim floor*. E foram realizados dois ensaios de piso misto submetido à flexão em quatro pontos com controle de força, um em piso misto convencional e um em piso misto de pequena altura sem armadura transversal, para a determinação do momento resistente do piso misto com *grau de conexão parcial*. Em todos os modelos, a resistência característica à compressão do concreto moldado no local foi de 30 MPa.

A **simulação numérica** foi realizada com o pacote computacional DIANA®/Fx+ v. 9.6, a fim de simular numericamente o comportamento e a capacidade resistente dos pisos mistos de pequena altura. O modelo foi validado a partir da alteração de alguns fatores, verificando qual se adéqua ao problema em questão quando comparado aos resultados experimentais. Também foi realizada uma análise paramétrica para a avaliação da influência global de alguns parâmetros que não puderam ser investigados experimentalmente.

No **estudo comparativo e análise de resultados**, foram confrontados os resultados experimentais das duas disposições da laje alveolar e os obtidos com a simulação numérica. Com base nas análises quantitativas e nos estudos comparativos

desenvolvidos, foram elaboradas as conclusões relacionadas ao assunto, sendo realizada uma análise teórica, utilizando as recomendações de cálculo para sistemas mistos da ABNT NBR 8800:2008.

## 1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O corpo da dissertação foi organizado em cinco capítulos.

No **capítulo 1** é feita uma introdução sobre o assunto, abordando as características do sistema e suas vantagens, bem como os objetivos, a justificativa e a metodologia da pesquisa.

O **capítulo 2** é denominado “Aspectos Gerais de Pisos Mistos” e foi elaborado a partir da coleta de estudos já realizados.

No **capítulo 3**, é abordada a teoria sobre elementos mistos (aço e concreto) encontrada na revisão da literatura, sobretudo sobre o comportamento e o dimensionamento de pisos mistos.

No **capítulo 4** são apresentados as características dos materiais empregados, a metodologia adotada no programa experimental e os resultados obtidos.

No **capítulo 5** são detalhados os procedimentos adotados para a simulação numérica dos pisos mistos de pequena altura e a análise paramétrica. São elaboradas comparações e conclusões sobre o comportamento dos pisos mistos avaliados.

O **capítulo 6** traz as conclusões do trabalho, de acordo com a análise comparativa dos resultados decorrentes das simulações numéricas e da investigação experimental, e propostas para novas pesquisas nesta área.

## CAPÍTULO 2

### 2 ASPECTOS GERAIS DE PISOS MISTOS

#### 2.1 CARACTERÍSTICAS DE VIGAS MISTAS

As vigas mistas de aço e concreto consistem na associação de um elemento de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I, a uma laje de concreto que trabalham em conjunto para resistir aos esforços de flexão.

O uso deste sistema estrutural é vantajoso, pois o concreto possui um bom desempenho aos esforços de compressão e o aço apresenta um bom comportamento aos esforços de tração, logo, a laje de concreto é posicionada em uma região comprimida e o perfil de aço em uma região tracionada. Assim, este tipo de sistema estrutural tem o objetivo de aproveitar de maneira eficiente as vantagens de cada material e minimizar suas desvantagens.

Os sistemas estruturais mistos apresentam algumas vantagens em relação aos sistemas estruturais em aço, como:

- ✚ Estruturas mais leves, o que contribui para o alívio das fundações;
- ✚ Redução da altura dos elementos estruturais admitida pelo aumento da resistência e rigidez;
- ✚ Atenuação da flambagem;
- ✚ Possibilidade de vencer maiores vãos e de dispensar escoramentos;
- ✚ Redução de flechas;
- ✚ Maior proteção contra fogo e corrosão;
- ✚ Execução mais rápida devido ao grau de industrialização;
- ✚ Economia de material.

As vigas mistas podem ser biapoiadas ou semicontínuas. Os elementos das vigas mistas biapoiadas são solicitados de maneira mais adequada, pois os momentos fletores



gerados aplicam tração no perfil de aço e compressão na laje de concreto, embora não seja algumas vezes a solução mais econômica.

As vigas semicontínuas demonstram um comportamento estrutural oposto ao das biapoiadas por causa dos momentos fletores negativos sobre os apoios: o perfil de aço comprimido e a laje de concreto tracionada. Por um lado, este tipo de disposição proporciona momentos fletores positivos menores e uma maior estabilidade devido ao efeito de pórtico. Por outro lado, exige ligações e análises estruturais mais complexas (ALVA, 2000).

Deve-se analisar como a estrutura será executada, pois o método construtivo da laje influencia no comportamento estrutural da viga mista. Quando as lajes são escoradas, os perfis não recebem o carregamento da laje durante a fase construtiva, como, por exemplo, as lajes maciças moldadas *in loco*. Quando as lajes não são escoradas para aumentar a velocidade da construção, como, por exemplo, as lajes pré-fabricadas, os perfis de aço suportam as ações permanentes e sobrecargas construtivas antes da ligação aço-concreto ser efetivada.

A combinação de diversos tipos de perfis e lajes deu origem a diferentes sistemas estruturais e construtivos para a viga mista e o seu projeto depende essencialmente dos tipos utilizados.

Para melhor entender o comportamento dos pisos mistos, é importante focar inicialmente no papel representado pelo concreto das lajes como elemento resistente adicional ao dos perfis de aço. Há dois tipos principais de lajes para vigas mistas que são: a laje de concreto composta por painéis alveolares pré-fabricados com ou sem capa de concreto e a laje mista. A seguir são apresentadas as características da laje alveolar pré-fabricada, que será utilizada no presente estudo.

As lajes alveolares, consideradas nesse trabalho, são constituídas por painéis de concreto protendido que possuem seção transversal com altura constante e alvéolos longitudinais, responsáveis pela redução do seu peso em comparação com as lajes maciças de mesma altura. Comparando com uma laje maciça, a porcentagem de vazios varia entre 30 e 50%. Estes painéis protendidos são fabricados em concreto de elevada resistência à compressão com aços especiais para protensão (armadura ativa), como pode ser visto na Figura 2.1.

O grande emprego das lajes alveolares protendidas é justificado por suas diversas vantagens, entre as quais se destacam:

- ✚ Uma grande gama de aplicações, como pisos, coberturas e paredes;

- ✚ Baixo custo de produção;
- ✚ Processo de produção altamente mecanizado e automatizado;
- ✚ Características vantajosas carregamento-vão por causa do baixo peso próprio decorrente do emprego de concreto de alta resistência e da alta taxa de protensão;
- ✚ Alívio do carregamento na fundação;
- ✚ Isolamento acústico.

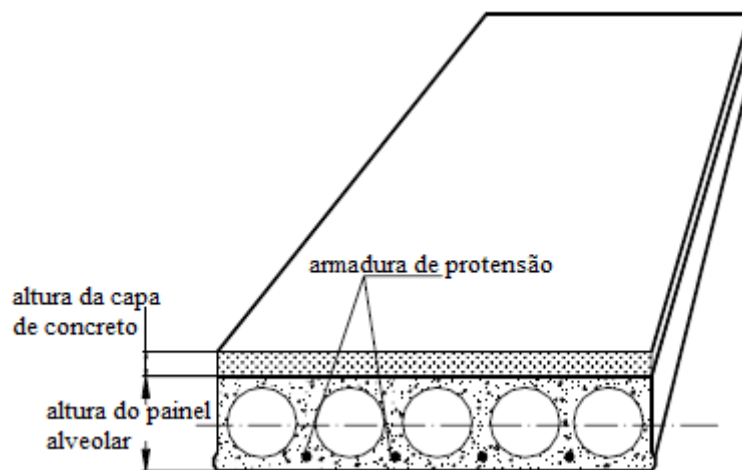


Figura 2.1 – Painel alveolar com capa de concreto estrutural. (Fonte: CASTILHO, 2003).

Os painéis alveolares podem ser fabricados por forma deslizante ou por extrusão em pistas de protensão. No processo por forma deslizante, a produção ocorre em várias camadas de concreto, que é lançado e compactado pela máquina de produção em dois ou quatro estágios, e a compactação é realizada externamente por vibradores. Já o processo por extrusão permite a formação de um bloco único. Utilizam-se fios ou cordoalhas de aço, estirados ao ar livre com a ajuda de atuadores hidráulicos, que se ancoram em blocos na cabeceira da pista. As peças são concretadas com um baixo fator água-cimento, próximo ao necessário para a hidratação do cimento, que garante elevada resistência à compressão e menor porosidade do concreto. Nesse método há apenas um estágio de lançamento e de compactação do concreto. Após o ganho de resistência do concreto, os fios ou cordoalhas são soltos e ficam aderidos somente pela aderência (CASTILHO, 2003).

Em projeto, geralmente é desejável assegurar que a capacidade resistente seja governada mais pela flexão do que pelo cisalhamento. Rupturas por cisalhamento, que na realidade são ruínas ocasionadas pela combinação de forças cortantes e momentos

fletores, são caracterizadas por pequenas flechas e falta de ductilidade. De acordo com Yang (1994), a técnica de produção para os elementos alveolares, especialmente pelo método da extrusão, não permite a colocação de armadura de cisalhamento.

Como a laje alveolar não possui armadura transversal, a resistência ao cisalhamento depende totalmente da resistência do concreto à tração. Por esse motivo a qualidade do concreto deve ser constantemente controlada e certificada em todos os estágios da produção.

A laje alveolar é moldada de maneira que na união de dois painéis somente as faces inferiores ficam em contato. As faces superiores dos painéis ficam afastadas entre si, possibilitando a passagem do concreto. Uma vez concretada, a junta entre as placas forma uma chave de cisalhamento que solidariza o conjunto, sendo indicado o uso da capa de concreto para o nivelamento da superfície da laje e o aumento da resistência ao cisalhamento.

A grande proporção de vazios também torna as lajes alveolares protendidas suscetíveis à ruptura por cisalhamento. O preenchimento dos alvéolos pode ser realizado com o intuito de melhorar a resistência da laje alveolar ao cisalhamento. Os alvéolos podem ser preenchidos na pista, juntamente com a moldagem das peças, ou na obra. Quando o preenchimento é realizado na pista, geralmente é utilizado o mesmo concreto usado na produção dos elementos e esse procedimento é feito antes da liberação da protensão.

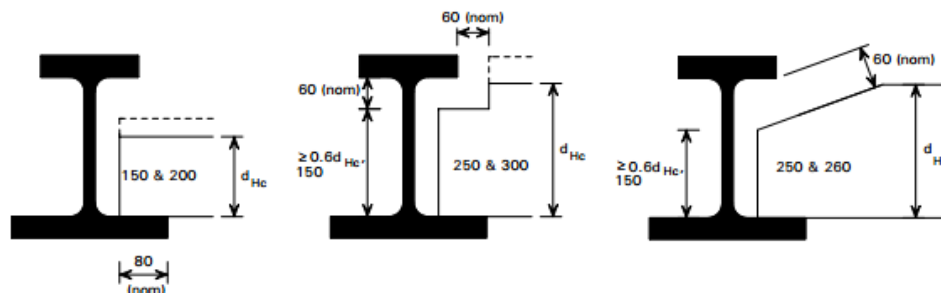
Para o caso em que os alvéolos são preenchidos em obra, algumas medidas são necessárias para garantir boa aderência entre o concreto de preenchimento e o da laje. Os procedimentos de corte das lajes com serra promovem o acúmulo de pó nas peças, que precisa ser retirado antes do preenchimento dos alvéolos, caso contrário comprometerá a aderência entre os concretos. Além disso, como são utilizados concretos com diferentes idades, para a laje e para os alvéolos, pode acontecer a perda de água do concreto de menor idade, devido a outra superfície estar muito seca, comprometendo a resistência de aderência entre esses dois concretos (CATOIA, 2011).

Pajari e Yang (1994) realizaram diversos ensaios de cisalhamento em unidades de laje alveolar. O objetivo dos ensaios era estudar o efeito do preenchimento dos alvéolos na capacidade resistente ao cisalhamento vertical de lajes alveolares submetidas a forças verticais e horizontais. Esse tipo de situação ocorre quando as lajes são apoiadas em perfis flexíveis. Foram usados dois tipos principais de modelos: um em que os alvéolos não foram preenchidos e outro em que eles foram parcialmente

preenchidos com concreto. Foram utilizados três comprimentos de preenchimento: um pequeno de 30 mm, um médio de 185 a 320 mm e um grande de 700 mm.

Quando não houve preenchimento dos alvéolos, a força horizontal reduziu consideravelmente a capacidade resistente vertical ao cisalhamento. Por comparação com modelos sem preenchimento dos alvéolos, um pequeno preenchimento, juntamente com a extremidade do perfil, já garantiu, para a laje, um reforço considerável ao cisalhamento vertical.

Para facilitar a montagem das lajes alveolares pré-fabricadas na obra, deve ser efetuado um corte no extremo das mesmas, ou então, é necessário recortar a largura das mesas superiores dos perfis metálicos. As lajes alveolares podem ser retangulares, entalhadas ou chanfradas (Figura 2.2). Quando elas são instaladas, a folga entre a ponta da mesa superior e a parte mais próxima da laje alveolar pré-fabricada deve ser de no mínimo 60 mm, a fim de permitir o adequado preenchimento e adensamento do concreto moldado no local.



**Figura 2.2 – Cortes realizados nas lajes alveolares para a montagem em obra. (Fonte: RACKHAM; HICKS; NEWMAN, 2006).**

Com o objetivo de se situar o trabalho proposto no contexto geral dos pisos mistos, faz-se em seguida um breve relato histórico da utilização dessa solução estrutural e da tipologia dos perfis de aço comumente utilizados.

## 2.2 HISTÓRICO E APLICAÇÕES

As primeiras aplicações de pisos mistos ocorreram por volta de 1800 com a utilização do sistema *jack-arch*. Este sistema consistia no uso de arcos compostos por blocos cerâmicos resistidos pela mesa inferior de perfis de ferro fundido. No século XIX

surgiu outro tipo de sistema *slim floor* denominado *filler joist*, que consistia na utilização de perfis de aço com um espaçamento entre 0,6 a 1,2 m, sendo posteriormente preenchidos de concreto de modo que o nível inferior do piso permanecesse ao nível ou abaixo da mesa inferior do perfil de aço (BARROS, 2011).

Os princípios do sistema *slim floor* foram aperfeiçoados e utilizados a partir de 1970, época em que os pesquisadores do *Swedish Institute of Steel Construction* descobriram uma maneira para reduzir a altura total dos pisos mistos. A mesa inferior do perfil de aço possuía uma maior largura do que a mesa superior e a altura do perfil era igual ou inferior à altura do piso, de modo que a laje de concreto fosse suportada pela mesa inferior e o perfil ficasse inserido na altura do pavimento.

Segundo Ramos (2010), em 1980 os países nórdicos foram os grandes responsáveis por difundir esse tipo de sistema, criando inclusive outros tipos de seções para os perfis. Por volta de 1990, nestes países e no Reino Unido, registrou-se um crescimento na indústria da construção metálica impulsionado pela grande utilização do sistema *slim floor* com perfis de aço do tipo *hat beam* ou vigas-caixa. Inicialmente, o perfil *hat beam* consistia em quatro chapas metálicas soldadas, duas verticais e duas horizontais, com forma de "chapéu".

Em 1991, *British Steel* e SCI avaliaram as características desse sistema construtivo com a intenção de pesquisar novas possibilidades e apresentaram ao mercado um novo tipo de perfil denominado *Slimflor*, que consiste em um perfil laminado tipo I com uma chapa de aço soldada na mesa inferior, conforme Figura 2.3a. Desta forma, as lajes de concreto pré-fabricadas ou lajes mistas apoiam-se na chapa adicional, não sendo necessários recortes nas lajes ou na mesa superior do perfil.

Com os avanços das tecnologias de laminação de perfis, foi desenvolvido um novo tipo de perfil mais competitivo economicamente. Em 1997, a *British Steel* e SCI divulgaram um novo tipo de perfil assimétrico, denominado *Asymmetric Slimflor Beam* (ASB), que consiste em um perfil laminado com a mesa superior menor que a mesa inferior, conforme Figura 2.3b. Além disso, a mesa superior apresenta ranhuras introduzidas durante o processo de laminação com o objetivo de melhorar a aderência entre o concreto e o aço. Comparado ao *Slimflor*, o perfil ASB apresenta uma redução de peso de 15% a 25%, uma diminuição de custos na fabricação, o que torna esta solução mais econômica, e possui menos distorções provocadas pela soldagem.

Desde 1991, a companhia siderúrgica *ARBED* (atual grupo *Arcelor*) investia para o desenvolvimento de um sistema *slim floor*. E assim, concebeu-se o perfil

*Integrated Floor Beam* (IFB). Existem dois tipos de perfis IFB: Tipo A (Figura 2.3c) e Tipo B (Figura 2.3d). O processo de fabricação do perfil IFB tipo A consiste no corte de um perfil em  $H$  ou  $I$  ao meio, ficando com a forma de uma seção  $T$ . Em seguida solda-se à alma uma chapa com largura superior à da mesa do perfil. O perfil IFB do tipo B tem um processo análogo e utiliza a metade de um perfil em  $H$  ou  $I$ , ficando com a forma de uma seção  $T$  invertida, e solda-se à alma uma chapa com largura inferior à da mesa do perfil (BARROS, 2011).

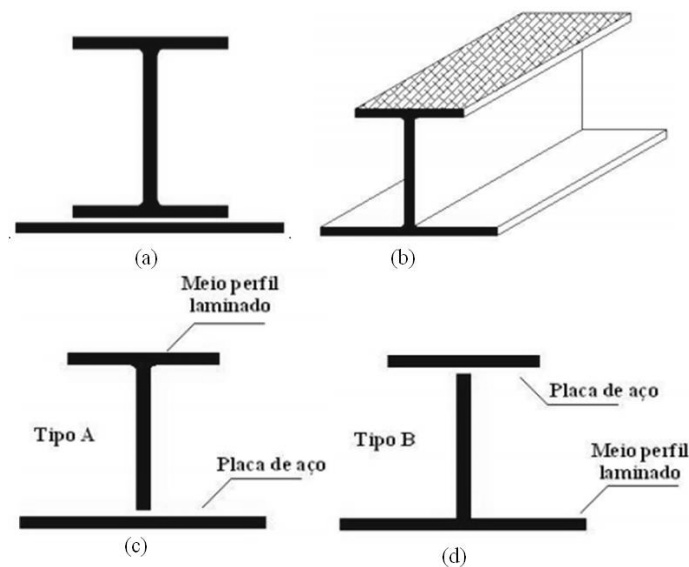


Figura 2.3 – Formas típicas de perfis para pisos mistos de pequena altura. (Fonte: RAMOS, 2010).

Um exemplo de utilização do sistema *slim floor* é o edifício Millennium Tower em Viena, com uma altura de 202 metros e 50 andares, que se tornou um dos edifícios mais altos da época na Áustria. Ele foi construído em uma velocidade de aproximadamente 3 pavimentos por semana, sendo concluído em apenas 8 meses devido aos métodos de construção utilizados. Como se pode observar na Figura 2.4, o pavimento é geometricamente composto por dois círculos sobrepostos. Neste edifício foram utilizadas ligações semi-contínuas entre os pisos mistos e os pilares tubulares, diminuindo os momentos positivos no vão, e assim, reduzindo a espessura da laje. Como se pode observar na Figura 2.5, o perfil de aço *slim floor* utilizado tem a seção transversal em T invertido e a transferência dos esforços de cisalhamento foi realizada por meio de conectores tipo pino com cabeça (HUBER, 2001).

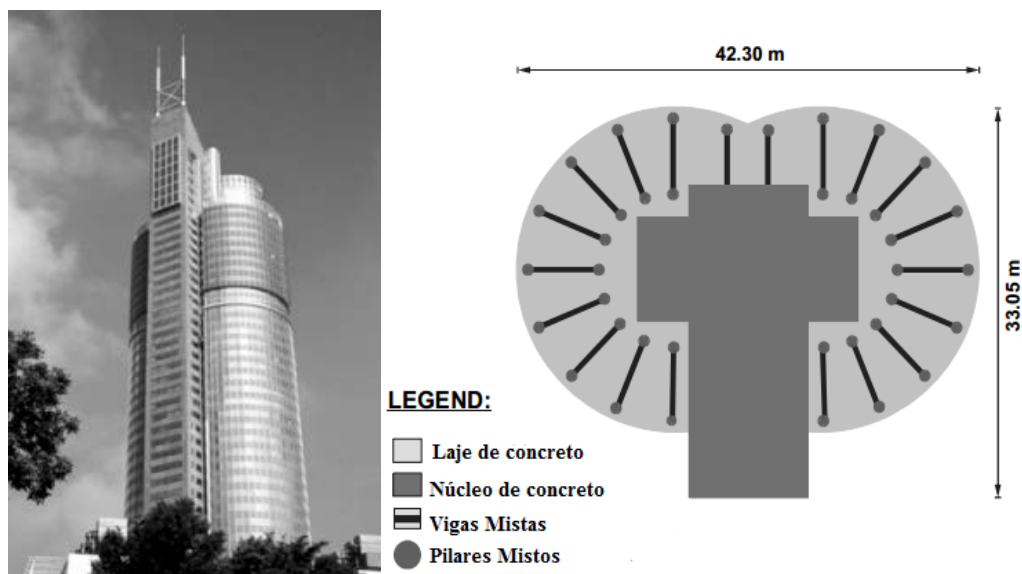


Figura 2.4 – Millennium Tower. (Fonte: HUBER, 2001).

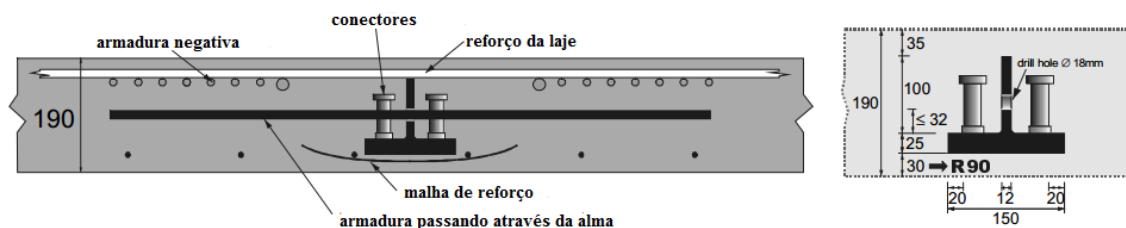


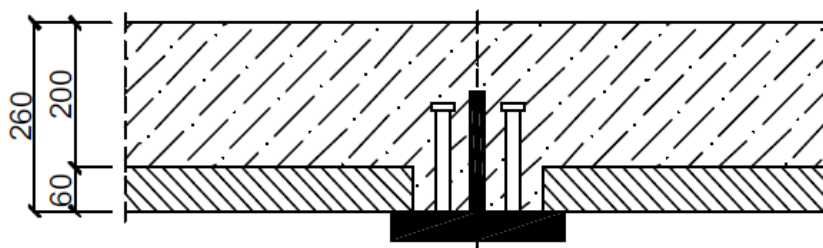
Figura 2.5 – Sistema slim floor. (Fonte: HUBER, 2001).

Outro exemplo de estrutura mista de aço e concreto é o parque de estacionamento “DEZ” em Innsbruck (Áustria), conforme a Figura 2.6, que mostra como a tecnologia leva a novas soluções na fase de concepção bem como na fase de execução. O parque de estacionamento é um edifício de 4 andares com dimensões de 60 x 30 m.

A particularidade desta construção é uma laje com 26 cm de espessura, onde foram utilizadas ligações semi-contínuas entre as vigas e os pilares mistos. Nas vigas mistas foi utilizado um perfil em T invertido (Figura 2.7), podendo alcançar um vão de 10,58 m, e a transferência dos esforços de cisalhamento foi realizada por meio de conectores tipo pino com cabeça com diâmetro de 22 mm (SEEDTA, 2001).



**Figura 2.6 – Parque de estacionamento em Innsbruck. (Fonte: SSEDTA, 2001).**



**Figura 2.7 – Sistema slim floor com perfil T invertido (mm). (Fonte: SSEDTA, 2001).**

O piso misto de pequena altura se mostra muito atrativo e econômico para a construção de edifícios, porém os estudos sobre as características e o comportamento estrutural desse sistema são recentes, logo, existem vários parâmetros a serem investigados para possibilitar o estabelecimento de critérios de dimensionamento. A seguir são apresentados os resultados de pesquisa importantes para a evolução do uso e do entendimento dos pisos mistos no contexto mundial e nacional.

### **2.3 BREVE REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Na pesquisa desenvolvida por Lam et al. (1998), doze ensaios de cisalhamento direto para determinar a resistência da ligação aço-concreto de vigas mistas com conector tipo pino com cabeça e lajes alveolares protendidas foram realizados. Os parâmetros analisados foram: a taxa de armadura transversal, a largura da junta, a resistência do concreto de preenchimento e o tipo de laje (alveolar ou maciça). Concluiu-se que a variação da largura da junta entre as lajes alveolares modificou a



resistência do conector quando esta largura era menor que quatro vezes o diâmetro do conector. O trabalho também sugeriu que a resistência da laje alveolar pode comprometer a resistência do conector ao cisalhamento, já que o concreto moldado no local fica confinado transversalmente pela armadura transversal e pela laje alveolar. Em continuidade à pesquisa, Lam et al. (2000) apresentou os resultados de três ensaios em grande escala de vigas mistas com lajes alveolares submetidas à flexão em quatro pontos (Figura 2.8). As lajes alveolares eram ligadas a perfis metálicos de 6 m de comprimento por meio de conectores tipo pino com cabeça com diâmetro de 19 mm. As variáveis analisadas foram: a área da armadura transversal e a espessura da laje. Foi evidente o aumento do momento fletor resistente da viga mista em relação ao perfil metálico isolado. Para tamanhos típicos de perfis metálicos e lajes alveolares de concreto, a resistência à flexão da viga mista foi entre 50 a 100% maior que a resistência do perfil de aço isolado. A rigidez à flexão foi de até 300% maior que a rigidez do perfil de aço isolado. Observou-se também que a armadura transversal é essencial, porém a taxa deve ser controlada, pois o excesso pode levar a uma ruptura frágil.

Em Lam et al. (2000), um extenso estudo paramétrico em elementos finitos foi realizado para investigar o comportamento à flexão de vigas mistas com lajes alveolares com variações na taxa de armadura transversal, no espaçamento do conector e na seção do aço. O pacote de elementos finitos ABAQUS foi utilizado para ampliar o âmbito do trabalho experimental e para demonstrar que uma análise em estado plano de tensões é suficientemente precisa, desde que os dados corretos do material e as características do conector de cisalhamento obtidos a partir de ensaios *push-out* sejam utilizados. Pode-se concluir que um aumento na taxa de armadura transversal pode gerar uma perda de ductilidade e um aumento na espessura da laje pode causar ruptura por tração, porém, ambos levam a um aumento na capacidade resistente. Os resultados mostraram que o aumento do espaçamento dos conectores causou reduções significativas na capacidade resistente. Indicou-se também que perfis de aço com altura maior que três vezes a da laje não se mostraram tão eficazes no ganho de momento resistente pela ação mista.

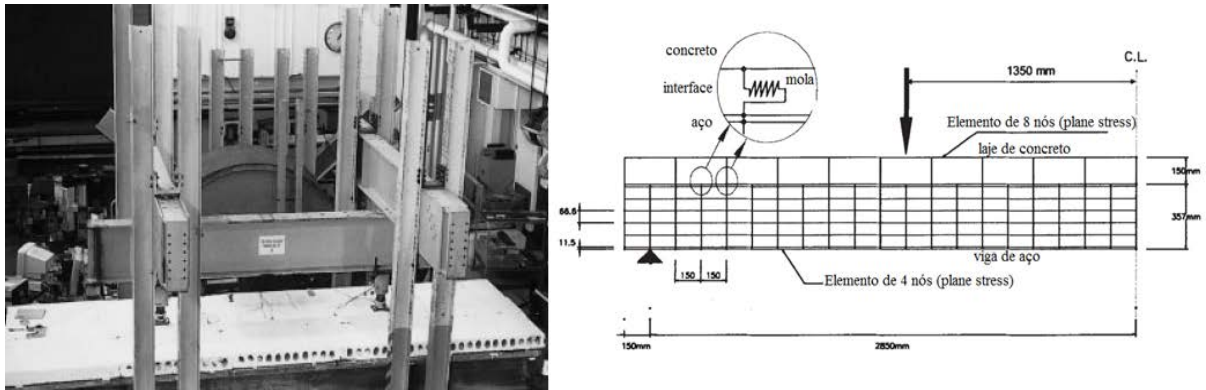


Figura 2.8 – Ensaio de flexão e modelagem numérica de vigas mistas com lajes alveolares. (Fonte: LAM et al; 2000).

No trabalho de Fu e Lam (2006), oito ensaios de ligação semirrígida viga-pilar conectada com perfis de aço e lajes alveolares pré-fabricadas são apresentados (Figura 2.9), analisando a influência das variáveis: o espaçamento do conector, o *grau de conexão*, a área da armadura longitudinal e a espessura da laje. Pode-se concluir que estes tipos de ligações fornecem capacidade resistente suficiente. O modo de falha pode ser dividido em dois tipos: ruptura da armadura longitudinal e ruptura do conector.

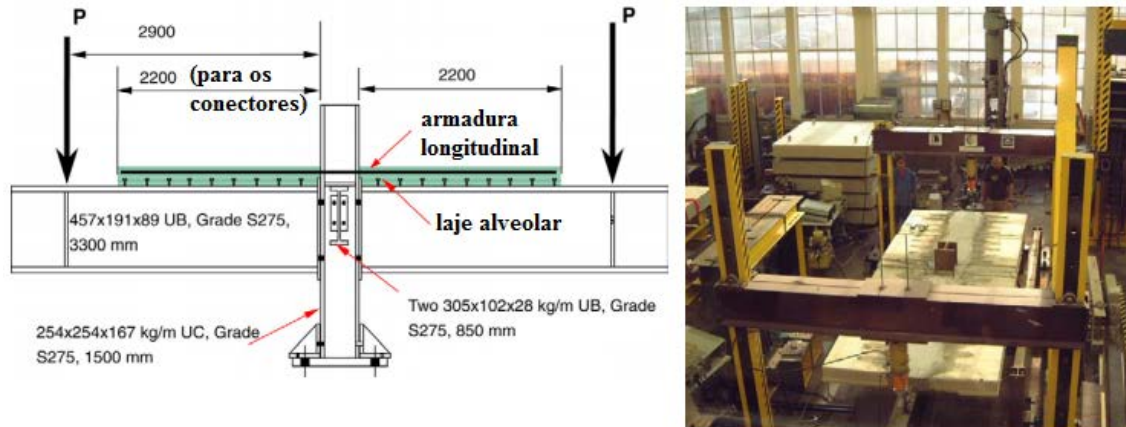
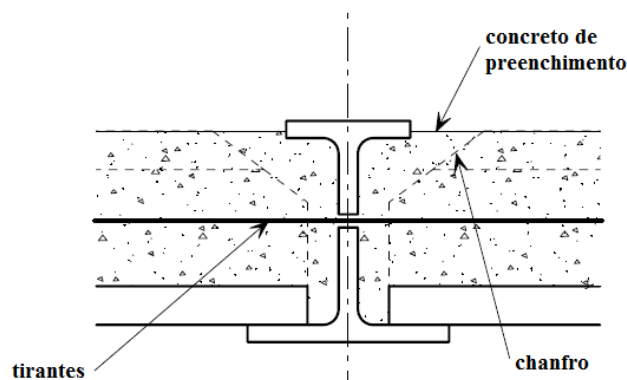


Figura 2.9 – Esquema e foto do ensaio de ligação semirrígida viga-pilar. (Fonte: FU; LAM, 2006).

A formação de fissuras pode estar relacionada com a posição do primeiro conector. Portanto, pode-se concluir que com o mesmo *grau de conexão* e mesma posição do primeiro conector, o espaçamento dos conectores não tem muita influência sobre a capacidade de momento e de rotação na ligação, porém o baixo *grau de conexão* reduz a capacidade de momento e de rotação. Notou-se também que um aumento na quantidade de armaduras longitudinais de reforço gera um aumento na capacidade de

momento e de rotação. Além disso, permitiu que as fissuras se distribuíssem uniformemente no concreto. Portanto, a resistência à tração das armaduras longitudinais deve ser considerada para o cálculo do *grau de conexão*. E por fim, um aumento na espessura da laje alveolar acarreta um aumento na capacidade resistente.

Uma publicação elaborada por Rackham et al. (2006) forneceu orientações sobre a concepção de perfis assimétricos *Slimflor* (ASB) com lajes alveolares de concreto pré-fabricadas. Dois tipos de construção foram definidos: tipo 1 – seções ASB sem capa de concreto e tipo 2 – seções ASB com capa de concreto (Figura 2.10). Um procedimento passo-a-passo foi estabelecido para todos os diferentes casos de carregamento que devem ser considerados durante as fases de construção, incluindo as principais verificações de projeto nos estados limites últimos e de serviço. Questões específicas que afetam este tipo de construção foram abrangidas: instabilidade por compressão e flexo-torção. A metodologia de projeto foi baseada na BS5950-:2000 e publicações existentes da SCI.



**Figura 2.10 – Seção transversal com perfil assimétrico *Slimflor* - ASB. (Fonte: RACKHAM et al; 2006).**

Pesquisas na Finlândia e na Alemanha revelaram que a resistência ao cisalhamento de lajes alveolares é consideravelmente reduzida devido a tensões transversais propagadas por permanentes deformações de perfis esbeltos de apoio com baixa rigidez à flexão. Então, a pesquisa feita por Hegger et al. (2009) tinha como objetivo o estudo da resistência ao cisalhamento de lajes alveolares apoiadas na mesa inferior de perfis de aço esbeltos em construções *slim floor*. Para investigar os efeitos de diversas condições de apoio na resistência ao cisalhamento de lajes alveolares protendidas, quatro ensaios de pisos mistos de pequena altura constituídos por 10 lajes

foram realizados (Figura 2.11). Foi utilizado o perfil IFB que consiste em uma seção de aço I com a mesa inferior alargada para proporcionar uma superfície de apoio para lajes.

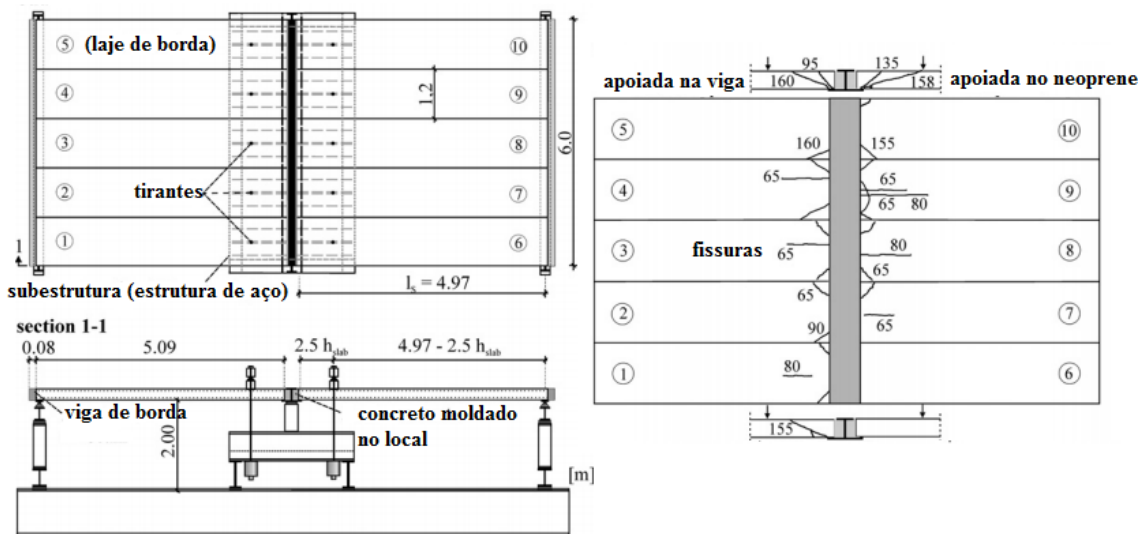


Figura 2.11 – Esquema de ensaio e de ruptura do piso misto de pequena altura. (Fonte: HEGGER et al; 2009).

Observou-se que a diminuição da resistência ao cisalhamento destas lajes não é devido exclusivamente à deformação dos perfis. Entretanto, os resultados indicaram que perfis esbeltos podem causar um decréscimo na resistência ao cisalhamento de 30 a 40%. Além da rigidez à flexão do perfil, o grau de conexão do piso misto, bem como a seção transversal das lajes alveolares, são críticos para a concepção da estrutura. Nota-se também que a deformação de apoios flexíveis aumenta o risco de fissuração longitudinal das lajes. Esta observação leva a uma limitação da deformação da viga.

Verificou-se também que um enchimento dos alvéolos com concreto moldado *in loco* não fez aumentar a resistência ao cisalhamento das lajes, mas o tipo de ruptura com diferentes alvéolos preenchidos indica que as deformações relacionadas a forças de cisalhamento podem ser melhoradas.

No estudo feito por Barros (2011), foram apresentados e discutidos a análise e o dimensionamento de sistemas mistos *slim floor* para quatro tipos de seções (Figura 2.12). Tanto a origem do sistema como a verificação de segurança foram apresentadas com detalhe. Foi desenvolvida uma ferramenta computacional para a verificação de segurança e posteriormente aplicada em um estudo paramétrico, tendo em conta a resistência e o comportamento destas vigas mistas.

Os estudos realizados permitiram verificar que uma seção mista do tipo I-a é mais resistente à flexão do que uma seção mista do tipo I-b. O mesmo se pode concluir para as seções do tipo II-a e II-b. Isto deve-se ao fato das seções do tipo I-a e II-a contabilizarem a resistência à flexão da laje maciça, caso a linha neutra plástica esteja abaixo da mesma. No caso das seções do tipo I-b e II-b, apenas contabilizam a resistência à flexão do concreto acima da mesa inferior. A diferença verificada entre uma seção do tipo I-a e I-b, não é superior a 23.9 % e 3.9 %, para vãos de 4 e 9 m, respectivamente. No caso das seções II-a e II-b, a diferença verificada não ultrapassa os 4%.

Concluiu-se também que, para o mesmo tipo de seção mista, com a mesma definição geométrica, ao se aumentar a classe de resistência do concreto, a resistência à flexão da seção mista aumenta. Para as seções do tipo I-a, a diferença verificada entre uma seção com classe de concreto C30/37 e C25/30, não é superior a 11.1 % e 6.5 %, para vãos de 4 e 9 m, respectivamente. Para as seções do tipo I-b, a diferença verificada não ultrapassa os 14.7 % e 6.1 %, para vãos de 4 m e 9 m, respectivamente. No caso das seções do tipo II-a e II-b, a diferença obtida não é superior a 6 % e 8 %, para vãos de 4 e 9 m, respectivamente.

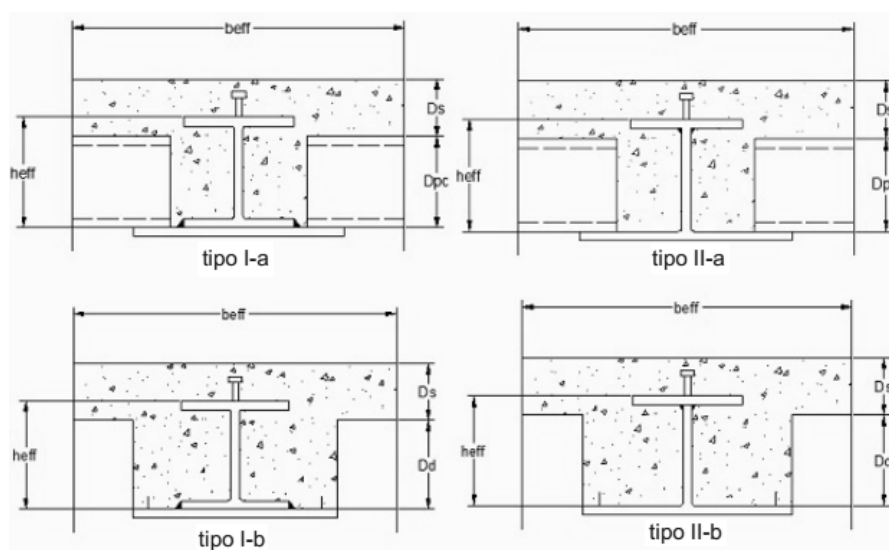
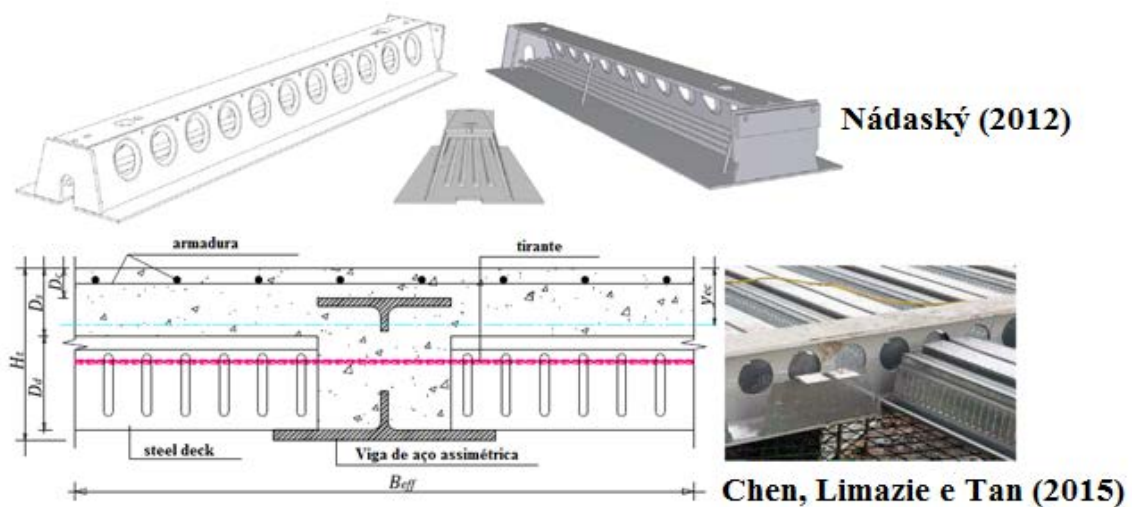


Figura 2.12 – Seções mistas do piso misto de pequena altura. (Fonte: BARROS, 2011).

Alguns trabalhos para estudar novas seções transversais de perfil metálico para pisos mistos de pequena altura têm sido desenvolvidos (Figura 2.13). Cabe ressaltar aqui os trabalhos de Nádaský (2012) que apresenta requisitos específicos para perfis

deltabeams em estados limites últimos e de serviço para a concepção adequada deste sistema e de Chen, Limazie e Tan (2015) que apresenta um estudo experimental do comportamento à flexão e de mecanismos de transferência de cisalhamento para pisos mistos de pequena altura com perfil metálico celular onde o concreto que passa através da abertura na alma do perfil é combinado com tirantes para promover o comportamento conjunto aço-concreto. Demonstrou-se que a combinação do tirante com o concreto aumenta significativamente a resistência ao cisalhamento, a capacidade de deslizamento e a ductilidade das ligações aço-concreto. Os pisos mistos ensaiados apresentaram o comportamento misto e a resistência ao cisalhamento satisfatórios.

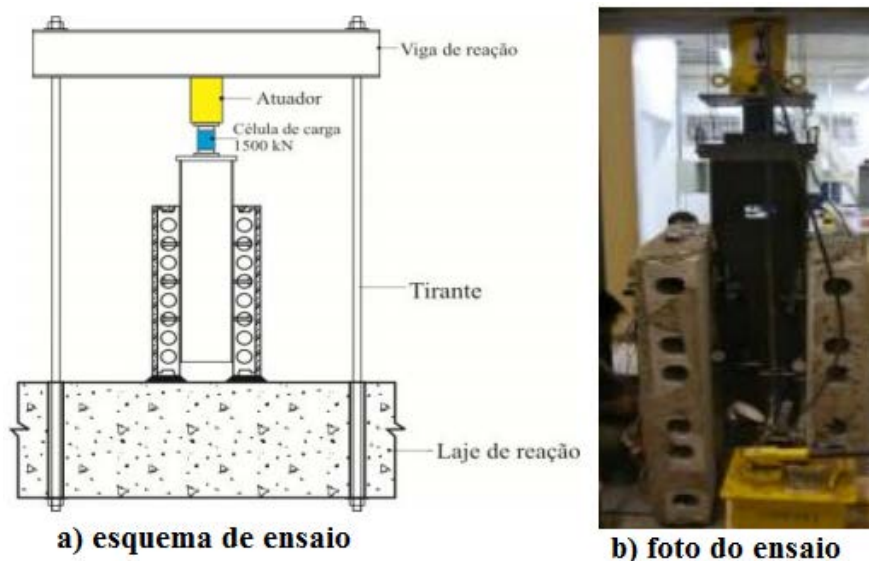


**Figura 2.13 – Novos perfis metálicos utilizados em pisos mistos de pequena altura.**

No Brasil, na Universidade Federal de Goiás, Paulo (2007) apresentou um estudo sobre a resistência e o comportamento dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça em uma ligação aço-concreto composta por um perfil de aço laminado “T”, concreto de preenchimento moldado no local de resistência igual à das lajes alveolares de concreto pré-fabricadas. As variáveis de estudo foram a variação da taxa da armadura transversal, a presença de chaves de cisalhamento e a altura dos conectores. Foram ensaiados oito modelos por cisalhamento direto baseados no modelo do Eurocode 4. O modo de ruptura de sete modelos foi por corte dos conectores, por efeito de pino, e um modelo rompeu nas chaves de cisalhamento de concreto. Os resultados, em comparação ao modelo de laje maciça, mostraram que em regime de utilização, 50% da força máxima, não houve influência da taxa de armadura transversal, da chave de cisalhamento e do comprimento dos conectores na ductilidade da ligação

aço-concreto. As lajes alveolares demonstraram uma menor ductilidade em relação à laje maciça. Além disso, só o comprimento do conector teve uma discreta influência na resistência da ligação aço-concreto.

Em continuidade à pesquisa realizada por Paulo (2007), Sales (2014) determinou, por meio de ensaios de cisalhamento direto, a resistência de conectores do tipo pino com cabeça quando associados à laje alveolar de concreto pré-fabricada e concreto de preenchimento com resistência à compressão inferior à da laje (Figura 2.14). Foram analisadas a altura das lajes alveolares e a taxa de armadura transversal. Concluiu-se que a variação da taxa de armadura transversal teve pouca influência na resistência da ligação aço-concreto, porém houve um aumento na ductilidade da ligação, permitindo que os conectores se deformassem mais antes da ruptura. A partir dos resultados obtidos neste trabalho, a equação proposta por Lam (2007) para avaliar a resistência do conector tipo pino com cabeça e laje alveolar, sem capa de concreto, foi modificada de modo a incluir a influência da altura da laje alveolar com capa de concreto.



**Figura 2.14 – Ensaio de cisalhamento direto com lajes alveolares e conectores tipo pino com cabeça. (Fonte: SALES, 2014).**

No Departamento de Engenharia de Estruturas (SET) da EESC/USP, as estruturas mistas de aço e concreto têm sido amplamente estudadas nos seguintes aspectos: teóricos, experimentais e numéricos. A seguir são citados alguns trabalhos realizados no SET referente às vigas mistas.

A pesquisa deste tema iniciou-se com um trabalho de mestrado, Malite (1990), no qual foram estudadas as vigas mistas de aço e concreto de edifícios, fornecendo uma visão geral do assunto referente ao seu dimensionamento e aos seus aspectos construtivos. Notou-se uma pequena influência de determinadas variáveis na resistência da seção ao momento fletor, as quais são: a resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ), a largura efetiva da laje ( $b$ ), a altura da laje de concreto ( $t_c$ ) e a capacidade dos conectores de cisalhamento ( $Q_{Rd}$ ). Em contrapartida, as maiores variações da resistência ao momento fletor ficaram por conta do tipo de aço do perfil ( $f_v$ ) e da largura da mesa do perfil de aço ( $b_f$ ). Com base nestes resultados, observou-se que numa seção mista de edifício, adotando-se interação parcial, o perfil de aço é a maior responsável pela resistência ao momento fletor, demonstrando que num projeto de pavimento misto, ao se precisar ganhar resistência ao momento fletor, devem ser alteradas variáveis relacionadas com a seção de aço, não se preocupando, a priori, com variáveis relacionadas à laje de concreto. A faixa de alturas analisadas dos perfis I soldados foi entre 300 a 700 mm.

E a pesquisa prosseguiu com o doutorado do mesmo autor, Malite (1993), o qual apresentou aspectos gerais de dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto e considerações teóricas e experimentais sobre conectores de cisalhamento, incluindo os resultados de ensaios em vigas mistas, todas constituídas por perfis de chapa dobrada do tipo duplo U com solda intermitente, além de resultados de ensaios *push-out* de alguns tipos de conectores constituídos por perfis de chapa dobrada (Figura 2.15).

De maneira geral, concluiu-se que a utilização de vigas mistas constituídas de perfis de chapa dobrada é viável sob o ponto de vista estrutural, não apresentando diferenças significativas de comportamento se comparadas às vigas mistas tradicionais, ou seja, às constituídas por perfis laminados e soldados.



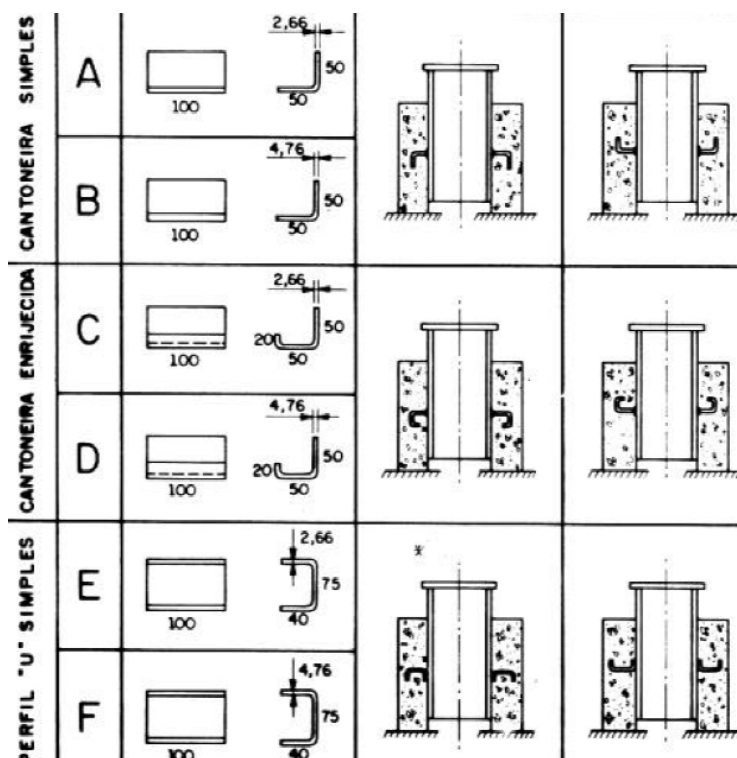
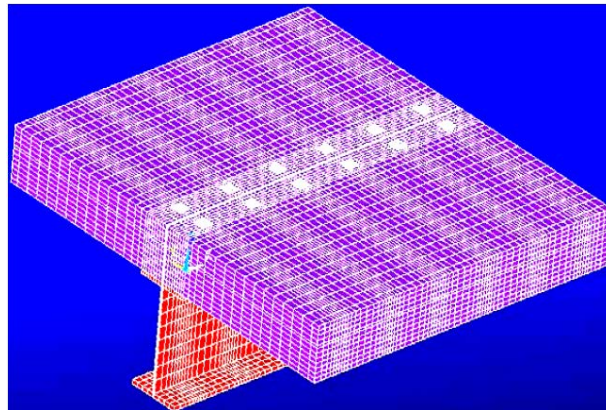


Figura 2.15 – Conectores compostos por perfis de chapa dobrada. (Fonte: MALITE, 1993).

Em seguida, tem-se em Alva (2000) uma abordagem das estruturas mistas de aço e concreto, com ênfase em edifícios, e dos principais elementos que compõem esse sistema: as vigas mistas, as lajes mistas e os pilares mistos. Foram abordados os aspectos construtivos, o comportamento estrutural e os procedimentos para o dimensionamento recomendados pelas principais normas aplicáveis. O projeto em situação de incêndio também foi analisado.

Em Tristão (2002) foram realizadas simulações numéricas em elementos finitos por meio de uma modelagem do ensaio experimental *push-out*, considerando os conectores tipo pino com cabeça e o perfil U formado a frio, e foram apresentados os resultados obtidos de seis modelos numéricos, incluindo um estudo paramétrico para a determinação da capacidade resistente e da relação força-deslocamento dos conectores, bem como uma avaliação da concentração de tensão e de deformação nas partes constituintes dos modelos. Para a elaboração dos modelos com conector tipo perfil U formado a frio, foram utilizadas informações e dados referentes aos modelos experimentais de Malite (1993). Já para os modelos com conector tipo pino com cabeça, foram utilizadas informações e dados de modelos experimentais de outros pesquisadores.

Em Kirchof (2004) foi elaborado um modelo numérico tridimensional (Figura 2.16) para viga mista de aço e concreto simplesmente apoiada com o objetivo de simular seu comportamento estrutural tanto em temperatura ambiente quanto em situação de incêndio. Os resultados foram comparados com os resultados numéricos e experimentais obtidos de outros trabalhos desenvolvidos, por meio das relações obtidas entre a força aplicada e o respectivo deslocamento medido no meio do vão ( $l/2$ ), para a análise em temperatura ambiente, e das relações obtidas entre a temperatura alcançada na mesa inferior do perfil de aço e o respectivo deslocamento que ocorre no meio do vão ( $l/2$ ), para a análise em situação de incêndio. Outro fato que foi mencionado se refere às prescrições estabelecidas na Norma brasileira NBR 14323:1999. Estas prescrições, quando utilizadas na simulação do modelo numérico em situação de incêndio, aparentemente conduziram a resultados mais conservadores quando comparados com os resultados obtidos experimentalmente.



**Figura 2.16 – Modelo numérico tridimensional. (Fonte: KIRCHHOF, 2004).**

Catai (2005) pesquisou sobre as ações e combinações de ações que podem ocorrer em pontes. Também apresentou as principais características das pontes, dos conectores de cisalhamento que são utilizados na ligação aço-concreto e dos efeitos da retração e da fluência do concreto em vigas mistas.

Todas as solicitações que são aplicadas antes da ligação aço-concreto agem somente sobre os perfis de aço. Como o aço da estrutura mista não sofre deformação lenta sob temperaturas normais, estas tensões não sofrem alterações. Após sua ligação com o concreto, a laje ao se deformar devido aos efeitos da retração e da fluência, ocorre uma redistribuição de tensões na laje e nos perfis de aço além de proporcionar um aumento do deslocamento ao longo do tempo.

No trabalho de Kotinda (2006) teve como objetivo desenvolver uma estratégia de modelagem numérica para simular satisfatoriamente o comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto, com vistas principalmente à consideração e à representação da interface entre a laje de concreto e a viga de aço. Para tanto, buscou-se obter um modelo capaz de representar o comportamento global, bem como alguns aspectos localizados de interesse referentes, por exemplo, à concentração de tensões nos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça e na região da laje próxima aos mesmos conectores.

É importante aqui ressaltar que, neste trabalho, os estudos realizados foram admitidos em temperatura ambiente e direcionados apenas aos casos de vigas mistas simplesmente apoiadas. A estratégia de modelagem adotada, com a representação dos conectores por elementos de viga (e não por molas) e uso de elementos sólidos na laje, possibilitou a visualização da concentração de tensões na região de transferência de esforços entre os elementos em questão, com configuração semelhante ao descrito nas referências estudadas.

David (2007) desenvolveu um estudo teórico, numérico e experimental sobre conectores em perfil U formado a frio e vigas mistas constituídas por perfis formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas (Figura 2.17). As oito vigas mistas ensaiadas possuíam as mesmas dimensões e o mesmo tipo de carregamento, variando a espessura dos perfis e dos conectores, a posição da vigota treliçada e a taxa de armadura transversal adicional.

Para elevar o *grau de interação*, foi utilizado um perfil mais esbelto e um conector mais espesso. Assim a posição dos conectores foi mantida constante em todas as vigas mistas e pôde-se variar o *grau de interação*.

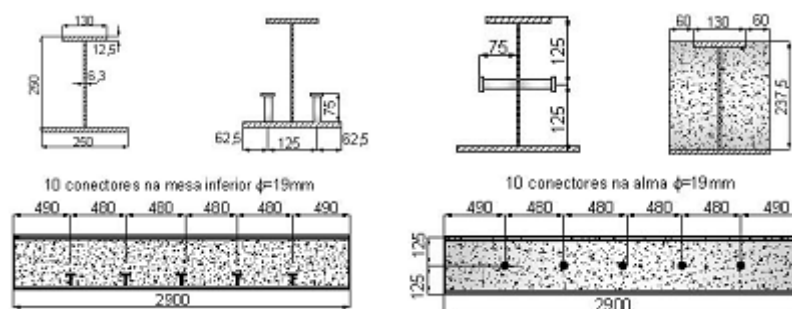
Com a armadura, o surgimento das fissuras longitudinais foi progressivo ao longo do comprimento da laje e acompanhado por fissuras em escamas. Na viga mista sem armadura adicional, a fissura longitudinal surgiu rapidamente em todo o comprimento da laje e não foram desenvolvidas fissuras em escamas. A armadura transversal adicional proporcionou o mecanismo biela-tirante.

Em relação às vigas mistas, observou-se que a relação entre o momento resistente experimental e o momento resistente teórico variou entre 0,88 e 1,04, cuja média foi 0,99. Assim, como nos perfis laminados e soldados, concluiu-se que o modelo de plastificação total pode ser considerado também satisfatório para perfis formados a frio de seção compacta.



**Figura 2.17 – Viga mista constituída por perfil formado a frio e laje de vigotas pré-moldadas. (Fonte: DAVID, 2007).**

De Nardin e El Debs (2008) ensaiaram três vigas parcialmente revestidas sem conectores tipo pino com cabeça, com os conectores soldados na mesa inferior e com os conectores soldados na alma (Figura 2.18). Em relação ao desempenho dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, os resultados experimentais mostraram que os conectores soldados verticalmente na mesa inferior são mais eficientes em termos de capacidade resistente à flexão e redução do escorregamento relativo aço-concreto. Porém, vale enfatizar que os valores de capacidade resistente à flexão obtidos na investigação experimental quase não se diferem. Nos três modelos ensaiados, o modo de falha foi caracterizado por fissuração do concreto, que teve início no meio do vão e se propagou na direção dos apoios.



**Figura 2.18 – Viga mista parcialmente revestida com variação da posição do conector (mm). (Fonte: NARDIN; EL DEBS, 2008).**

Higaki (2009) teve como objetivo principal o estudo do comportamento das vigas mistas com laje de vigotas pré-moldadas de concreto pertencentes a um pavimento

tipo (Figura 2.19) quando submetidas a diferentes tipos de carregamentos, distribuídos e concentrados, verificando a formação de fissuras na laje e considerando uma faixa de laje maciça na região da largura efetiva sobre os perfis.

Após as comparações entre os resultados experimentais e numéricos pôde-se constatar que o comportamento das ligações aproximou-se mais de um apoio do que de um engaste, sobretudo para as últimas etapas de carregamentos. Os modelos gerados utilizando elementos de casca para os perfis metálicos e elementos sólidos para a laje de concreto apresentaram boa convergência de resultados. Nos modelos em que as vigas mistas foram simplesmente apoiadas os resultados aproximaram-se bem dos resultados encontrados experimentalmente, comprovando que o comportamento semirrígido das ligações aproximou-se de uma rótula.



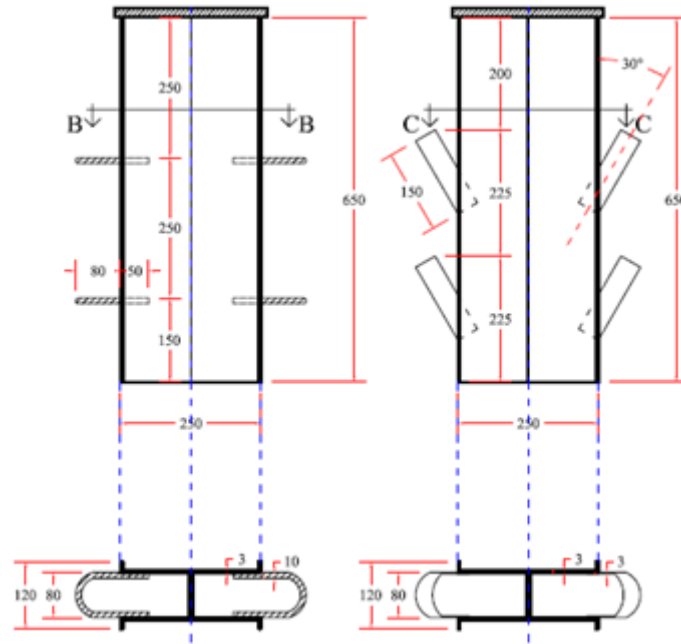
**Figura 2.19 – Pavimento tipo composto por vigas mistas e lajes de vigotas pré-moldadas. (Fonte: HIGAKI, 2009).**

A expressão de cálculo de resistência de vigas mistas com pré-laje fornecida pela NBR 8800:2008 conduziu a valores de resistência próximos aos obtidos experimentalmente para vigas mistas com laje de concreto formada por vigotas pré-moldadas, pois as armaduras da laje foram corretamente dimensionadas com uma taxa maior do que a usual.

Chaves (2009) investigou um sistema não convencional de vigas mistas em perfil cartola leve preenchido com concreto, cuja ligação aço-concreto foi feita mediante a duas soluções: conectores do tipo alça em barra chata soldados ao perfil e conectores do tipo alça em barra redonda soldados ao perfil (Figura 2.20). A análise experimental constituiu de duas etapas: ensaios de cisalhamento direto em conectores e ensaios de

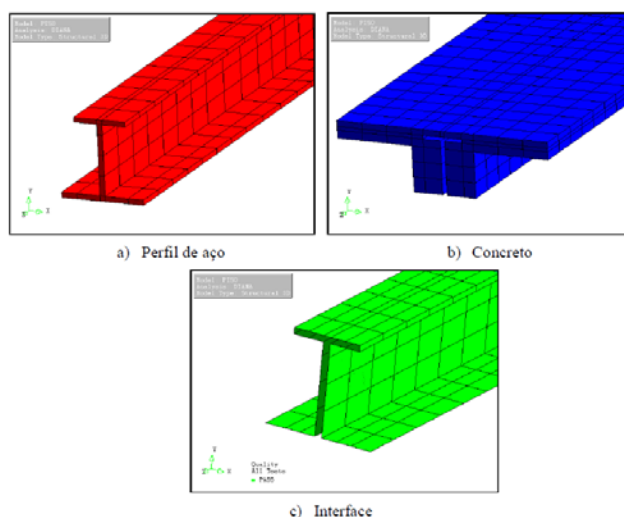
flexão simples em vigas mistas biapoiadas, onde se pretendeu então, avaliar o comportamento estrutural do sistema proposto no trabalho.

Concluiu-se que os conectores de cisalhamento apresentaram ductilidade e resistência compatíveis com a requerida para vigas mistas analisadas. Do ponto de vista construtivo, os conectores são facilmente soldados ao perfil I, facilitando, portanto, a industrialização do sistema.



**Figura 2.20 – Conectores alça em barra redonda e alça em barra chata (mm). (Fonte: CHAVES, 2009).**

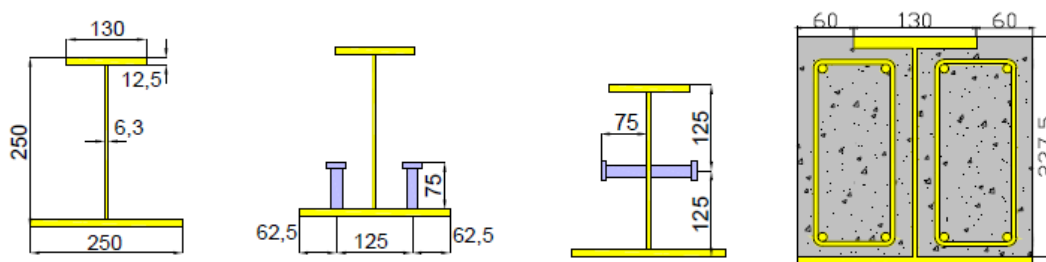
Já Ramos (2010) criou um modelo numérico de pisos mistos de pequena altura em elementos finitos, buscando subsídios para a sua validação em resultados experimentais e numéricos realizados em outras pesquisas (Figura 2.21). Foi analisada a influência de alguns parâmetros no comportamento global da estrutura, entre eles: a resistência do concreto, a variação da espessura da capa de concreto e a necessidade de tela de armadura passiva. Com relação à variação da altura da capa de concreto, o modelo mostrou-se bem mais sensível. O que de certa forma já era esperado, pois a capa é onde efetivamente o concreto contribui em termos de ganho de resistência.



**Figura 2.21 - Modelo numérico de piso misto de pequena altura. (Fonte: RAMOS, 2010).**

Em continuidade à pesquisa de De Nardin e El Debs (2008), a pesquisa desenvolvida por Cavalcanti (2010) analisou a contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas mistas parcialmente revestidas, bem como sua eficiência para promover o comportamento conjunto aço-concreto, imprescindível para a obtenção de vigas mistas (Figura 2.22). Em relação à capacidade resistente à flexão, os resultados experimentais mostraram que os conectores soldados horizontalmente são mais eficientes. Isso, provavelmente, se deve ao fato do conector posicionado horizontalmente na altura média da viga trabalhar em conjunto com as armaduras longitudinais, evitando que a linha neutra avance com o aumento da força aplicada, para acima da altura média, e confinando o concreto situado entre as mesas do perfil de aço.

Quanto ao escorregamento aço-concreto e a abertura de fissura, verifica-se que os conectores soldados verticalmente são os mais eficientes dentre os testados, pois apresentaram uma redução no escorregamento e na abertura de fissura de aproximadamente 85%.



**Figura 2.22 – Viga mista parcialmente revestida com armadura longitudinal (mm). (Fonte: CAVALCANTI, 2010).**

Rocha (2012) desenvolveu modelos numéricos de vigas parcialmente revestidas com a finalidade de avaliar o desempenho térmico e estrutural de pisos mistos de pequena altura. Constatou-se que o uso de armadura não influenciou o comportamento estrutural em temperaturas elevadas até próximo dos 90 minutos de exposição ao incêndio padrão, porém após esse tempo manteve o comportamento mais suave, sem a descontinuidade que o modelo sem armadura apresentou. Em relação aos deslocamentos, observou-se que após os 90 minutos, eles foram menores no caso com armadura na capa de concreto.

Friedrich (2012) produziu uma geometria de forma de aço trapezoidal com mossas estampadas nas laterais para pisos mistos de pequena altura. De acordo com os resultados dos ensaios, a forma de aço se comportou como esperado demonstrando, pela análise dos resultados, uma resistência considerável ao cisalhamento longitudinal, que foi composta pela aderência natural entre a forma de aço e o concreto (aderência química) e pela resistência mecânica devido às mossas. Fato constatado a partir do comportamento das curvas força *versus* deslizamento relativo de extremidade e força *versus* flecha no meio do vão. O modo de ruptura caracterizado por cisalhamento longitudinal foi muito semelhante aos de outros sistemas de laje mista de aço e concreto relatados na bibliografia sobre o assunto.

E por fim, Diogenes (2013) executou ensaios estáticos e dinâmicos não destrutivos visando estudar o comportamento das ligações por aderência aço-concreto, por meio da ligação entre as lajes pré-fabricadas e os perfis de aço de seção I, e avaliar a influência do estado de danificação na frequência natural da viga mista, após o ensaio monotônico. Em complemento a avaliação experimental, a simulação numérica dos modelos experimentais foi realizada.

Em relação à abordagem experimental (Figura 2.23), percebeu-se que as ligações por aderência aço-concreto apresentaram elevada resistência máxima quando comparadas às ligações que utilizam conectores usuais, sendo isto comprovado pelos ensaios do tipo *push-out*. No contexto dos ensaios de *push-out* ressaltou-se que a presença do furo no conector não acarretou acréscimo significativo na resistência do protótipo experimental e que, em geral, a rugosidade da laje foi fator limitante da resistência dos protótipos. Entretanto, a presença do furo possibilita a passagem de armaduras quando for necessário incrementar tanto a resistência quanto à ductilidade da ligação aço-concreto.





**Figura 2.23 – Conectores lineares com ranhuras. (Fonte: DIOGENES, 2013).**

Algumas conclusões podem ser retiradas dessas investigações apresentadas, tais como o evidente aumento do momento fletor resistente e da rigidez à flexão da viga mista em relação ao perfil metálico isolado. Entretanto, os perfis de aço com altura maior que três vezes a altura da laje de concreto não se mostraram tão eficazes no ganho de momento resistente pela ação mista, pois o perfil de aço se torna a maior responsável pela resistência ao momento fletor. Alguns resultados indicaram também que o aumento do espaçamento dos conectores pode causar uma redução na capacidade resistente e que perfis de aço esbeltos podem causar um decréscimo na resistência ao cisalhamento de lajes alveolares.

Apesar do estudo de estruturas mistas de aço e concreto ser uma área já bastante difundida no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, os pisos mistos de pequena altura começaram a ser estudados há pouco tempo, a partir do trabalho apresentado em De Nardin e El Debs (2008). A presente pesquisa tem como justificativa a ampliação do conhecimento sobre o comportamento de lajes alveolares de concreto protendido com perfis de aço no sistema *slim floor*, já que há um pequeno volume de pesquisas no Brasil sobre esse sistema, além de não contar com normas técnicas nacionais, o que colabora para o pouco emprego em construções. As informações obtidas com este trabalho contribuem para a difusão de aspectos importantes do comportamento estrutural de pisos mistos de pequena altura e poderão tornar este sistema mais utilizado em obras, sobretudo, em edifícios.

## CAPÍTULO 3

### 3 MODELOS TEÓRICOS

#### 3.1 COMPORTAMENTO DE PISOS MISTOS

Não existindo qualquer ligação aço-concreto na interface, os dois elementos estruturais (aço e concreto) estarão sujeitos a deformações diferentes e independentes, o que implicará em um deslizamento relativo entre eles.

O comportamento misto é garantido quando dois elementos estruturais (aço e concreto) são interligados de tal forma a se deformarem como um único elemento. E, para que essa conexão ocorra, primeiramente, considera-se a aderência natural (adesão e atrito) proveniente das ligações físico-químicas que se desenvolvem na interface durante a hidratação do cimento e da força normal à superfície. Porém, no caso das vigas mistas e de pisos mistos de pequena altura, ela não é suficiente para resistir as tensões na interface. Portanto, torna-se necessário o uso de dispositivos mecânicos soldados à viga de aço e embutidos na laje de concreto, denominados conectores de cisalhamento, com resistência suficiente para absorver as tensões de cisalhamento que surgem na interação entre as interfaces dos elementos (RAMOS, 2010).

Existem diversas alternativas para promover o comportamento conjunto de aço e concreto. A melhor opção depende do conhecimento do comportamento do conector de cisalhamento, dos modos de falha aplicáveis, dos critérios de projeto necessários ao dimensionamento, da facilidade de execução e do custo.

Alguns exemplos de conectores são o Perfil U laminado ou dobrado a frio, o *Perfobond* com aberturas circulares e o *Stud Bold*, caracterizado por ser do tipo pino com cabeça soldado sobre o perfil metálico.

Os conectores de cisalhamento podem ser classificados como rígidos ou flexíveis. A diferença entre eles está relacionada à ductilidade da ligação aço-concreto, ou seja, à capacidade de deformação do conector após ter alcançado sua resistência

máxima. Quando o comportamento dos conectores é do tipo flexível, a curva força-deslizamento, obtida a partir de ensaios normalizados, apresenta um patamar definido.

Esta classificação é obtida através da relação entre a força no conector e o deslizamento relativo aço-concreto, Figura 3.1, como resposta ao fluxo de cisalhamento longitudinal gerado pela transferência de esforços entre laje de concreto e perfil de aço.

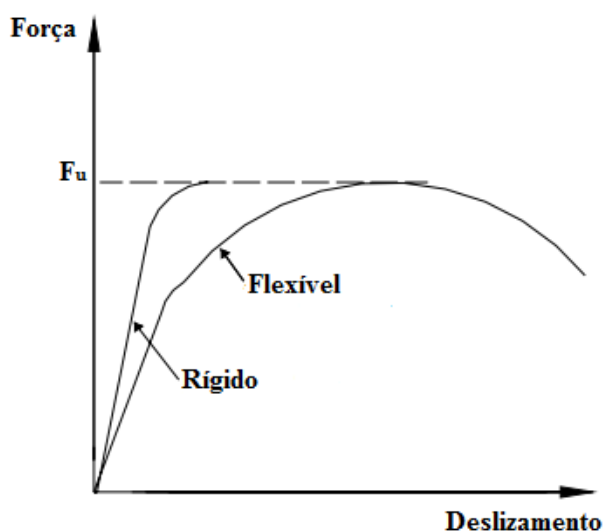


Figura 3.1 – Diagrama força versus deslizamento relativo aço-concreto.

A ductilidade dos conectores não contribui para o comportamento da viga mista em regime elástico. No regime último, entretanto, possibilita a redistribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal entre os conectores. Isto significa que sob carregamento crescente, um conector flexível continua a se deformar sem que haja ruptura, mesmo após atingir sua capacidade resistente, permitindo que os outros conectores também alcancem a sua resistência máxima. Este processo de uniformização admite o uso de conectores igualmente espaçados, otimizando a execução da viga mista e garantindo que o colapso do elemento misto seja do tipo dúctil.

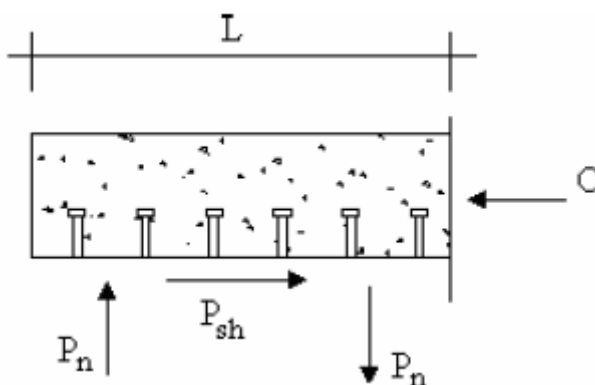
O conector do tipo pino com cabeça (*stud bolt*) é o conector de cisalhamento mais empregado no contexto mundial. No Brasil, este conector é previsto pela ABNT NBR 8800:2008 junto com o conector do tipo perfil U laminado ou formado a frio. O seu comportamento e os seus modos de falha, como ruptura do conector por cisalhamento e esmagamento do concreto adjacente ao conector, já são bem conhecidos.

O conector do tipo pino com cabeça é soldado sobre a mesa superior do perfil de aço e este processo resulta em uma solda de penetração total, considerando o conector engastado no perfil metálico. Este conector garante sua flexibilidade pela dimensão da

haste e sua cabeça possui dupla função: aumentar a resistência do conector, promovendo o esmagamento de determinadas regiões, e impedir a separação vertical entre o aço e o concreto (SALES, 2014).

Impondo o equilíbrio segundo o eixo da viga (forças longitudinais), há uma força cisalhante  $P_{sh}$  na interface imposta pela ação dos conectores de cisalhamento.

O binário estabelecido pelas forças  $C$  e  $P_{sh}$  é equilibrado por forças  $P_n$  perpendiculares ao eixo da viga ao longo da interface laje-perfil e cujas componentes de tensão, que ocasionam a separação entre a laje e o perfil, são resistidas pela ancoragem mecânica proporcionada pela cabeça do conector (Figura 3.2). Conseqüentemente, os conectores de cisalhamento não apenas transmitem os esforços de cisalhamento longitudinais nas duas direções, mas também impedem o afastamento vertical destes elementos, movimento denominado “*uplift*”.



**Figura 3.2 – Equilíbrio de forças em um trecho da viga mista. (Fonte: KOTINDA, 2006).**

Segundo Oehlers e Bradford (1995), a deformação relativa entre laje e perfil faz com que os conectores se deformem, aplicando uma força sobre o concreto em direção ao meio do vão. Aparece, então, uma zona de concreto comprimido, confinado pelo perfil de aço, conector de cisalhamento e concreto circundante. Esta força equilibra a força imposta pelo movimento relativo entre laje e perfil na interface.

Para manter o equilíbrio rotacional, surge, ainda, um momento na base do conector, já que se pode considerá-lo engastado. Logo, o conector fica submetido a esforços de cisalhamento e de flexão, provocando uma possível zona de falha na ligação entre o conector e a mesa do perfil (Figura 3.3).

A rotação da cabeça do conector, induzida pela deformação do conector submetido a esforços de cisalhamento, gera fissuras no concreto que começam na parte

inferior da cabeça do conector rumo ao perfil de aço, abrangendo um trecho de concreto embutido entre as duas partes (Figura 3.3).

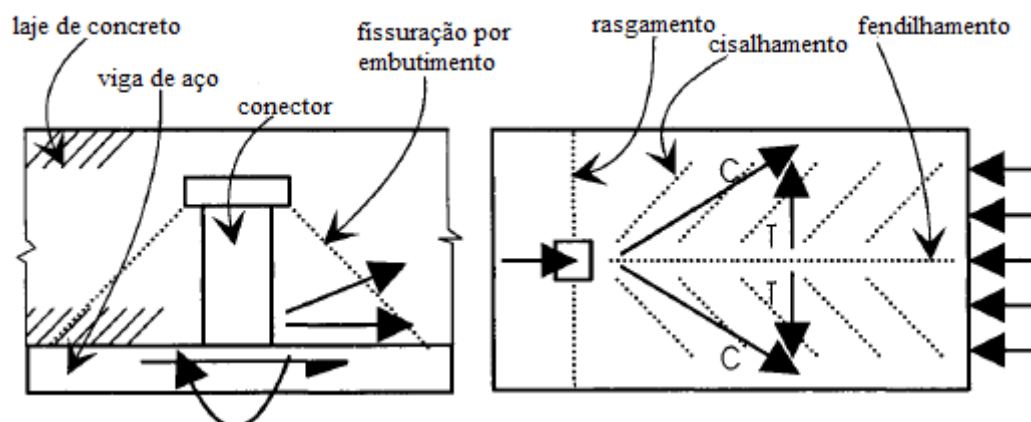
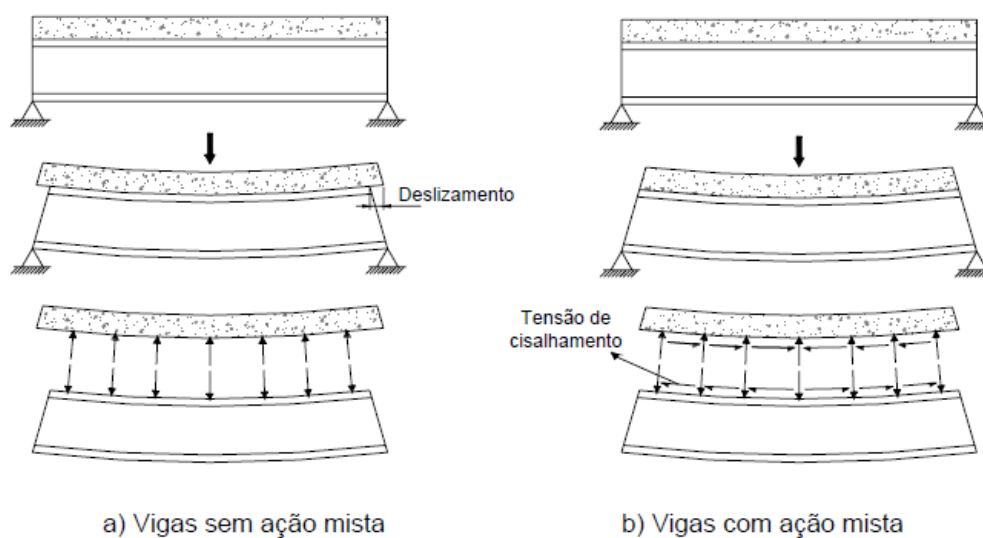


Figura 3.3 – Ação do conector do tipo pino com cabeça. (Fonte: OEHLERS; BRADFORD, 1995).

Além da fissuração por embutimento, existem outros três tipos de fissuração na laje de concreto: por rasgamento, por cisalhamento e por fendilhamento, ocasionadas pela propagação da força aplicada na laje de concreto pelo conector de cisalhamento (OEHLERS; BRADFORD, 1995).

O que define o comportamento apresentado na Figura 3.4 é o tipo de interação que os dois materiais possuem. Na interface entre os dois materiais (aço e concreto) desenvolvem-se tensões de cisalhamento que tendem a contrair a fibra de aço, enquanto tendem a expandir a fibra de concreto.



a) Vigas sem ação mista

b) Vigas com ação mista

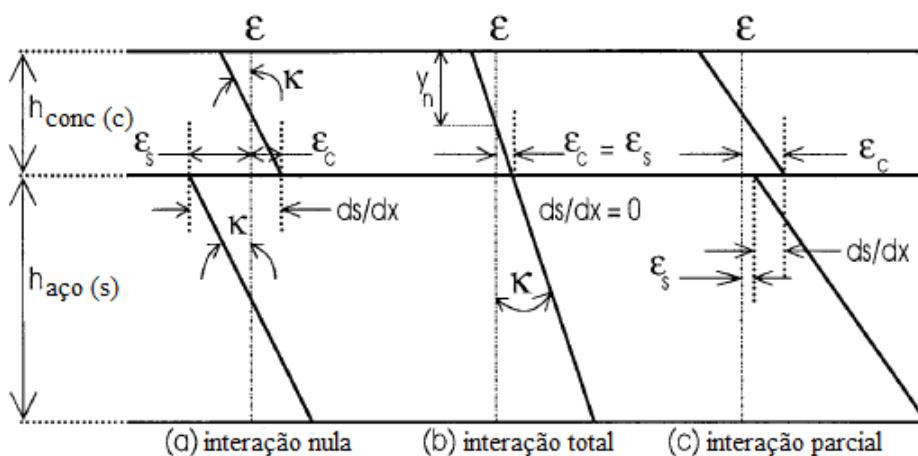
Figura 3.4 – Vigas mistas fletidas. (Fonte: DAVID, 2007).

A análise de seções mistas fletidas, quer em regiões de momentos positivos ou negativos, pode ser feita admitindo a hipótese das seções planas permanecem planas, desde que exista uma ligação completa entre o aço e o concreto. Para que isso ocorra, a deformação relativa na interface deve ser totalmente restringida, impedindo o escorregamento longitudinal e vertical, e possibilitando que os elementos estruturais resistam aos esforços de flexão de maneira conjunta. Esta condição é chamada de *grau de interação total*.

O escorregamento relativo entre os materiais ocorre devido à deformabilidade dos conectores e, portanto, viola a hipótese da teoria da elasticidade e deve ser levado em conta que existirá uma descontinuidade no diagrama de deformações no nível da interface entre os materiais. Esta situação representa a *interação parcial*.

Outro tipo é a *interação nula*, em que os elementos estruturais trabalham independentemente, ou seja, não há transferência de esforços entre as interfaces e cada um suporta uma parcela dos esforços de flexão. Esse tipo de interação é possível sem o uso de conectores e com a utilização de graxas, por exemplo.

O *grau de interação* é determinado pela distribuição da deformação. Na Figura 3.5 é possível analisar o conceito de *interação nula* para o caso (a), onde existem duas linhas neutras no centro geométrico de cada seção, de *interação total* para o caso (b), onde só existe uma linha neutra do sistema que se encontra ou no concreto ou no aço, e de *interação parcial* para o caso (c), onde as duas linhas neutras se aproximam da interface.



**Figura 3.5 – Distribuições de deformações para interações nula, total e parcial. (Fonte: OEHLERS; BRADFORD, 1995).**

Observa-se que o ganho de resistência da seção mista (interação completa ou parcial) em relação ao perfil de aço isolado é considerável.

O grau de conexão entre o perfil de aço e a laje de concreto conduz à distribuição das tensões normais à seção transversal da viga mista. Em uma viga mista, a resistência do perfil de aço é representada por  $F_{aço}$  e a resistência da laje de concreto por  $F_{conc}$ . A capacidade resistente da conexão,  $F_{sh}$ , é dada pela somatória das resistências de cada conector, entre a seção de momento fletor máximo e a seção de momento fletor nulo adjacente.

No caso 1, o  $F_{aço} < F_{conc}$  e  $F_{sh} > F_{aço}$ , o momento resistente máximo da viga mista é restringido pela capacidade resistente do perfil de aço. Como a capacidade resistente do aço é menor que a capacidade resistente do concreto, a linha neutra passará pela seção do concreto.

Do mesmo modo, na situação 2, o  $F_{conc} < F_{aço}$  e  $F_{sh} > F_{conc}$ , a capacidade resistente da laje de concreto limita o momento resistente máximo da viga mista. A Figura 3.6 mostra os casos 1 e 2.

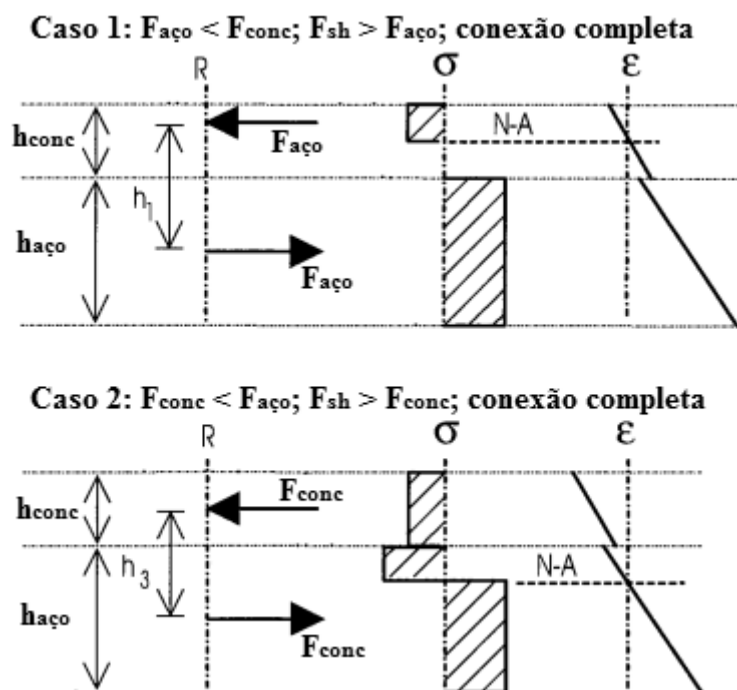
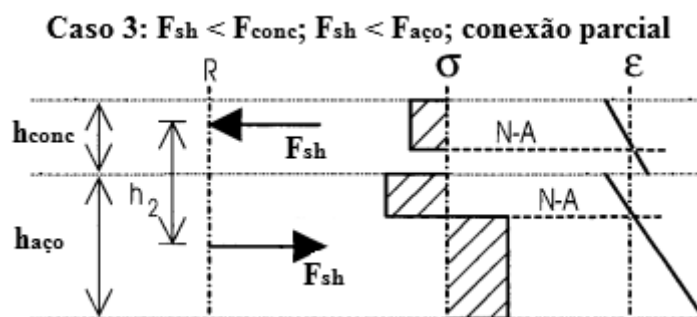


Figura 3.6 – Tensões e deformações na seção mista para conexão completa. (Fonte: OEHLERS; BRADFORD, 1995).

Conclui-se que uma *conexão completa*, onde o colapso da viga mista dá-se pelo escoamento do perfil de aço ou pela ruptura da laje de concreto, estabelece uma quantidade mínima necessária de conectores e qualquer aumento no número ou na resistência destes conectores não implicará em um aumento da resistência à flexão da viga mista.

No caso 3, esquematizado na Figura 3.7, quando a capacidade da conexão de cisalhamento é menor que as capacidades resistentes do perfil de aço e da laje de concreto, controlando o momento fletor máximo da viga mista, têm-se uma *conexão parcial*, ocasionada por um número insuficiente de conectores para se obter uma *conexão completa*, ou seja, o colapso ocorre por insuficiência da conexão.



**Figura 3.7 – Tensões e deformações na seção mista para conexão parcial. (Fonte: OEHLERS; BRADFORD, 1995).**

O *grau de conexão* pode ser determinado pela seguinte expressão, Eq. 3.1.

$$\eta = \frac{F_{sh}}{F_{sh,min}} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Onde  $\eta$  é o *grau de conexão* que pode variar desde 1,0, que demonstra uma *conexão completa*, até 0,4, valor mínimo estabelecido pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008;

A diferença entre o *grau de conexão* e o *grau de interação* está relacionada com: o primeiro refere-se à resistência da ligação aço-concreto, e o segundo se baseia no deslizamento relativo entre a laje de concreto e o perfil de aço.

O aço utilizado na produção dos conectores é o ASTM A-108 grau 1020. Deve-se especificá-lo para ser fabricado com resistência à tração mínima de 415 MPa e limite de escoamento não inferior a 345 MPa.



A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça ( $Q_{Rd}$ ), totalmente embutido na laje de concreto com a face inferior apoiada sobre o perfil de aço, é dada pelo menor valor entre os dois valores seguintes (ABNT NBR 8800:2008):

$$Q_{Rd} = \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{2\gamma_{cs}} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

A ABNT NBR 8800:2008 supõe somente o uso de conectores de cisalhamento dúcteis, para isso exige que a altura do conector pino com cabeça seja de no mínimo quatro vezes o seu diâmetro. Para o conector de 19 mm, a altura mínima é de 76 mm.

O ECCS (1981) estabelece também que um conector tipo pino com cabeça pode ser considerado como flexível se não possuir diâmetro superior a 22 mm e a resistência característica do concreto à compressão não for maior que 30 MPa.

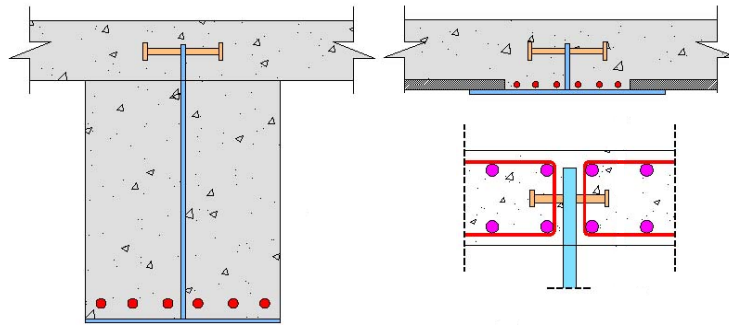
As normas apresentam restrições quanto à locação e espaçamento dos conectores. A ABNT NBR 8800:2008 recomenda as seguintes restrições:

- ✚ Os conectores de cisalhamento, colocados de cada lado da seção de momento fletor máximo, podem ser uniformemente espaçados entre esta seção e as seções adjacentes de momento nulo;
- ✚ O espaçamento máximo entre as linhas de centro de conectores deve ser igual a oito vezes a espessura total da laje. Esse espaçamento também não pode ser superior a 915 mm no caso de lajes com fôrmas de aço incorporadas e com nervuras perpendiculares ao perfil metálico;
- ✚ O espaçamento mínimo entre as linhas de centro de conectores tipo pino com cabeça deve ser igual a seis diâmetros ao longo do vão da viga, podendo ser reduzido para quatro diâmetros no caso de laje com forma de aço incorporada, e quatro diâmetros na direção transversal ao vão da viga;
- ✚ Os conectores tipo pino com cabeça não podem ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa a qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma do perfil metálico;
- ✚ O cobrimento lateral de concreto para qualquer tipo de conector deve ser de no mínimo 25 mm, excetuando-se o caso de conectores colocados em nervuras de fôrmas de aço.

Quando os conectores são soldados horizontalmente às faces da alma do perfil de aço (Figura 3.8), eles levam o piso misto a alcançar sua capacidade resistente por fendilhamento do concreto, que ocorre devido às baixas taxas de armadura e à posição do conector, ou por arrancamento dos conectores, quando os conectores são muito curtos, ou ainda, pela associação entre o fendilhamento do concreto e o arrancamento dos conectores (BREUNINGER, 2001).

A capacidade resistente de um conector horizontal pode ser estimada pela expressão proposta (Eq. 3.4) por Breuninger (2001):

$$Q_{Rd} = 1,42 \cdot (f_{ck} \cdot d_{cs} \cdot a_v)^{0,4} \cdot \left( \frac{a_h}{s} \right) \cdot \frac{R}{\gamma_{cs}} \quad (\text{Eq. 3.4})$$



**Figura 3.8 – Piso misto com perfil metálico sem a mesa superior (Fonte: BREUNINGER, 2001).**

Araújo et al (2016) propuseram expressões modificadas (Eq. 3.5) de Lam (2007) para o cálculo da resistência do conector tipo pino com cabeça com laje alveolar e capa de concreto:

$$P_u \leq \frac{0,29 \cdot \lambda \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \varepsilon \cdot d^2 \sqrt{f_{cm} E_{cm}}}{0,75 \cdot f_{ucs} \cdot A_{cs}} \quad (\text{Eq. 3.5})$$

A seguir são apresentadas as expressões analíticas de dimensionamento segundo a ABNT NBR 8800:2008 para os pisos mistos convencionais. Atualmente, não há modelos de cálculo normatizados que permitam a verificação do comportamento estrutural tanto no estado limite de serviço quanto no estado limite último do piso misto de pequena altura, entretanto, foram apresentadas equações propostas por pesquisas já realizadas.

### 3.2 DIMENSIONAMENTO DE PISOS MISTOS

De acordo com Malite (1990), a determinação do momento resistente de uma seção mista é feita com base em análises elásticas, elasto-plásticas ou totalmente plásticas. As análises elásticas são utilizadas para avaliar o comportamento da viga mista em situações de serviço, onde as tensões no aço e no concreto estão abaixo do limite de proporcionalidade desses materiais. As análises elasto-plásticas levam em consideração as fases elásticas e inelásticas dos materiais e da ligação aço-concreto. A análise totalmente plástica é utilizada para se determinar o momento resistente máximo desta seção.

O dimensionamento de um piso misto de pequena altura na fase de construção pode ser realizado de acordo com NBR 8800:2008, pois ainda não existe ação mista entre os materiais aço e concreto.

Nesse caso, a ação mista, que só se desenvolve após o endurecimento do concreto, é unicamente utilizável para ações futuras como peso próprio e sobrecargas de utilização. O peso próprio dos elementos estruturais induz deformações e tensões iniciais no perfil metálico que pode reduzir sua eficiência em regime de serviço, entretanto, não afeta a resistência máxima do piso misto se puder admitir a capacidade de redistribuição plástica de tensões no perfil metálico.

Os pisos mistos podem ser escorados ou não escorados na fase de construção. Na NBR 8800:2008, são considerados os pisos mistos escorados nos quais o elemento de aço permanece aproximadamente sem sollicitação até a remoção do escoramento, que deve ser feita após o concreto alcançar 75% da resistência característica à compressão especificada. É possível melhorar o comportamento do piso misto em regime de serviço, impondo-se também uma contraflecha ao perfil metálico.

Assim, no caso de construção não escorada, as deformações devem ser obtidas pela superposição de duas etapas (Eq. 3.6): com a carga atuante antes da cura do concreto, considerando-se o perfil metálico apenas, e com a carga atuante após a cura do concreto, considerando-se o piso misto. Deve-se ter na mesa inferior da seção mais solicitada:

$$\left( \frac{M_{Ga,Sd}}{W_a} \right) + \left( \frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}} \right) \leq f_{yd} \quad (\text{Eq. 3.6})$$

No geral, os perfis metálicos devem ser verificados em relação à resistência à flexão, à força cortante, à combinação de esforços de flexão e de cisalhamento, e à instabilidade local com torção. Para a seção I, estas verificações encontram-se na NBR 8800:2008:

- a) Para o estado limite FLT, o momento resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}} \rightarrow \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{Eq. 3.7})$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{al}} \left( M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \rightarrow \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{Eq. 3.8})$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{al}} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2 \cdot \gamma_{al}} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left( 1 + 0,039 \frac{I_t L_b^2}{C_w} \right)} \rightarrow \lambda > \lambda_r \quad (\text{Eq. 3.9})$$

- b) Para os estados limites FLA e FLM, é necessário verificar a flambagem local tanto da mesa comprimida quanto da alma:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Eq. 3.10})$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Eq. 3.11})$$

O efeito do carregamento aplicado de forma não simétrica e o efeito de torção também devem ser verificados. O perfil de aço, durante a fase construtiva, deve resistir ao peso da laje de concreto e outras cargas construtivas. Nessa fase, duas situações são particularmente importantes:

- ✚ Carregamento uniformemente distribuído aplicado em um único lado do perfil, causando flexão e torção (Figura 3.9).
- ✚ Carregamentos uniformemente distribuídos aplicados nas duas faces do perfil, causando flexão (Figura 3.9).

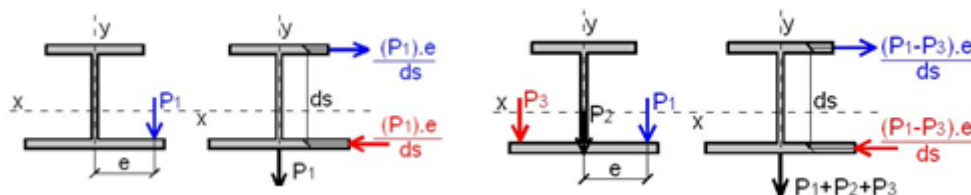


Figura 3.9 – Carregamento atuante na fase construtiva. (Fonte: NARDIN; EL DEBS, 2008).

No caso de perfis escorados durante a fase construtiva, os efeitos de flexão e torção são desprezados e não constituem um estado limite importante.

Segundo Malite (1990), a resistência máxima à flexão de seções de vigas mistas pode ser calculada seguindo os mesmos critérios usados em vigas de concreto armado, desde que se admita uma aderência perfeita entre os dois materiais, ou seja, interação total e, se admita que seja possível desenvolver deformações plásticas elevadas nas chapas do perfil metálico. Na análise de vigas mistas, assume-se que as deformações têm uma distribuição uniforme ao longo da largura da laje, porém isso não ocorre.

São empregáveis os seguintes esclarecimentos e exigências da NBR 8800:2008:

- ✚ As vigas mistas de aço e concreto de alma cheia podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. As biapoiadas são aquelas em que os vínculos nos apoios podem ser admitidos como rótulas. As contínuas são aquelas em que o perfil metálico e a armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos. As semicontínuas são aquelas em que o perfil metálico e a armadura da laje não têm continuidade total nos apoios internos.
- ✚ As vigas mistas de aço e concreto de alma cheia biapoiadas devem ter relação entre a altura e a espessura da alma ( $h/t_w$ ) inferior ou igual a  $5,7\sqrt{E/f_y}$ . Se  $h/t_w$  for inferior ou igual a  $3,76\sqrt{E/f_y}$ , essas vigas são compactas e podem ser dimensionadas utilizando as propriedades plásticas da seção mista. Se  $h/t_w$  for maior que  $3,76\sqrt{E/f_y}$ , as vigas devem ser dimensionadas utilizando as propriedades elásticas da seção mista.
- ✚ As vigas mistas de aço e concreto de alma cheia contínuas e semicontínuas devem ter ligação mista. Se  $h_p/t_w$  for inferior ou igual a  $3,76\sqrt{E/f_y}$  e  $b_f/t_f$  for inferior ou igual a  $0,38\sqrt{E/f_y}$ , essas vigas podem ser admitidas compactas e os esforços internos são definidos por análise rígido-plástica. A expressão  $h_p$  é o dobro da altura da parte comprimida da alma (menos duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados), com a posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo. Admiti-se que as vigas sujeitas a momento negativo nas extremidades sejam consideradas como mistas apenas na região de momento positivo.
- ✚ A interação entre o aço e o concreto é total, na região de momento positivo, se os conectores localizados nessa região possuírem resistência de cálculo igual ou

superior à resistência de cálculo do elemento de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o que for menor. A interação é parcial caso a resistência de cálculo dos conectores seja inferior a estas duas resistências.

A maioria das equações apresentada a seguir é em termos das resistências de cálculo do aço e do concreto, que são:

$$\text{Para o aço dos perfis: } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{Eq. 3.12})$$

$$\text{Para o concreto: } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Eq. 3.13})$$

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

Devido aos vários fatores que influenciam a determinação exata da largura efetiva da laje, as normas de dimensionamento fornecem expressões simplificadas.

Para o cálculo de deformações ou flechas a largura efetiva de uma seção é especificada como a largura da laje de concreto que, trabalhando com o perfil metálico, permite determinar as características de uma viga equivalente de seção uniforme que tenha, nessa seção, um deslocamento vertical calculado pelas expressões da teoria geral da flexão igual ao da viga real.

A NBR 8800:2008 recomenda que a largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga biapoada, deve ser igual à menor das larguras:

- ✚ 1/8 do vão da viga mista biapoada, 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 analisada até a borda de uma laje em balanço.

Para vigas mistas contínuas e semicontínuas, as larguras efetivas podem ser calculadas tomando-se em lugar dos vãos da viga as distâncias entre pontos de momento nulo (Figura 3.10). Permite-se assumir os seguintes valores para estas distâncias:

- ✚ Nas regiões de momento positivo:

4/5 da distância entre apoios, para vãos extremos;

7/10 da distância entre apoios, para vãos internos.

✚ Nas regiões de momento negativo:

1/4 da soma dos vãos adjacentes.

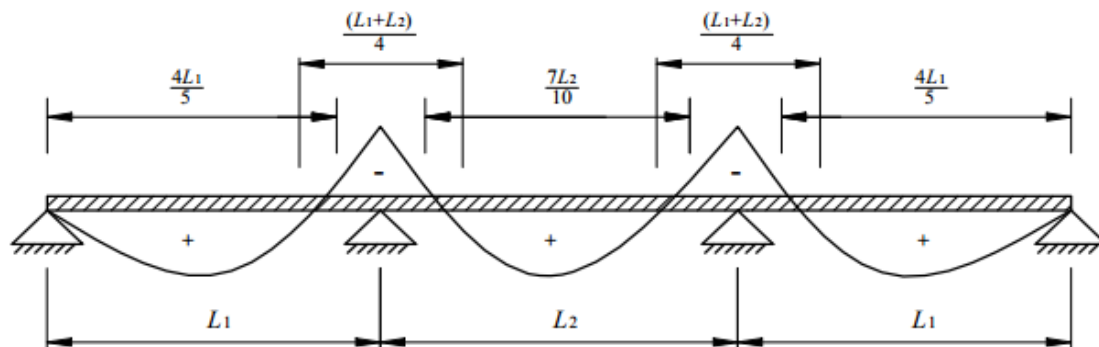


Figura 3.10 – Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo. (Fonte: NBR 8800:2008).

Para vigas mistas com  $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$ , o momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivos,  $M_{Rd}$ , pode ser calculado de acordo com as equações a seguir. O coeficiente 0,85, de  $f_{ck}$ , corresponde aos efeitos de longa duração (efeito Rüsçh). O coeficiente  $\beta_{vm}$  que aparece na equação de  $M_{Rd}$  é entre 0,80 a 0,95 para as vigas semicontínuas, conforme a capacidade de rotação necessária para a ligação, e é igual a 1,0 para vigas biapoiadas ou contínuas.

Considerando a viga mista com *conexão completa* (Figura 3.11), a linha neutra da seção plastificada corta a laje de concreto, se:

$$\sum Q_{Rd} \geq A_a f_{yd} \quad (\text{Eq. 3.14})$$

$$0,85f_{cd}bt_c \geq A_a f_{yd} \quad (\text{Eq. 3.15})$$

Satisfeitas as condições a seguir:

$$C_{cd} = 0,85f_{cd}ba \quad (\text{Eq. 3.16})$$

$$T_{ad} = A_a f_{yd} \quad (\text{Eq. 3.17})$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85f_{cd}b} \leq t_c \quad (\text{Eq. 3.18})$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm} T_{ad} \left( d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Eq. 3.19})$$

Considerando a viga mista com *conexão completa* (Figura 3.11), a linha neutra da seção plastificada corta o perfil de aço, se:

$$\Sigma Q_{Rd} \geq 0,85f_{cd}bt_c \quad (\text{Eq. 3.20})$$

$$A_a f_{yd} \geq 0,85f_{cd}bt_c \quad (\text{Eq. 3.21})$$

Satisfeitas as condições a seguir:

$$C_{cd} = 0,85f_{cd}bt_c \quad (\text{Eq. 3.22})$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_a f_{yd} - C_{cd}) \quad (\text{Eq. 3.23})$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (\text{Eq. 3.24})$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo do perfil de aço é definida a seguir:

Para  $C_{ad} \leq A_{af} f_{yd}$ , a linha neutra passa na mesa superior:

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} f_{yd}} t_f \quad (\text{Eq. 3.25})$$

Para  $C_{ad} > A_{af} f_{yd}$ , a linha neutra passa na alma:

$$y_p = t_f + h \left( \frac{C_{ad} - A_{af} f_{yd}}{A_{aw} f_{yd}} \right) \quad (\text{Eq. 3.26})$$

O momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[ C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( \frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t \right) \right] \quad (\text{Eq. 3.27})$$

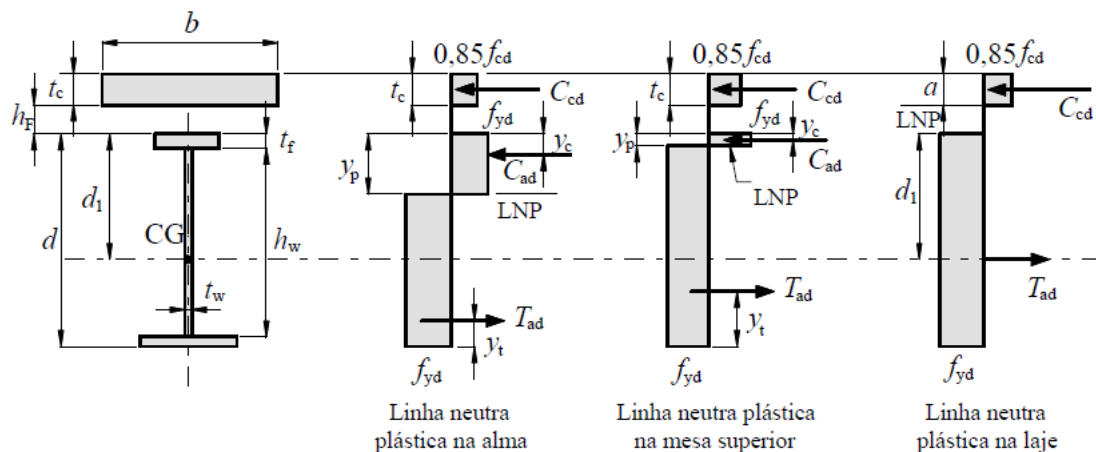


Figura 3.11 – Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento positivo e interação completa. (Fonte: NBR 8800:2008).

Considerando a viga mista com *conexão parcial* (Figura 3.12), temos que a resistência da ligação é menor que:



$$\sum Q_{Rd} < 0,85f_{cd}bt_c \quad (\text{Eq. 3.28})$$

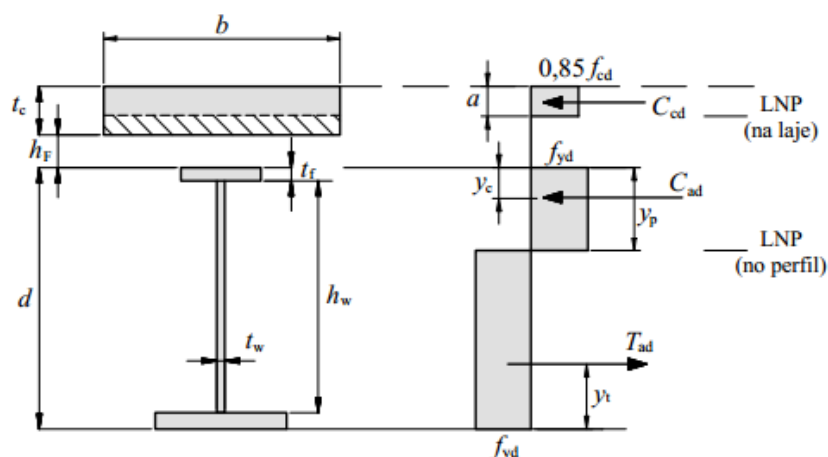
$$\sum Q_{Rd} < A_a f_{yd} \quad (\text{Eq. 3.29})$$

Ocorrendo essas condições, tem-se que  $C_{cd} = \sum Q_{Rd}$  e, para a determinação de  $C_{ad}$ ,  $T_{ad}$  e  $y_p$ , são válidas as expressões anteriores, com o novo valor de  $C_{cd}$ . O momento fletor resistente de cálculo é dado:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[ C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t \right) \right] \quad (\text{Eq. 3.30})$$

Para:

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85f_{cd}b} \quad (\text{Eq. 3.31})$$



**Figura 3.12 – Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento positivo e interação parcial.**  
(Fonte: NBR 8800:2008).

De Nardin e El Debs (2008) demonstraram expressões para o cálculo do momento fletor resistente positivo de vigas mistas parcialmente revestidas (Figura 3.13) que podem ser utilizadas para pisos mistos de pequena altura. Para tanto, foram adotadas as seguintes hipóteses: interação total aço-concreto e desconsideração da contribuição do concreto tracionado. Para a determinação da posição do centro de gravidade da seção mista parcialmente revestida foram definidas algumas variáveis auxiliares:

$$b_c = bf_1 - t_w : \text{Largura da mesa inferior sem a alma;}$$

$$y_c = y_{pn} - t_{f2} : \text{Altura comprimida da viga;}$$

$$y_t = d - y_{pn} : \text{Altura tracionada da viga.}$$

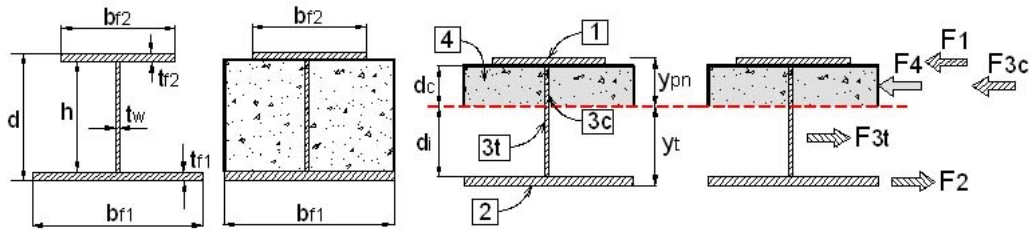


Figura 3.13 – Geometria da viga mista revestida. (Fonte: DE NARDIN; EL DEBS, 2007).

Tomando como referência a face da mesa superior do perfil de aço, a posição da linha neutra  $y_{pn}$  pode ser obtida fazendo o equilíbrio de forças e considerando a Tabela 3.1:

$$\Sigma F = 0 \rightarrow F_1 + F_{3c} + F_4 - F_{3t} - F_2 = 0 \quad (\text{Eq. 3.32})$$

$$y_{pn} = \frac{-A_{ms}f_y + t_w t_{f2} f_y + b_c t_{f2} f_{ck} + t_w d f_y - t_w t_{f1} f_y + A_{mi} f_y}{2 \cdot t_w f_y + b_c f_{ck}} \quad (\text{Eq. 3.33})$$

Tabela 3.1 – Cálculo das resultantes na seção mista.

| Área da mesa inferior                                          | Área da mesa superior                                          | Área da alma                                                                                                                          | Área de concreto      |
|----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|
| $A_{mi} = b_{f1} \cdot t_{f1}$                                 | $A_{ms} = b_{f2} \cdot t_{f2}$                                 | $A_w = t_w \cdot h$                                                                                                                   | $A_c = b_c \cdot d_c$ |
| <b>Resultante na mesa superior</b><br>$F_1 = A_{ms} \cdot f_y$ | <b>Resultante na mesa inferior</b><br>$F_2 = A_{mi} \cdot f_y$ | <b>Resultante na alma</b><br>$F_{3c} = t_w \cdot (y_{pn} - t_{f2}) \cdot f_y$<br>$F_{3t} = t_w \cdot (d - y_{pn} - t_{f1}) \cdot f_y$ |                       |
|                                                                | <b>Resultante de compressão no concreto</b>                    | $F_4 = b_c \cdot (y_{pn} - t_{f2}) \cdot f_{ck}$                                                                                      |                       |

As expressões para o cálculo do módulo de resistência plástica são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Módulo plástico da viga parcialmente revestida.

| Módulo plástico em x                    |                                                                             |
|-----------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| $Z_x = Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4$           | $Z_3 = Z_{3c} + Z_{3t}$                                                     |
| $Z_1 = A_{ms} (d_c + 0,5 \cdot t_{f2})$ | $Z_{3t} = d_i^2 \cdot t_w \cdot 0,5$ e $Z_{3c} = d_c^2 \cdot t_w \cdot 0,5$ |
| $Z_2 = A_{mi} (d_i + 0,5 \cdot t_{f1})$ | $Z_4 = b_c \cdot 0,5 \cdot d_c^2$                                           |
| <b>Módulo plástico da seção de aço</b>  | <b>Módulo plástico da seção de concreto</b>                                 |
| $Z_{xs} = Z_1 + Z_2 + Z_3$              | $Z_{xc} = Z_4$                                                              |

O momento de plastificação total, considerando aderência perfeita entre o perfil metálico e o volume de concreto, é expresso por:

$$M_{Rd,pl} = f_y Z_{xs} + f_{ck} Z_{xc} \quad (\text{Eq. 3.34})$$

Os dois principais modos de colapso de vigas mistas correspondem à resistência à flexão das seções mistas e à resistência ao cisalhamento da ligação aço-concreto.

Um procedimento de projeto foi desenvolvido por Limazie e Chen (2015) para pisos mistos de pequena altura com laje mista. Com base na análise da seção transversal (Figura 3.14), desconsiderando os efeitos do perfil da forma incorporada e da armadura, as propriedades de flexão dos pisos mistos foram avaliadas em termos de momento resistente de plastificação e de escoamento. A não linearidade dos materiais e a ação mista na interface aço e concreto foram consideradas na previsão do comportamento não linear do piso misto de pequena altura. Modelos de momento-curvatura/deflexão foram propostos e validados pelos resultados de ensaios disponíveis na literatura de pisos mistos de pequena altura. O método desenvolvido neste trabalho foi capaz de realizar a verificação do piso misto de pequena altura, estimando a resistência à flexão e levando em conta a ação mista entre o aço e o concreto.

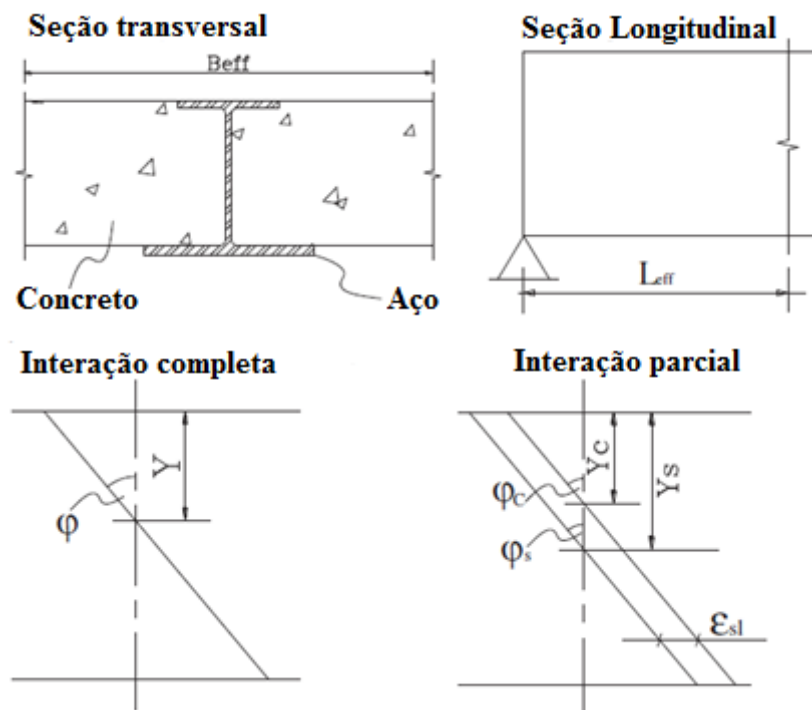


Figura 3.14 – Seção transversal analisada considerando a interface existente. (Fonte: LIMAZIE; CHEN, 2015).

O método do equilíbrio de forças na seção foi usado para determinar a posição da linha neutra plástica. Supõe-se que a posição da linha neutra plástica distante da fibra superior comprimida é igual  $y_c = HC / \gamma$ , onde  $HC$  é a profundidade do bloco de concreto comprimido e o  $\gamma$  é o coeficiente de linha neutra determinado por  $\gamma = 0,85 - 0,007 (f_c - 28)$ .  $P_b$  é força resistente resultante da ligação na interface aço-concreto agindo em uma distância  $y_b$  a partir do topo da laje de concreto. Pelo equilíbrio das forças (Figura 3.15), a linha neutra pode ser obtida por:

$$y_c = \frac{P_b}{B_{\text{eff}} \cdot \gamma \cdot f_c} \quad (\text{Eq. 3.35})$$

Um procedimento semelhante é utilizado para avaliar a linha neutra na seção de aço, onde  $F_t$  é a resistência do aço da mesa superior;  $F_b$  é a resistência do aço da mesa inferior;  $t_b$ ,  $t_w$  e  $t_t$  são as espessuras da mesa inferior, alma e mesa superior, respectivamente;  $f_{yb}$ ,  $f_{yw}$  e  $f_{yt}$  são as resistências ao escoamento da mesa inferior, alma e mesa superior, respectivamente:

$$y_s = \frac{((h_s + t_t - t_b) \cdot t_w f_{yw}) + F_b - F_t - P_b}{2t_w f_{yw}} \quad (\text{Eq. 3.36})$$

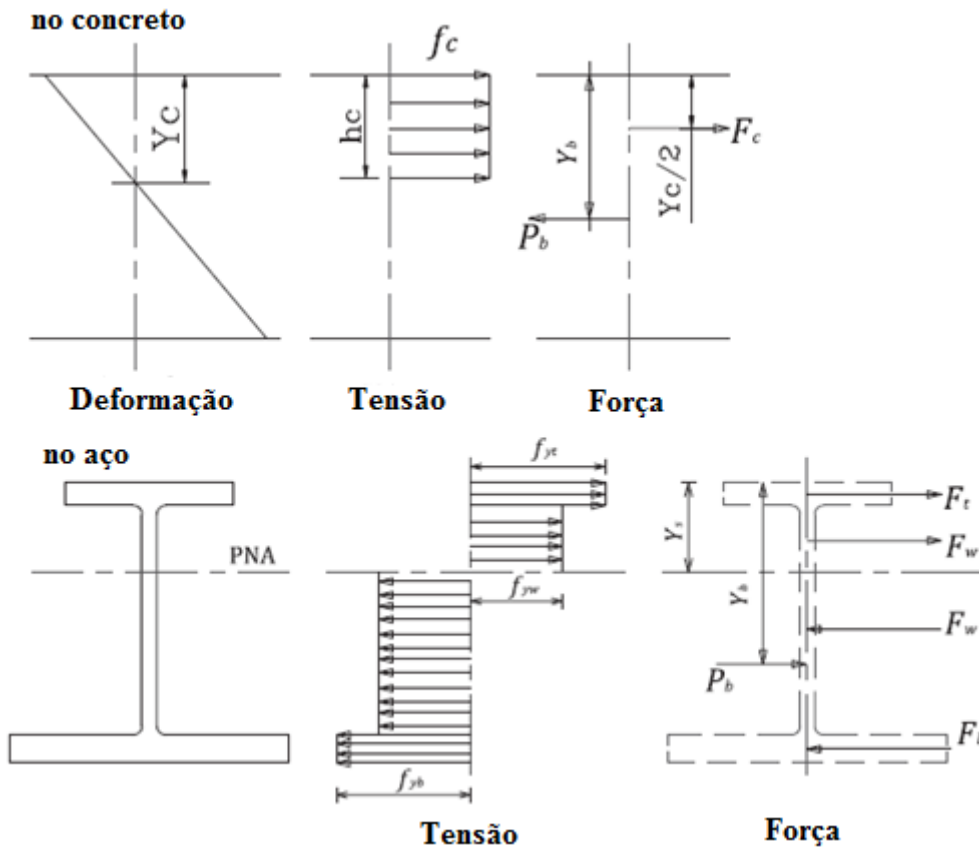


Figura 3.15 – Comportamento dos elementos de aço e concreto. (Fonte: LIMAZIE; CHEN, 2015).

Sabendo a posição das linhas neutras, o momento resistente da seção mista pode ser determinado levando em conta os momentos das forças que atuam sobre estas seções como mostrado na Figura 3.15. Duas possíveis situações podem ser consideradas:

A conexão de cisalhamento completa: o deslizamento não ocorre através da interface da seção mista, como mostrado na Figura 3.14. As linhas neutras ocorrem no mesmo local em ambas as seções ( $y_c = y_s$ ). Com base neste pressuposto, a necessária força resistente da ligação aço-concreto, a fim de alcançar a conexão completa, pode ser obtida igualando as equações anteriores.

$$P_{b(fsc)} = \frac{B_{eff} \cdot \gamma \cdot f_c [(h_s + t_t - t_b) \cdot t_w f_{yw}] + F_b - F_t}{(B_{eff} \cdot \gamma \cdot f_c) + (2t_w f_{yw})} \quad (\text{Eq. 3.37})$$

O momento resistente na conexão completa pode proceder da substituição de  $P_b$  nas equações e, finalmente, considerando os momentos de todas as forças que atuam em ambas as seções. No caso de conexão parcial, o momento resistente pode ser obtido tomando os momentos de todas as forças que atuam em ambas as seções, desconsiderando a força resistente da ligação aço-concreto. Este procedimento proposto alcançou resultados precisos quando comparado com os resultados experimentais de pisos mistos de pequena altura disponíveis na literatura.

Este capítulo serve de base para os capítulos que se seguem. Foram apresentadas equações analíticas para o dimensionamento de pisos mistos as quais foram utilizadas para estimar a capacidade resistente dos modelos físicos ensaiados na investigação experimental e estão apresentadas no Capítulo 4.

## CAPÍTULO 4

### 4 INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

Nesse capítulo é descrita a investigação experimental acerca dos pisos mistos de pequena altura realizada neste estudo.

Com o objetivo de estudar o comportamento misto dos pisos, deve-se caracterizar a transferência de forças na interface entre o perfil de aço e a laje de concreto, avaliando também o papel dos conectores de cisalhamento.

A determinação da resistência e do comportamento dos conectores de cisalhamento na ligação aço-concreto é feita usualmente por meio de ensaios de cisalhamento direto, denominados *push-out tests*. Este ensaio consiste na execução de um modelo composto de um perfil de aço conectado a duas lajes de concreto armado por meio de conectores de cisalhamento a serem estudados. As lajes são apoiadas numa base de argamassa na parte inferior e a força é aplicada na extremidade superior do perfil de aço, conforme esboçado na Figura 4.1. O deslizamento relativo entre as lajes e o perfil é medido com equipamentos de precisão. Traça-se um gráfico do deslizamento em função da força aplicada.

Conforme EUROCODE 4:2004, os modelos e os ensaios devem estar de acordo com as seguintes recomendações:

- ✚ A aderência aço-concreto deve ser eliminada através de meios adequados, como por exemplo, utilizando-se graxa;
- ✚ O concreto de preenchimento deve sofrer cura ao ar;
- ✚ A força deve ser aplicada gradualmente, de modo que a ruptura não ocorra em menos de 10 a 15 minutos.

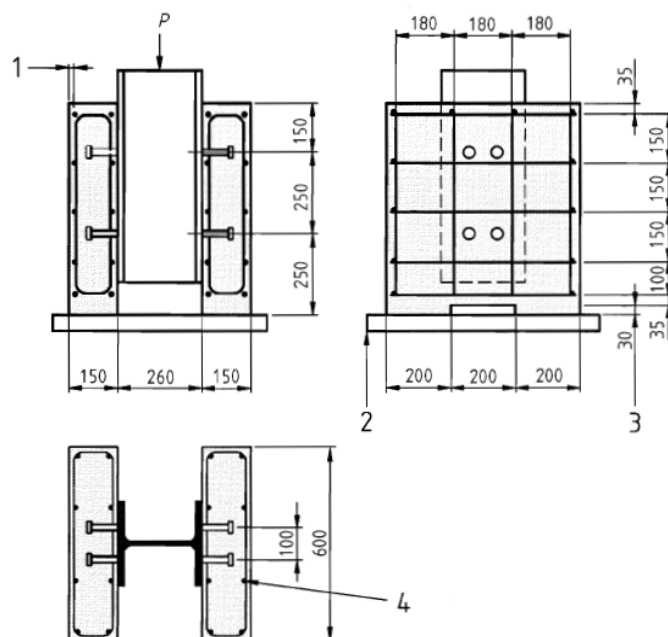


Figura 4.1 – Ensaio de cisalhamento direto. (Fonte: EUROCODE 4-1-1, 2004).

Muitos são os fatores que influenciam nos resultados de um ensaio *push-out*, entre eles:

- ✚ Número de conectores;
- ✚ Tensões longitudinais na laje de concreto em torno dos conectores;
- ✚ Tamanho, arranjo e resistência da armadura da laje próxima aos conectores;
- ✚ Espessura do concreto e arranjo das partículas do agregado junto aos conectores;
- ✚ Vinculação lateral na base das lajes, pois deslocamentos laterais da laje podem ocasionar forças de arrancamento (efeito alavanca);
- ✚ Aderência na interface aço-concreto;
- ✚ Resistência à compressão do concreto;
- ✚ Adensamento do concreto junto à base do conector.

A resistência do concreto pode influenciar o modo de ruptura, assim como a força de ruptura. Nos ensaios de conectores tipo pino com cabeça, têm-se modos de ruptura diferentes em função do diâmetro do conector: para grandes diâmetros (acima de 16 mm) ocorre a ruptura do concreto circundante ao conector e para pequenos diâmetros ocorre a ruptura do conector por cisalhamento.

Os ensaios têm mostrado que as tensões de contato sobre a haste de um conector variam ao longo do seu comprimento (Figura 4.2). A máxima tensão de contato ocorre junto à base do conector e seu valor pode chegar a quatro vezes ao da resistência à

compressão do concreto devido ao fretamento conferido pela armadura e pela mesa do perfil (MALITE, 1993).

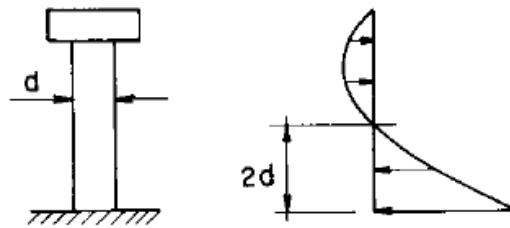


Figura 4.2 – Tensões de contato no conector. (Fonte: MALITE, 1993).

O ECCS (1981) indica como se deve proceder na avaliação dos resultados dos ensaios:

- ✚ No mínimo três ensaios em modelos idênticos deverão ser feitos;
- ✚ Quando, em nenhum ensaio, o desvio do valor da força máxima em relação à média exceder 10%, o menor valor da força de ruptura obtido nos ensaios será tomado como força máxima;
- ✚ Se este desvio exceder 10%, no mínimo mais três ensaios do mesmo tipo deverão ser realizados e o menor valor da força de ruptura obtido nestes seis ensaios será tomado como força máxima;
- ✚ Quando pelo menos dez ensaios forem realizados, a força máxima pode ser determinada como sendo a força correspondente a uma probabilidade de 5% dos resultados obtidos serem menores que ela.

De acordo com o EUROCODE 4:2004, os ensaios de cisalhamento direto podem ser conduzidos com características diferentes do corpo-de-prova padronizado, entretanto algumas recomendações devem se atendidas:

- ✚ Os corpos-de-prova de ensaio deverão ser semelhantes ao padronizado;
- ✚ A laje e a armadura deverão ter dimensões compatíveis com as das vigas mistas correspondentes;
- ✚ Em relação ao comprimento da laje, um espaçamento longitudinal mínimo entre os conectores deve ser mantido;
- ✚ A largura da laje será menor ou igual à largura efetiva 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, por isso algumas adaptações foram realizadas nos ensaios de *push-out* desse estudo.

Outra possibilidade de se avaliar o comportamento misto desses elementos seria a utilização de ensaios de flexão, que apesar de serem maiores e mais difíceis de serem confeccionados, apresentam menor dispersão e maior semelhança com o comportamento normalmente observado.

O ensaio de flexão em quatro pontos consiste em aplicar um carregamento concentrado nos terços do vão sobre a peça biapoiada, medindo o deslocamento vertical no meio do vão a cada novo incremento de carga, conforme ilustra a Figura 4.3.

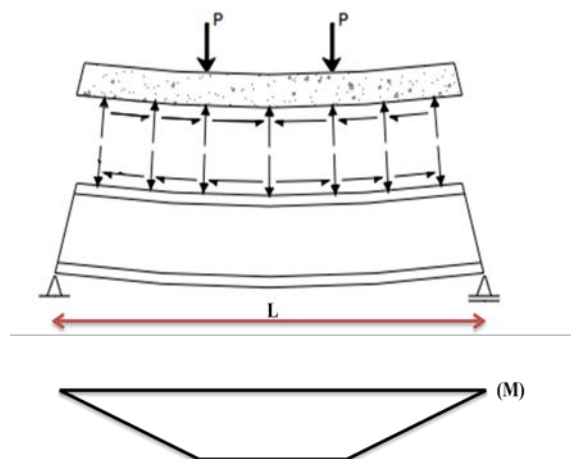


Figura 4.3 – Ensaio de flexão em quatro pontos.

Inicialmente, essa carga é zerada e o seu valor é aumentado com o tempo, até que ocorra a ruptura do corpo-de-prova. Alguns equipamentos utilizados para a realização do ensaio são dois apoios ajustáveis, um dispositivo de aplicação da carga e um medidor de deslocamento.

Nesse ensaio, o momento fletor entre os apoios internos permanece constante e apenas tensões de tração e de compressão atuam ao longo da seção transversal.

É um ensaio amplamente utilizado para avaliar materiais frágeis ou de elevada dureza, uma vez que estes dificultam a utilização de outros tipos de ensaio para a determinação das propriedades mecânicas, como o ensaio de tração. As propriedades mecânicas avaliadas são a tensão normal por flexão, o módulo de elasticidade e a flecha.

No ensaio de flexão em vigas mistas, há uma transferência de forças entre os elementos que compõem a seção transversal, que pode ser analisada através da medição do deslizamento relativo entre os materiais.

Para se ter uma visão completa do comportamento dos pisos mistos e da interface, optou-se por um programa de ensaios que contemplasse as duas alternativas, isto é, com ensaios de cisalhamento direto e de flexão.

A seguir, são apresentados e detalhados todos os aspectos referentes à metodologia utilizada no desenvolvimento do programa experimental, além das previsões obtidas com a utilização dos modelos teóricos disponíveis. Por fim, são fornecidos e discutidos os resultados obtidos nos ensaios.

Inicialmente foram feitas a caracterização dos materiais, a concretagem dos modelos, a montagem dos ensaios e a instrumentação no Laboratório de Estruturas (LE) do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC. Foram realizados três ensaios de cisalhamento direto (*push-out*) de piso misto de pequena altura com controle de deslocamento para a determinação da resistência da ligação aço-concreto, um exemplar e duas réplicas. E foi realizado um ensaio de piso misto de pequena altura (*slim floor*) submetido à flexão em quatro pontos com controle de força para a determinação do momento resistente do piso misto com grau de *conexão parcial*.

Optou-se pelo ensaio de um único modelo de piso misto de pequena altura submetido à flexão em quatro pontos devido ao curto período de tempo para realização do mesmo e também pelo alto custo dos modelos, considerando ainda que a variabilidade de resultados em ensaios de flexão não é tão alta quanto nos ensaios de cisalhamento.

Como Sales (2014) não realizou o ensaio de flexão do piso misto convencional, para dar continuidade a sua pesquisa com laje alveolar e perfil metálico com conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça e para efeito de comparação entre o sistema convencional e o sistema *slim floor*, foi realizado também um ensaio de piso misto convencional submetido à flexão em quatro pontos com controle de força para determinação do momento resistente do piso misto com grau de *conexão parcial*.

No total, foram realizados cinco ensaios, os quais são detalhados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Modelos a serem ensaiados.

| Modelo | Ensaio   | Perfil    | Conector | Armadura | Observações |
|--------|----------|-----------|----------|----------|-------------|
| PO-1   | Push-out | W200x46,1 | Alma     | Sem      | Exemplar    |
| PO-2   | Push-out | W200x46,1 | Alma     | Sem      | Réplica     |
| PO-3   | Push-out | W200x46,1 | Alma     | Sem      | Réplica     |
| FSF*   | Flexão   | W200x46,1 | Alma     | Sem      | Exemplar    |
| FC*    | Flexão   | W200x46,1 | Mesa     | Com      | Exemplar    |

\*FSF – piso misto de pequena altura submetido à flexão;

\*FC – piso misto convencional submetido à flexão.

## 4.1 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS FÍSICOS

Foram propostos para a investigação experimental modelos que caracterizassem o comportamento do piso misto de pequena altura à flexão e ao cisalhamento.

Os modelos físicos eram compostos por lajes alveolares protendidas, com resistência à compressão característica de 45 MPa e altura de 160 mm. A sua largura era de 1245 mm e possuíam comprimento de 500 mm para a confecção dos modelos. Essas lajes foram doadas pela empresa Tatu Pré-Moldados. Na Figura 4.4 é esboçada a seção transversal da laje alveolar utilizada.

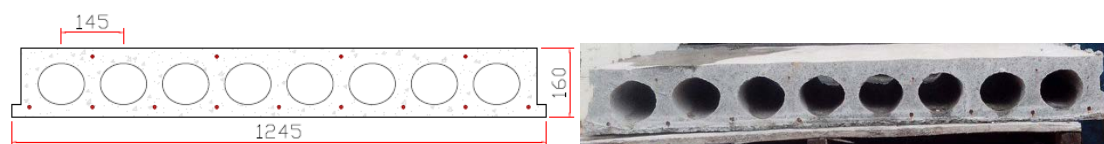


Figura 4.4 – Dimensões da laje alveolar protendida (mm).

Além disso, para compor a seção transversal dos modelos de cisalhamento direto e de flexão, foi utilizado o perfil metálico laminado indicado na Figura 4.5, com seção transversal do tipo W 200x46,1 em aço A 572 grau 50. Os comprimentos de cada modelo eram 1500 e 3735 mm, respectivamente. Optou-se pelo uso de um perfil disponível no mercado e por realizar um corte na mesa superior do perfil metálico utilizado no piso misto de pequena altura submetido à flexão para facilitar a concretagem.

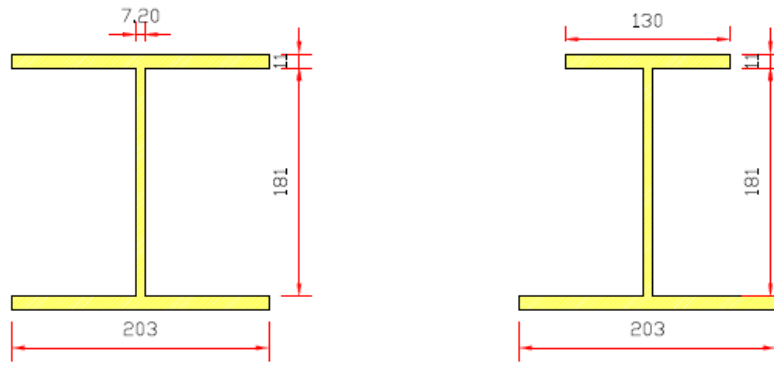


Figura 4.5 – Seções transversais dos perfis utilizados nos ensaios (mm).

Outro componente importante é o conector de cisalhamento. O diâmetro e a altura dos conectores tipo pino com cabeça foram mantidos constantes em todos os ensaios, isto é, o diâmetro do fuste era de 19 mm, o diâmetro da cabeça era de 31,6 mm com espessura de 10 mm e a altura do conector era de 110 mm. O detalhe do conector pode ser visto na Figura 4.6.

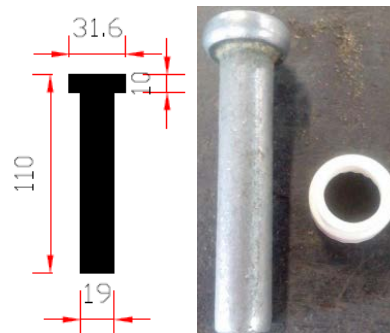
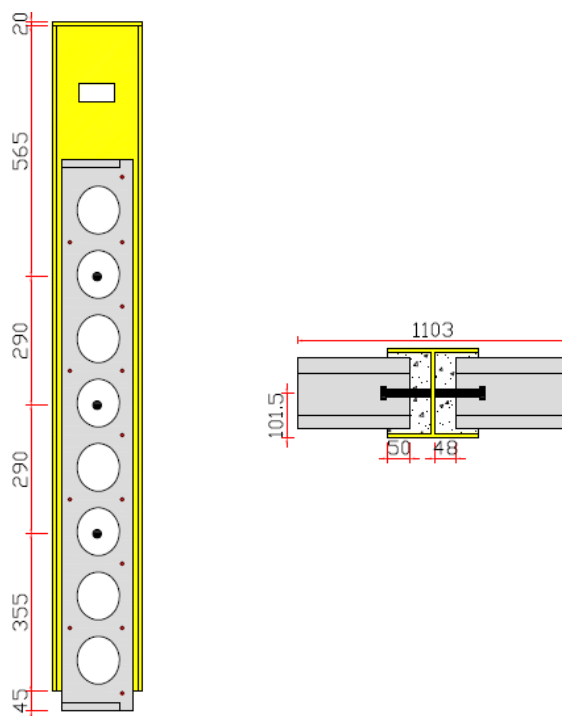


Figura 4.6 – Detalhe do conector tipo pino com cabeça em (mm).

#### 4.1.1 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

As dimensões dos modelos de cisalhamento direto foram limitadas pela capacidade nominal da máquina de ensaio universal servo-hidráulica Instron, com controle digital por computador, com capacidade para 2500 kN e espaço para ensaio de 4000mm (altura) x 822mm (comprimento) x 514mm (largura), disponível no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, local em que os ensaios foram realizados (Figura 4.7). Logo, seis conectores foram soldados em cada modelo de *push-out*, adotando o mesmo espaçamento entre os conectores do ensaio de flexão, mas respeitando a capacidade nominal da máquina de ensaios.

Os perfis não foram engraxados, pois almejava-se medir a resistência da ligação aço-concreto com a contribuição das chaves de cisalhamento.



**Figura 4.7 – Seção transversal e posição dos conectores do modelo de cisalhamento direto (mm).**

#### 4.1.2 PISO MISTO SUBMETIDO À FLEXÃO

A determinação do número de conectores necessários para garantir a interação parcial mínima no piso misto convencional foi feita por meio do programa *Viga Mista vs 3.0*, desenvolvido no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. Adotando uma laje maciça (3735 x 1080 x 200 mm) com resistência à compressão característica de 30 MPa, o número de conectores necessários entre a seção de momento fletor máximo e a seção de momento fletor mínimo são oito com previsão de momento resistente de cálculo de 316 kN.m. Entretanto, adotando uma laje maciça (3735 x 480 x 200 mm), considerando somente a região na qual os alvéolos estão preenchidos, com resistência à compressão característica de 30 MPa, o número de conectores necessários entre a seção de momento fletor máximo e a seção de momento fletor mínimo são sete com previsão de momento resistente de cálculo de 294 kN.m. Os conectores foram soldados nos perfis metálicos com a utilização de solda ao arco elétrico.

Foram soldados oito conectores, quatro de cada lado, na alma do perfil metálico do piso misto de pequena altura na região entre o momento fletor máximo e o momento fletor nulo adjacente. Já no piso misto convencional, houve um equívoco na distribuição dos conectores e foram soldados cinco conectores na mesa superior do perfil metálico na região entre o momento fletor máximo e o momento fletor nulo adjacente, porém considerou-se também a alça com diâmetro de 16 mm soldada na mesa superior do perfil metálico para transporte como dois conectores de cisalhamento adicionais.

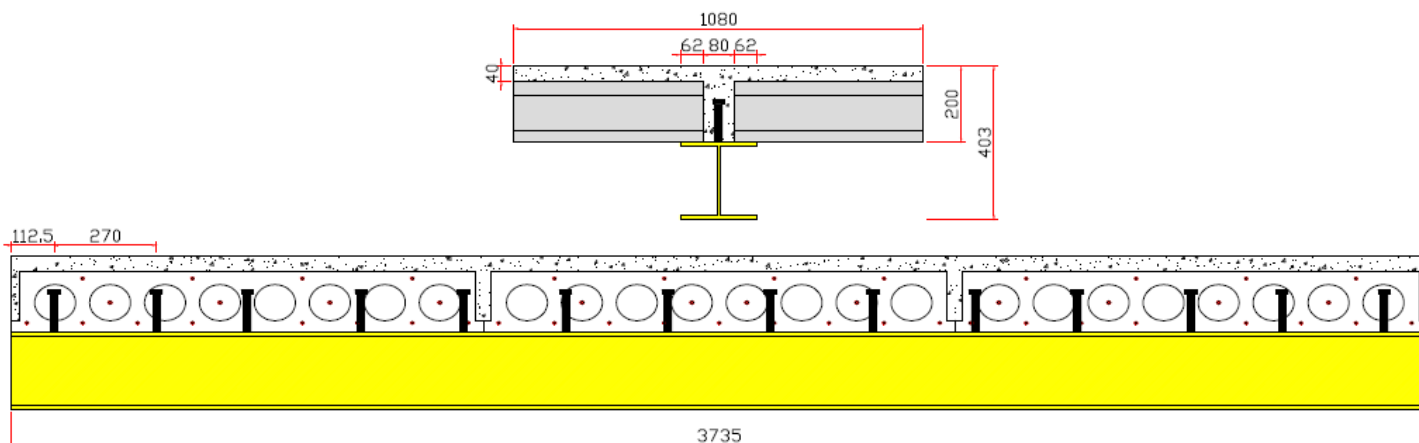
As características geométricas dos modelos físicos e os espaçamentos entre os conectores são apresentados nas Figura 4.9 e Figura 4.10.

As lajes alveolares no piso misto convencional eram ligadas por meio de armadura transversal de 10 mm de diâmetro e 400 mm de comprimento, posicionada dentro dos alvéolos simetricamente a partir do centro do perfil de aço, totalizando 12 barras. Tampões de EPS foram colocados em todos os alvéolos a uma profundidade de 200 mm da face para que o concreto moldado no local envolvesse a armadura transversal e ao mesmo tempo não preenchesse os alvéolos por completo, formando assim, chaves de cisalhamento (Figura 4.8).

A capa de concreto com espessura de 40 mm era armada com uma tela soldada Q138, composta de fios com diâmetro de 4,2 mm, espaçadas a cada 100 mm. A tela soldada foi colocada a 20 mm acima da laje alveolar utilizando-se espaçadores para concreto.



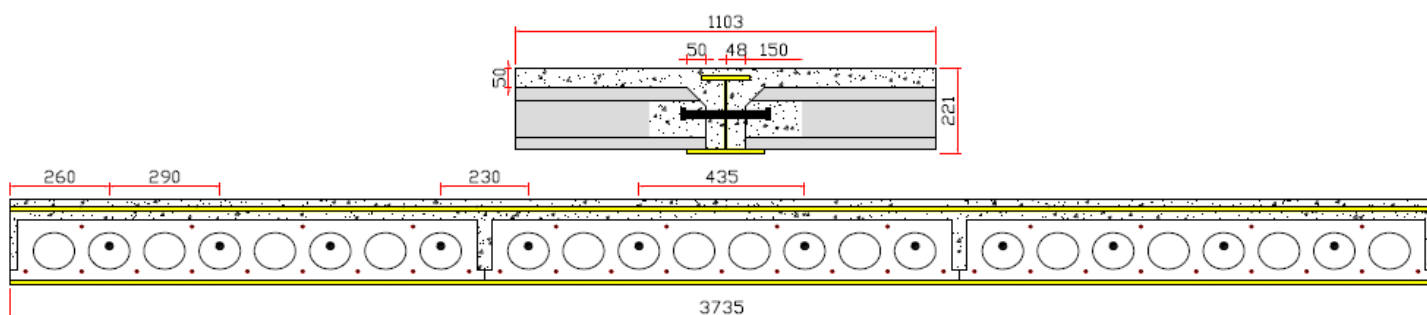
**Figura 4.8 – Posição da armadura transversal e colocação do EPS nos alvéolos.**



**Figura 4.9 – Seção transversal e posição dos conectores do piso misto convencional (mm).**

No piso misto de pequena altura, decidiu-se soldar os conectores na alma dos perfis para manter a simetria do ensaio de cisalhamento em um modelo de pequenas dimensões.

As lajes alveolares foram, então, posicionadas sobre a mesa inferior do perfil metálico, deixando uma junta longitudinal de 48 mm para o lançamento do concreto de preenchimento. Dessa forma, a largura de apoio das lajes sobre o perfil metálico foi de 50 mm. A extremidade das lajes alveolares, na região de apoio sobre o perfil metálico, também possuía um pequeno chanfro para facilitar a concretagem.



**Figura 4.10 – Seção transversal e posição dos conectores do piso misto de pequena altura (mm).**

Tampões de EPS foram colocados em todos os alvéolos a uma profundidade de 150 mm da face para que o concreto moldado no local envolvesse os conectores e ao mesmo tempo não preenchesse os alvéolos por completo, formando assim, chaves de cisalhamento.

A capa de concreto com espessura de 50 mm era armada com uma tela soldada Q138, composta de fios com diâmetro de 4,2 mm, espaçadas a cada 100 mm. A tela soldada foi colocada a 30 mm acima da laje alveolar utilizando-se espaçadores para concreto.

## 4.2 MOLDAGEM, ADENSAMENTO E CURA DO CONCRETO

A concretagem dos modelos de *push-out* foi realizada em três etapas. Inicialmente, a regularização das bases das lajes alveolares foi feita com graute. Após sete dias, um dos lados do modelo de *push-out* foi concretado pelos alvéolos, preenchendo 150 mm de cada alvéolo, e este foi submetido a um período de cura de cinco dias. Apenas após o referido período de cura do primeiro lado concretado, foram realizadas a montagem e a concretagem do outro lado (Figura 4.11).



Figura 4.11 – Preparação e concretagem do modelo de *push-out*.

Sucintamente as etapas de moldagem, adensamento e cura dos modelos de pisos mistos são descritas a seguir:

a) Preparação dos modelos físicos (Figura 4.12) e colagem de extensômetros no perfil metálico (Figura 4.13);

b) Concretagem;

c) Adensamento por um vibrador de imersão convencional;

d) Acabamento da superfície;

e) Moldagem dos corpos de prova.

A Figura 4.14 ilustra a etapa de concretagem, adensamento e acabamento.





Figura 4.12 – Preparação dos modelos de flexão para concretagem.



(a)

(b)

(c)

Figura 4.13 – Colagem dos extensômetros no perfil metálico e nos conectores. a) Piso misto convencional b) Modelo de *push-out* c) Piso misto de pequena altura.



Figura 4.14 – Concretagem, adensamento e nivelamento dos modelos de flexão.

### 4.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

#### 4.3.1 CONCRETO

Não foram realizados ensaios de caracterização do concreto que compõe as lajes alveolares protendidas. Porém, a empresa Tatu Pré-moldados possui um controle de qualidade e forneceu que a resistência característica do concreto era de 45 MPa.

Já o concreto utilizado para a capa foi executado no local. A definição do traço do concreto levou em consideração a literatura existente, buscando-se um concreto de classe C25/C30 e com adequada relação a/c de modo a se obter um concreto com alta trabalhabilidade, e assim, facilitar o preenchimento dos alvéolos durante a concretagem da capa sobre as lajes alveolares. Para os pisos mistos de pequena altura foi utilizado o traço que continha brita 0 ao invés de brita 1, pois, o espaço de preenchimento era pequeno. Na Tabela 4.2 é apresentado o traço, por metro cúbico, do concreto moldado no local.

**Tabela 4.2 – Traço do concreto moldado no local.**

| <b>Material</b>          | <b>Traço 1 (kg/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Traço 2 (kg/m<sup>3</sup>)</b> |
|--------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| <b>Cimento CPV - ARI</b> | 306                               | 365                               |
| <b>Areia</b>             | 887                               | 883                               |
| <b>Brita 1</b>           | 903                               | -                                 |
| <b>Brita 0</b>           | -                                 | 942                               |
| <b>Água</b>              | 199                               | 248                               |
| <b>Aditivo</b>           | 0.5                               | -                                 |

Para a caracterização do concreto foram moldados, em cada dia de concretagem e para cada betonada realizada, oito corpos de prova cilíndricos de 10x20 cm (Figura 4.15), os quais foram utilizados para os ensaios especificados na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3 – Caracterização do concreto de preenchimento.**

| <b>CPs</b> | <b>Tipo de ensaio</b>             | <b>Normas</b> |
|------------|-----------------------------------|---------------|
| <b>4</b>   | Compressão/Módulo de Elasticidade | NBR 5739:2007 |
| <b>4</b>   | Compressão diametral (tração)     | NBR 7222:1994 |



**Figura 4.15 – Moldagem e ensaio dos corpos de prova cilíndricos de concreto.**

A trabalhabilidade do concreto no estado fresco foi determinada pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, conforme a recomendação da norma mercosul NBR NM 67 (1998). Já no estado endurecido, a resistência à compressão do concreto foi determinada segundo as recomendações da norma NBR 5739 (2007). A resistência à tração por compressão diametral do concreto foi medida segundo a norma NBR 7222 (1994).

A Tabela 4.4 apresenta as propriedades mecânicas do concreto convencional obtidas a partir dos ensaios de compressão e tração por compressão diametral para os corpos de prova cilíndricos. Destaca-se que “B1” e “B2” referem-se às betonadas e como foi utilizado o cimento CPV – ARI, percebeu-se que o ganho de resistência após o 14º dia não era significativo, então optou-se por ensaiar modelos antes dos 28 dias. Pode-se observar que o modelo de *push-out* foi ensaiado com um lado possuindo um concreto com idade de 21 dias e o outro lado com idade de 14 dias.

**Tabela 4.4 – Valores de resistência à compressão e tração, módulo de elasticidade e desvio padrão do concreto.**

| Concreto | Idade | Resistência à Compressão Média (MPa) | Resistência à Tração Média (MPa) | Módulo de Elasticidade (GPa) | Desvio Padrão |
|----------|-------|--------------------------------------|----------------------------------|------------------------------|---------------|
| PO – B1  | 21    | 35.90                                | 2.18                             | 28.90                        | 1,82          |
| PO – B2  | 14    | 33.70                                | 2.09                             | 26.03                        | 0,20          |
| FSF – B1 | 21    | 36.20                                | 2.53                             | 27.30                        | 0,47          |
| FSF – B2 | 21    | 35.70                                | 2.41                             | 28.70                        | 1,31          |
| FC – B1  | 28    | 34.00                                | 2.36                             | 32.40                        | 0,35          |
| FC – B2  | 28    | 29.60                                | 2.05                             | 29.01                        | 0,76          |

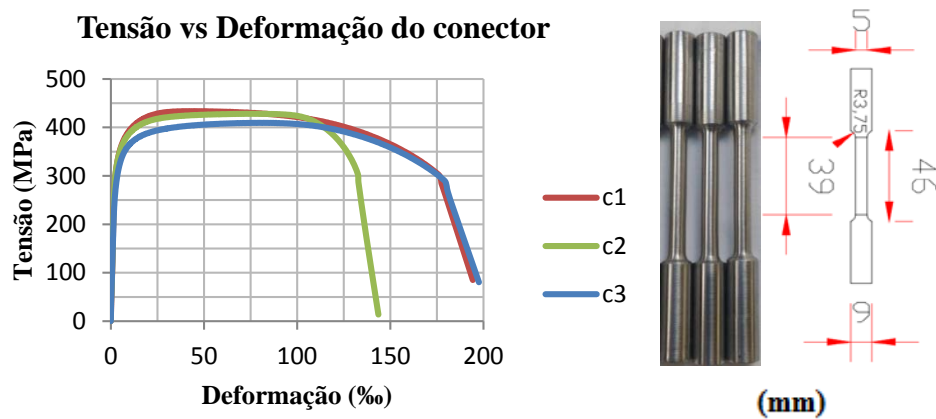
### 4.3.2 AÇO

O perfil metálico utilizado é constituído por aço A 572 grau 50. Na Tabela 4.5 são apresentadas as propriedades mecânicas desses perfis, conforme o catálogo do fabricante.

**Tabela 4.5 – Propriedades mecânicas do aço.**

| Material                       | A 572 grau 50 |
|--------------------------------|---------------|
| Limite de escoamento (MPa)     | 345           |
| Limite de resistência (MPa)    | 450           |
| Alongamento após a ruptura (%) | 18            |

Finalmente, foram obtidas as propriedades mecânicas do conector tipo pino com cabeça por meio do ensaio de tração conforme a recomendação da NBR ISO 6892-1 (2013) nas Figura 4.16 e Tabela 4.6.



**Figura 4.16 – Resultados do ensaio de tração do conector tipo pino com cabeça.**

**Tabela 4.6 – Propriedades mecânicas do conector tipo pino com cabeça.**

| Material                      | Aço Baixo Carbono |
|-------------------------------|-------------------|
| Limite de escoamento (MPa)    | 330               |
| Limite de resistência (MPa)   | 430               |
| Alongamento até a ruptura (%) | 10                |
| Módulo de Elasticidade (GPa)  | 200               |
| Desvio Padrão                 | 12,6              |

## 4.4 ESQUEMA DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação dos modelos físicos tem a função de permitir avaliar os valores de deslocamentos e deformações correspondentes à força aplicada pela máquina de ensaios. A Tabela 4.7 lista os principais equipamentos utilizados durante os ensaios de flexão e de cisalhamento.

**Tabela 4.7 – Equipamentos utilizados.**

| <b>Equipamento</b>                            | <b>Tipo</b> | <b>Finalidade</b>                               | <b>Marca</b>       |
|-----------------------------------------------|-------------|-------------------------------------------------|--------------------|
| <b>Máquina de ensaio servo-hidráulica</b>     | Modelo 8506 | Aplicação de força com controle de deslocamento | INSTRON            |
| <b>Cilindro hidráulico</b>                    |             | Aplicação de força com controle de força        |                    |
| <b>Sistema de aquisição de dados</b>          | System 5000 | Coleta e gravação automática de dados           | Measurements Group |
| <b>Extensômetros elétricos de resistência</b> | Uniaxiais   | Medir deformações                               | KYOWA              |
| <b>Transdutores de deslocamento</b>           |             | Medir deslocamentos                             | KYOWA              |

### 4.4.1 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado na Máquina de Ensaios Universais servo-controlada, da INSTRON Instruments, modelo 8506, com capacidade para aplicar até 2500 kN de força na tração ou compressão. A força de compressão foi aplicada a uma velocidade de 0,005 mm/s na parte superior do perfil metálico e as bases das lajes alveolares estavam apoiadas.

A fim de registrar as deformações nos componentes da seção mista e acompanhar a evolução destas com a aplicação de força de compressão, os modelos físicos foram instrumentados com extensômetros elétricos de resistência.

Após a soldagem dos conectores no perfil, quatro dos seis conectores, os mais próximos do ponto de aplicação de carga, foram instrumentados para a determinação da deformação do conector durante o ensaio. Para isso, foram colados extensômetros uniaxiais elétricos a cerca de 40 mm da base soldada do conector no lado a ser tracionado, considerando-o engastado no perfil metálico. A Figura 4.18 mostra a posição dos extensômetros utilizados para medir as deformações no conector.

Para medir o deslizamento relativo na interface aço-concreto, foram colocados quatro transdutores lineares de posição. Eles foram fixados no perfil metálico na altura

dos quatro conectores mais próximos ao ponto de aplicação do carregamento. Na Figura 4.18 é mostrado o esquema da instrumentação com os quatro transdutores. Já a Figura 4.17 mostra uma foto do modelo sendo ensaiado na investigação experimental dos pisos mistos de pequena altura.



Figura 4.17 – Esquema de ensaio do modelo de cisalhamento direto.

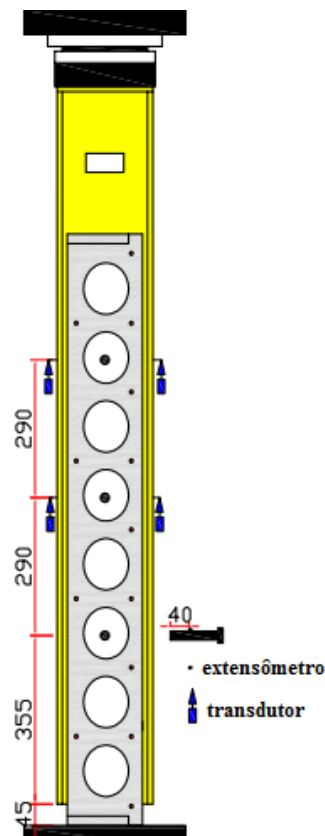


Figura 4.18 - Detalhe da instrumentação do modelo de cisalhamento direto (mm).

#### 4.4.2 PISO MISTO SUBMETIDO À FLEXÃO

A instrumentação definida para o estudo experimental do comportamento do piso misto submetido à flexão deste trabalho foi bem simples. Previamente à concretagem, para a análise do comportamento do perfil de aço foram colados seis extensômetros na alma e dois na mesa superior na seção central do modelo. Desse modo foram possíveis de se identificar as deformações nesse local, permitindo determinar a posição da linha neutra e a ocorrência de escoamento. Após a concretagem e a preparação da superfície, foram posicionados os extensômetros sobre a capa de concreto e na mesa inferior do perfil de aço, para medir suas deformações, e transdutores de deslocamento no meio do vão e nas extremidades da laje.

Os transdutores das extremidades foram utilizados para medir o deslizamento relativo entre o perfil e a laje, o que é importante para o estudo dessa interface. O comportamento dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça também é importante para o estudo do elemento misto, assim, como se trata de um ensaio de flexão em quatro pontos, no qual a força cortante máxima se encontra na região dos apoios, os penúltimos conectores foram instrumentados com extensômetros a cerca de 40 mm da base soldada no lado a ser tracionado.

Como já mencionado, trata-se de um ensaio de flexão em quatro pontos, cada uma das vigas tem 3735 mm de comprimento e foram aplicadas duas forças verticais a 1245 mm das extremidades, utilizando cilindros hidráulicos com capacidade para 1000 kN de carregamento estático. As duas forças foram aplicadas com controle de força. Tanto a laje de concreto quanto o perfil metálico foram simplesmente apoiados nas extremidades. A Figura 4.19 apresenta detalhadamente os pontos de instrumentação e a Figura 4.20 apresenta o esquema de ensaio definido para os modelos.

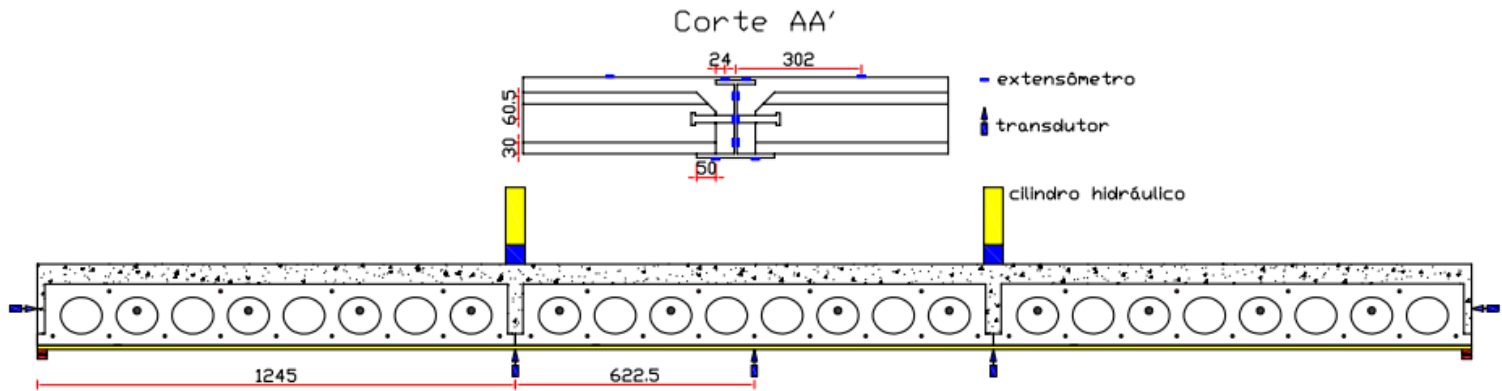


Figura 4.19 – Esquema de ensaio e instrumentação no piso misto de pequena altura (mm).



Figura 4.20 – Esquema de ensaio do piso misto submetido à flexão em quatro pontos.

## 4.5 PREVISÃO TEÓRICA DOS MODELOS EXPERIMENTAIS

Uma vez definidas as características dos modelos físicos, foi feita a análise teórica dos mesmos com o objetivo de se avaliar a sua adequação e também de se obter uma previsão inicial da sua capacidade resistente. Essa análise foi feita com a utilização das expressões teóricas mostradas anteriormente no Capítulo 3, desconsiderando os coeficientes de ponderação e considerando a resistência à compressão característica do concreto ( $f_{ck}$ ) igual a 33 MPa, o módulo de elasticidade do concreto ( $E$ ) igual a 27500 MPa, a tensão de escoamento do aço igual ( $f_y$ ) a 345 MPa e a tensão de ruptura do aço do conector ( $f_{ucs}$ ) igual a 430 MPa, e os resultados obtidos são mostrados a seguir.



#### 4.5.1 PISO MISTO CONVENCIONAL

O cálculo da força resistente dos conectores, considerando a alça soldada na mesa do perfil de aço com diâmetro de 16 mm (CA-50), é dado pela NBR 8800:2008:

$$\sum Q_{Rd} \leq \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E}}{2} = \frac{18,2 \sqrt{3,3 \cdot 2750}}{2} = 866,9 \text{ kN}$$

$$A_{cs} f_{ucs} = 14,18 \cdot 43 + 4,02 \cdot 50 = 810,7 \text{ kN}$$

Onde  $A_{cs} = 5 \cdot (\pi \cdot 9,5^2) + 2 \cdot (\pi \cdot 8^2) = 1820 \text{ mm}^2$

Já o cálculo da força resistente dos conectores proposto por Araújo et al (2016), considerando a alça soldada na mesa do perfil de aço com diâmetro de 16 mm e a armadura transversal com diâmetro de 10 mm (CA-50), é dado:

$$\sum Q_{Rd} \leq \frac{0,29 \cdot \lambda \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \varepsilon \cdot d^2 \sqrt{f_{cm} E_{cm}}}{f_{ucs} \cdot A_{cs}} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,43 \cdot (5 \cdot (19^2) + 2 \cdot (16^2)) \cdot \sqrt{33 \cdot 27500}}{43 \cdot 14,18 + 50 \cdot 4,02} = 915,3 \text{ kN}$$

Pode-se perceber que as equações indicam a ruptura do conector por cisalhamento. O piso misto de alma cheia possui interação parcial, pois:

$$\sum Q_{Rd} < f_{ck} b t_c = 3,3 \cdot 108 \cdot 20 = 7128 \text{ kN}$$

$$\sum Q_{Rd} < A_a f_y = 58,6 \cdot 34,5 = 2021,7 \text{ kN}$$

O grau de conexão é dado:

$$\eta_i = \frac{810,7}{2021,7} = 0,4$$

$$\eta_{i,\text{mín}} = 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,75 - 0,03 L_e) = 1 - \frac{20000}{578 \cdot 34,5} (0,75 - 0,03 \cdot 3,735) = 0,36$$

Ocorrendo essas condições, tem-se que  $C_{cd} = \sum Q_{Rd}$ , então, a determinação de  $C_{ad}$ ,  $T_{ad}$  e  $y_p$  é feita a partir das expressões a seguir.

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_y - C_{cd}) = \frac{1}{2} (2021,7 - 810,7) = 605,5 \text{ kN}$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} = 810,7 + 605,5 = 1416,2 \text{ kN}$$

A posição da linha neutra no perfil metálico medida a partir do topo do perfil metálico é definida a seguir:

Para  $C_{ad} \leq A_{af} f_y = 22,33 \cdot 34,5 = 770,4 \text{ kN}$ , a linha neutra passa na mesa superior:

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} f_y} t_f = \frac{605,5}{770,4} \cdot 1,1 = 0,86 \text{ cm}$$

A linha neutra na laje:

$$a = \frac{C_{cd}}{f_{ck} b} = \frac{810,7}{3,3 \cdot 108} = 2,3 \text{ cm}$$

Confirmou-se que a linha neutra na laje está localizada na capa de concreto, logo, a consideração da largura efetiva como a largura total da laje como se fosse maciça está correto, pois despreza-se a participação do concreto na zona tracionada.

O momento fletor resistente é dado:

$$M_R = \beta_{vm} \left[ C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t \right) \right]$$

$$M_R = 1 \cdot \left[ 605,5 \cdot (20,3 - 6,0 - 0,43) + 810,7 \cdot \left( 20 - \frac{2,3}{2} + 20,3 - 6,0 \right) \right]$$

$$M_R = 352,7 \text{ kN.m}$$

🚧 Verificação do momento resistente caso fosse interação completa:

Considerou-se agora a largura efetiva da laje como sendo somente a largura na qual os alvéolos se encontravam preenchidos, pois quando se considerou a largura total da laje, a linha neutra se encontrava na região do alvéolo.

O piso misto com interação completa e a linha neutra da seção plastificada passa na laje de concreto, pois:

$$f_{ck} b t_c = 3,3 \cdot 48 \cdot 20 = 3168 \text{ kN}$$

$$A_a f_y = 58,6 \cdot 34,5 = 2021,7 \text{ kN}$$

$$f_{ck} b t_c > A_a f_y$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo da laje de concreto pode ser determinada como a seguir indicado:

$$a = \frac{A_a f_y}{f_{ck} b} = \frac{58,6 \cdot 34,5}{3,3 \cdot 48} = 12,8 \text{ cm}$$

A seguir, o momento fletor resistente é calculado e pode-se perceber o ganho de resistência quando se considera a *interação completa*:

$$M_R = \beta_{vm} T_{ad} \left( d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_R = 1 \cdot 2021,7 \cdot \left( 10,15 + 20 - \frac{12,8}{2} \right)$$

$$M_R = 480,2 \text{ kN.m}$$

#### 4.5.2 PISO MISTO DE PEQUENA ALTURA

O piso misto de pequena altura possui interação completa pela formulação apresentada por De Nardin e El Debs (2008) e esta só considera o concreto entre as mesas do perfil, logo a posição da linha neutra é dada:

$$y_{pn} = \frac{-A_{ms} f_y + t_w t_{f2} f_y + b_c t_{f2} f_{ck} + t_w d f_y - t_w t_{f1} f_y + A_{mi} f_y}{2 \cdot t_w f_y + b_c f_{ck}}$$

$$y_{pn} = \frac{-14,3 \cdot 34,5 + 109,58 \cdot 1,1 \cdot 3,3 + 0,72 \cdot 20,3 \cdot 34,5 + 22,33 \cdot 34,5}{2 \cdot 0,72 \cdot 34,5 + 109,58 \cdot 3,3} = 2,87 \text{ cm}$$

O módulo resistente plástico é calculado a partir das expressões na Tabela 4.8 a seguir:

**Tabela 4.8 – Módulo de resistência plástico para o piso misto estudado.**

| <b>Módulo plástico em x</b>                                                                                                                                                                                                                                               |                                                         |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| $Z_1 = A_{ms} (d_c + 0,5 t_{f2}) = 14,3 \cdot (1,76 + 0,5 \cdot 1,1)$<br>$Z_2 = A_{mi} (d_i + 0,5 t_{f1}) = 22,33 \cdot (16,34 + 0,5 \cdot 1,1)$<br>$Z_{3t} = d_i^2 t_w 0,5 = (1,76^2) \cdot 0,72 \cdot 0,5$<br>$Z_{3c} = d_c^2 t_w 0,5 = (16,34^2) \cdot 0,72 \cdot 0,5$ | $Z_4 = b_c 0,5 d_c^2 = 109,58 \cdot 0,5 \cdot (1,76^2)$ |
| <b>Módulo plástico da seção de aço</b>                                                                                                                                                                                                                                    | <b>Módulo plástico da seção de concreto</b>             |
| $Z_{xs} = Z_1 + Z_2 + Z_{3c} + Z_{3t} = 507,42 \text{ cm}^3$                                                                                                                                                                                                              | $Z_{xc} = Z_4 = 169,72 \text{ cm}^3$                    |

O momento fletor resistente é dado:

$$M_{R,pl} = f_y \times Z_{xs} + f_{ck} \times Z_{xc} = 34,5 \cdot 507,42 + 3,3 \cdot 169,72 = 180,7 \text{ kN.m}$$

Já considerando a laje de concreto da mesma altura do perfil metálico, a posição da linha neutra é dada:

$$y_{pn} = \frac{A_{ms}(f_{ck} - f_y) + t_w t_{f2}(f_y - f_{ck}) + t_w d f_y - t_w t_{f1} f_y + A_{mi} f_y}{2 \cdot t_w f_y + b_c f_{ck}}$$

$$y_{pn} = \frac{14,3 \cdot (3,3 - 34,5) + 0,72 \cdot 1,1 \cdot (34,5 - 3,3) + 0,72 \cdot 20,3 \cdot 34,5 - 0,72 \cdot 1,1 \cdot 34,5 + 22,33 \cdot 34,5}{2 \cdot 0,72 \cdot 34,5 + 109,58 \cdot 3,3}$$

$$y_{pn} = 2 \text{ cm}$$

O módulo resistente plástico é calculado a partir das expressões na Tabela 4.9 a seguir:

**Tabela 4.9 – Módulo de resistência plástico para o piso misto em questão.**

| <b>Módulo plástico em x</b>                                                                                                                                                                                                                                       |                                                                                                                           |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $Z_1 = A_{ms}(d_c + 0,5t_{f2}) = 14,3 \cdot (0,9 + 0,5 \cdot 1,1)$<br>$Z_2 = A_{mi}(d_i + 0,5t_{f1}) = 22,33 \cdot (17,2 + 0,5 \cdot 1,1)$<br>$Z_{3t} = d_i^2 t_w 0,5 = (0,9^2) \cdot 0,72 \cdot 0,5$<br>$Z_{3c} = d_c^2 t_w 0,5 = (17,2^2) \cdot 0,72 \cdot 0,5$ | $Z_4 = A_{cs}(d_c + 0,5t_{f2}) = 99 \cdot (0,9 + 0,5 \cdot 1,1)$<br>$Z_5 = b_c 0,5d_c^2 = 109,58 \cdot 0,5 \cdot (0,9^2)$ |
| <b>Módulo plástico da seção de aço</b>                                                                                                                                                                                                                            | <b>Módulo plástico da seção de concreto</b>                                                                               |
| $Z_{xs} = Z_1 + Z_2 + Z_{3c} + Z_{3t} = 523,9 \text{ cm}^3$                                                                                                                                                                                                       | $Z_{xc} = Z_4 + Z_5 = 187,9 \text{ cm}^3$                                                                                 |

O momento fletor resistente é dado:

$$M_{R,pl} = f_y \times Z_{xs} + f_{ck} \times Z_{xc} = 34,5 \cdot 523,9 + 3,3 \cdot 187,9 = 186,9 \text{ kN.m}$$

### 4.5.3 RESISTÊNCIA DO CONECTOR TIPO PINO COM CABEÇA

As variáveis que influenciam a transferência de esforços são: a resistência do conector e a resistência do concreto da laje à fissuração longitudinal devido à alta concentração de esforços de cisalhamento. Conhecidas essas variáveis pode-se determinar a resistência da ligação aço-concreto.

A resistência ao cisalhamento do conector tipo pino com a cabeça é dada pelo menor valor a seguir:

$$Q_{Rd} < \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E}}{2} = \frac{2,84 \sqrt{3,3 \cdot 2750}}{2} = 135,3 \text{ kN}$$

$$A_{cs} f_{ucs} = 2,84 \cdot 43 = 122,1 \text{ kN}$$

Os valores obtidos de capacidade resistente foram adequados e, desta forma, pôde-se executar os modelos e efetuar os ensaios previstos, adotando os equipamentos de ensaio apropriados, cujos principais resultados são mostrados nos itens a seguir. Estes valores serão comparados com os resultados experimentais.

## 4.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS

### 4.6.1 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto estão apresentados através de tabelas e gráficos. São discutidos e analisados os resultados de deslizamento relativo na interface, deformação nos conectores, força máxima nos conectores e modo de ruptura. A força aplicada pela célula de carga foi dividida por seis, admitindo os conectores como flexíveis, nos quais a força aplicada se distribui igualmente entre os conectores.

De forma geral, os modelos de cisalhamento direto romperam no concreto através de fissura por fendilhamento ao longo da altura do modelo físico, fissura por esmagamento do concreto adjacente ao conector e fissura por cisalhamento. A configuração final dos modelos após a realização do ensaio e sua forma de ruptura são mostradas na Figura 4.21.

A fim de verificar a configuração final dos conectores de cisalhamento, um dos modelos de *push-out* foi escarificado, tendo sido retirado o concreto em volta dos conectores. Feito isso, foi possível a análise visual destes conectores e a verificação de que estes se mantinham praticamente intactos, porém as leituras de deformação nos conectores no momento de ruptura indicam que o conector atingiu a tensão de escoamento do aço nesses modelos. Portanto, não ocorreu o modo de falha por ruptura do conector por flexão.

Em alguns casos ocorreu a ruptura da solda, o que pode ser devido à espessura da alma do perfil metálico, ao diâmetro do conector ou a área de solda (Figura 4.22).



Figura 4.21 – Configuração final dos modelos de cisalhamento direto.



Figura 4.22 – Configuração final dos conectores no modelo de *push-out*.

#### 4.6.1.1 COMPORTAMENTO DA LIGAÇÃO AÇO-CONCRETO

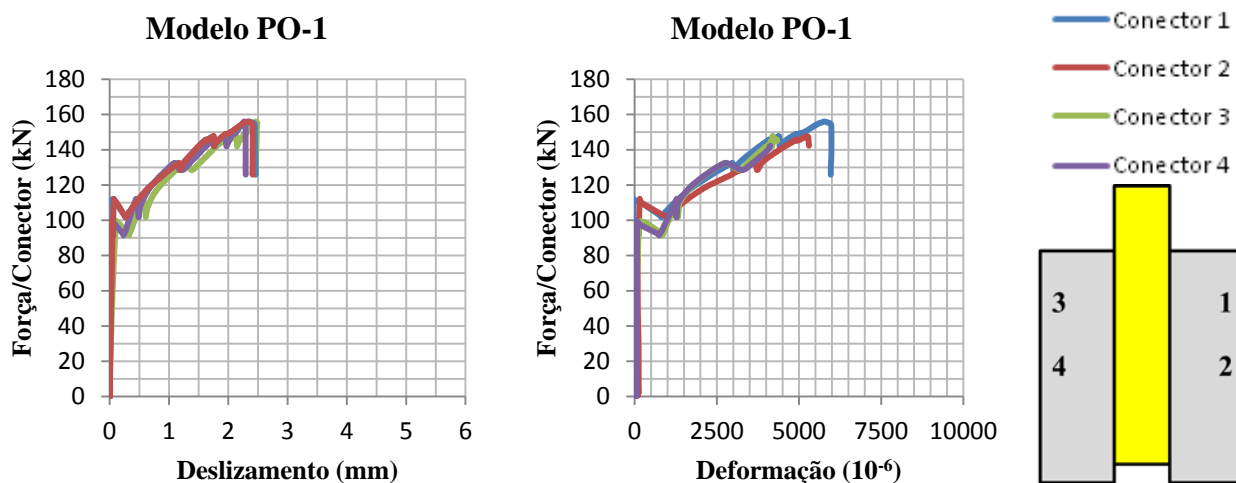
Observou-se que uma vez que se inicia o esmagamento do concreto adjacente ao conector, forma-se uma fissura por fendilhamento a partir da interface que se propaga

ao longo da laje, e posteriormente há, em alguns casos, a ruptura da solda. Uma vez atingida a força máxima no ensaio, o modelo foi solicitado até ocorrer a ruptura da solda em um dos lados do perfil, sem que houvesse o aumento significativo da resistência da ligação aço-concreto. Há também a formação de fissura por cisalhamento a partir do último conector.

Em termos de capacidade resistente, os conectores soldados na alma do perfil metálico com os alvéolos preenchidos das lajes alveolares foram em média 24% mais resistentes que o modelo teórico previsto por norma. Na Tabela 4.10 são apresentados os valores de força máxima de um conector obtida experimentalmente e teoricamente para os três modelos de cisalhamento direto com laje alveolar de 160 mm de altura. Os resultados obtidos nos ensaios dos três modelos de cisalhamento direto foram agrupados em função dos registros de deformação dos conectores e deslizamento relativo na interface entre a laje de concreto e o perfil metálico como mostrados nas Figura 4.23, Figura 4.24, Figura 4.25 e Figura 4.26.

**Tabela 4.10 – Capacidade resistente experimental e teórica nos modelos de cisalhamento direto.**

| Elemento | Força Máxima Experimental (kN) | Força Média (kN) | Força Máxima Teórica (kN) |
|----------|--------------------------------|------------------|---------------------------|
| PO-1     | 156,00                         |                  |                           |
| PO-2     | 131,27                         | 151,10           | 122,10                    |
| PO-3     | 166,05                         |                  |                           |



**Figura 4.23 – Gráficos de força versus deslizamento/deformação do modelo PO-1.**

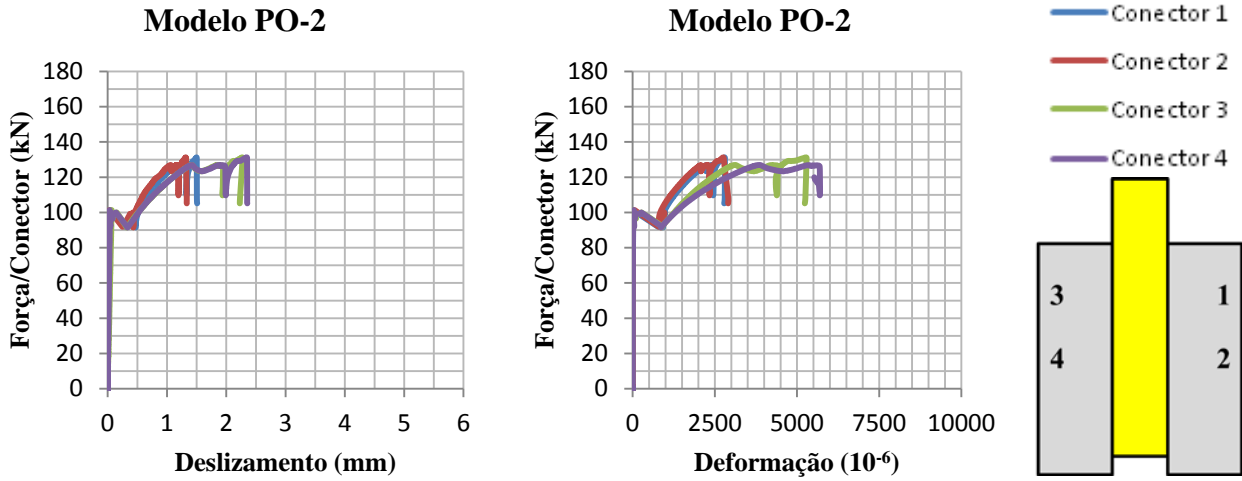


Figura 4.24 – Gráficos de força versus deslizamento/deformação do modelo PO-2.

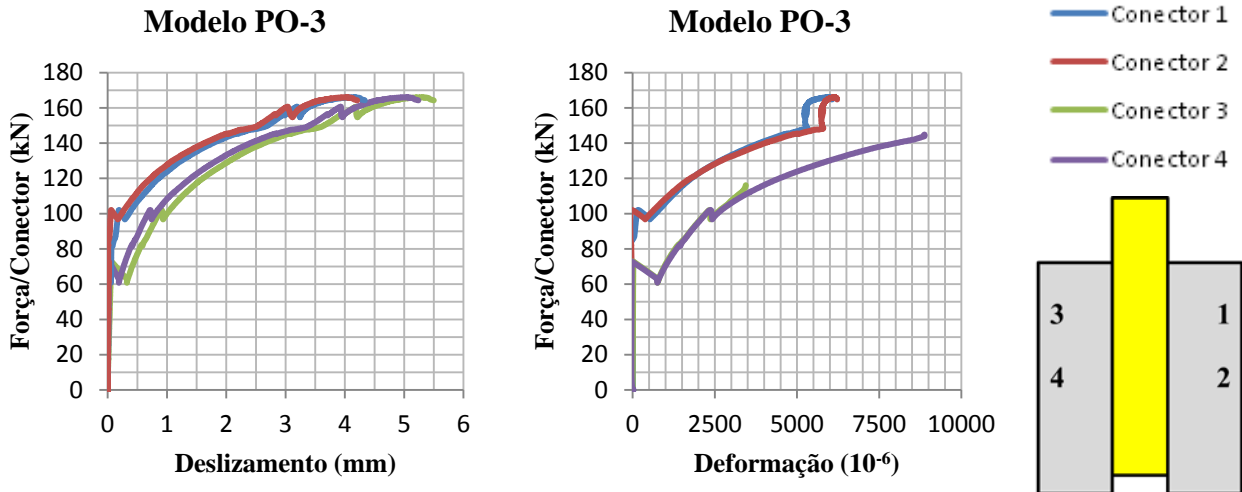


Figura 4.25 – Gráficos de força versus deslizamento/deformação do modelo PO-3.

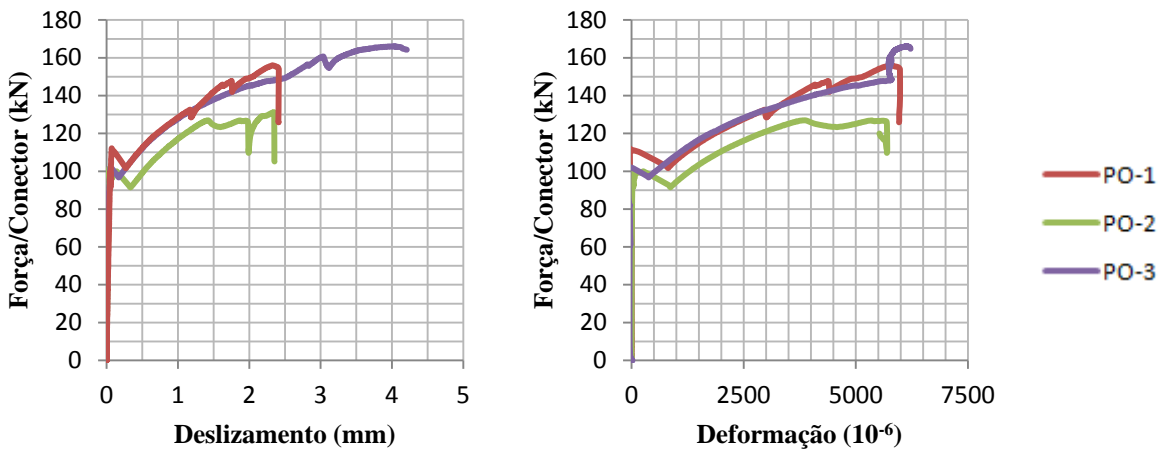


Figura 4.26 – Comparação entre os modelos ensaiados de push-out.



Ao avaliar as curvas plotadas para os modelos PO-1, PO-2 e PO-3, observa-se que estas apresentam comportamento similar em termos de rigidez e capacidade resistente, indicando confiabilidade dos resultados. A força máxima, a qual corresponde a capacidade resistente da ligação aço-concreto foi de 936,01 kN para o modelo PO-1, de 787,60 kN para o modelo PO-2 e de 996,30 kN para o modelo PO-3. A média aritmética entre os valores é de 906,6 kN.

Vale ressaltar a variabilidade dos valores de deslizamento medidos na interface em cada lado do modelo. De forma geral, a discrepância se deve ao fato de uma das lajes ter apresentado maior deslizamento do que a outra laje. Essas diferenças podem ser explicadas pelas imperfeições geométricas na aplicação do carregamento, na não verticalidade do modelo, na inadequada regularização do concreto na base ou pela resistência do concreto em um dos lados ser um pouco maior do que no outro. Apesar das discrepâncias, quando as curvas individuais de deslizamentos são confrontadas com as deformações nos conectores, nota-se uma coerência dos resultados. Isto é, o deslizamento é maior na laje onde os conectores apresentaram maiores deformações. Entretanto, a diferença de deformação entre os conectores de uma mesma laje não é significativa e ela tende a se uniformizar com o aumento do carregamento. A partir da proximidade de deformações nos seis conectores do modelo e do fato de todos eles terem atingido a tensão de escoamento convencional do aço, indica-se que se trata de uma ligação aço-concreto flexível.

#### 4.6.2 PISO MISTO SUBMETIDO À FLEXÃO

Os valores máximos de força aplicada e flecha para os pisos mistos, tanto para o convencional quanto para o de pequena altura, são apresentados na Tabela 4.11. Os valores de força máxima correspondem à força média aplicada entre os pontos de carregamento.

**Tabela 4.11 – Principais resultados experimentais dos pisos mistos.**

| <b>Elemento</b> | <b>Força Máxima (kN)</b> | <b>Flecha (mm)</b> |
|-----------------|--------------------------|--------------------|
| <b>FC</b>       | 274,5                    | 23,5               |
| <b>FSF</b>      | 194,1                    | 37,1               |

\*FSF – piso misto de pequena altura submetido à flexão;

\*FC – piso misto convencional submetido à flexão.

Utilizando a formulação apresentada no capítulo 3 e as propriedades mecânicas dos materiais determinadas experimentalmente, chega-se aos valores de momento máximo apresentados na Tabela 4.12.

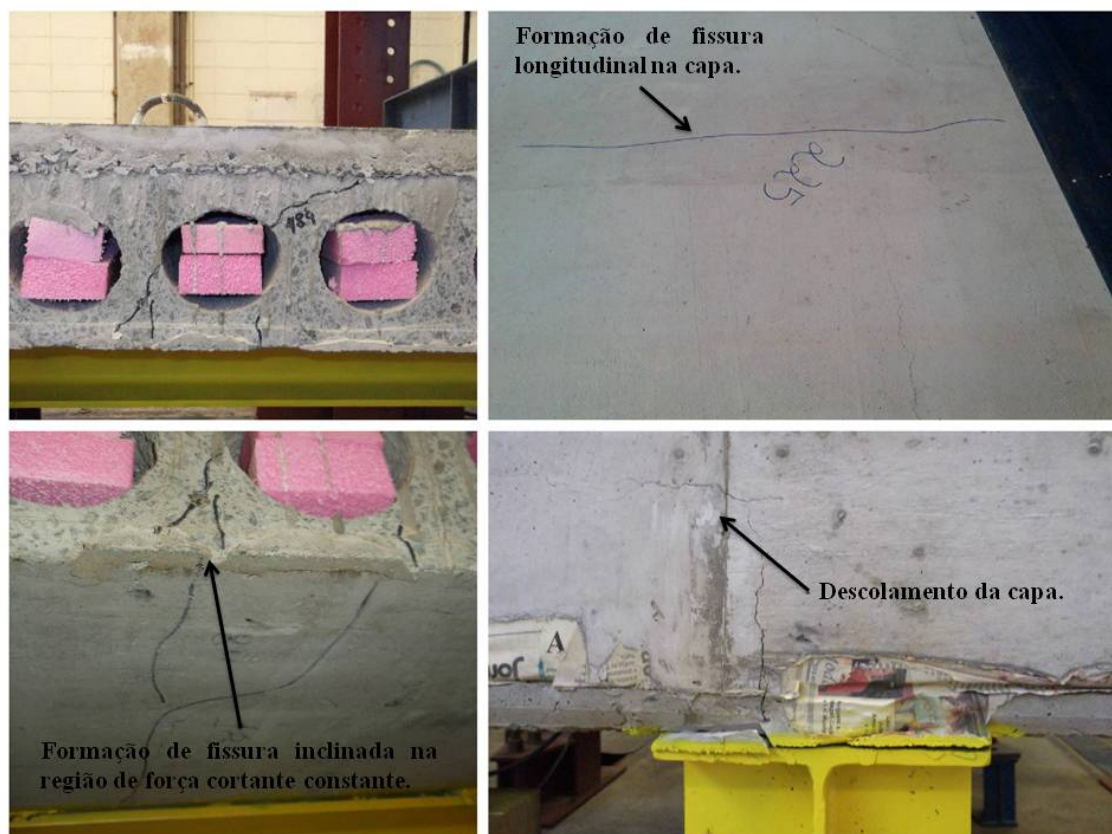
**Tabela 4.12 – Valores teóricos e experimentais de momento máximo nos pisos mistos.**

| <b>Elemento</b> | <b>Momento máximo teórico (kN.m)</b> | <b>Momento máximo experimental (kN.m)</b> |
|-----------------|--------------------------------------|-------------------------------------------|
| <b>FC</b>       | 352,7                                | 341,75                                    |
| <b>FSF</b>      | 186,9                                | 241,65                                    |

A formulação para a determinação do momento fletor resistente do piso misto convencional considera *conexão parcial* aço-concreto, já para o piso misto de pequena altura considera *interação total* aço-concreto e admite que cada material contribui com uma parcela na capacidade resistente. Comparando os valores de momento fletor teórico e experimental, verifica-se que o valor experimental diverge do teórico em 3 e 30%, respectivamente. Esta diferença se deve ao fato da formulação considerar uma laje maciça e a não caracterização das propriedades mecânicas do aço do perfil metálico. No piso misto de pequena altura com os conectores soldados horizontalmente na alma, o resultado pode indicar a eficiência dos conectores nesta posição, pois o valor de momento resistente obtido no ensaio é 30% maior que o teórico, mesmo não considerando nas equações o concreto acima do perfil metálico.

#### **4.6.2.1 PANORAMA DE FISSURAÇÃO**

No geral, a fissuração foi mais distribuída e com menor abertura. A partir da configuração final dos pisos mistos, verifica-se que, para o piso misto convencional, a fissuração teve início no trecho de cisalhamento constante, com o surgimento de uma fissura inclinada para uma força equivalente a 67% da força máxima. Após o surgimento desta primeira fissura, surgiram novas fissuras no trecho entre os pontos de aplicação das forças e os apoios e, por fim, formou-se uma fissura longitudinal de fendilhamento por todo o comprimento do piso misto com o descolamento da capa de concreto para uma força equivalente a 82% da força máxima (Figura 4.27).



**Figura 4.27 – Configuração final do piso misto convencional.**

Observou-se que, para o piso misto de pequena altura, a fissuração do concreto teve início na região tracionada no trecho de momento fletor constante para uma força equivalente a 75% da força máxima e, em seguida, surgiram novas fissuras como esta ao longo do comprimento em direção aos apoios (Figura 4.28). E por fim, formou-se uma fissura longitudinal de fendilhamento.

Porém, o que desencadeou o processo de ruptura do piso misto de pequena altura foram o escoamento do perfil de aço e a ruptura do concreto na região tracionada.

O estado de fissuração consistiu em fissuras praticamente verticais ao longo de todo comprimento da viga, mesmo nos trechos onde a força cortante não era nula, indicando que a força cortante teria sido resistida pela alma do perfil metálico.

Apesar dos valores um pouco distintos de resistência do concreto de cada lado do piso, nota-se que as fissuras no concreto são compatíveis nas duas faces, não indicando uma tendência de ruptura na face com menor ou maior resistência do concreto.

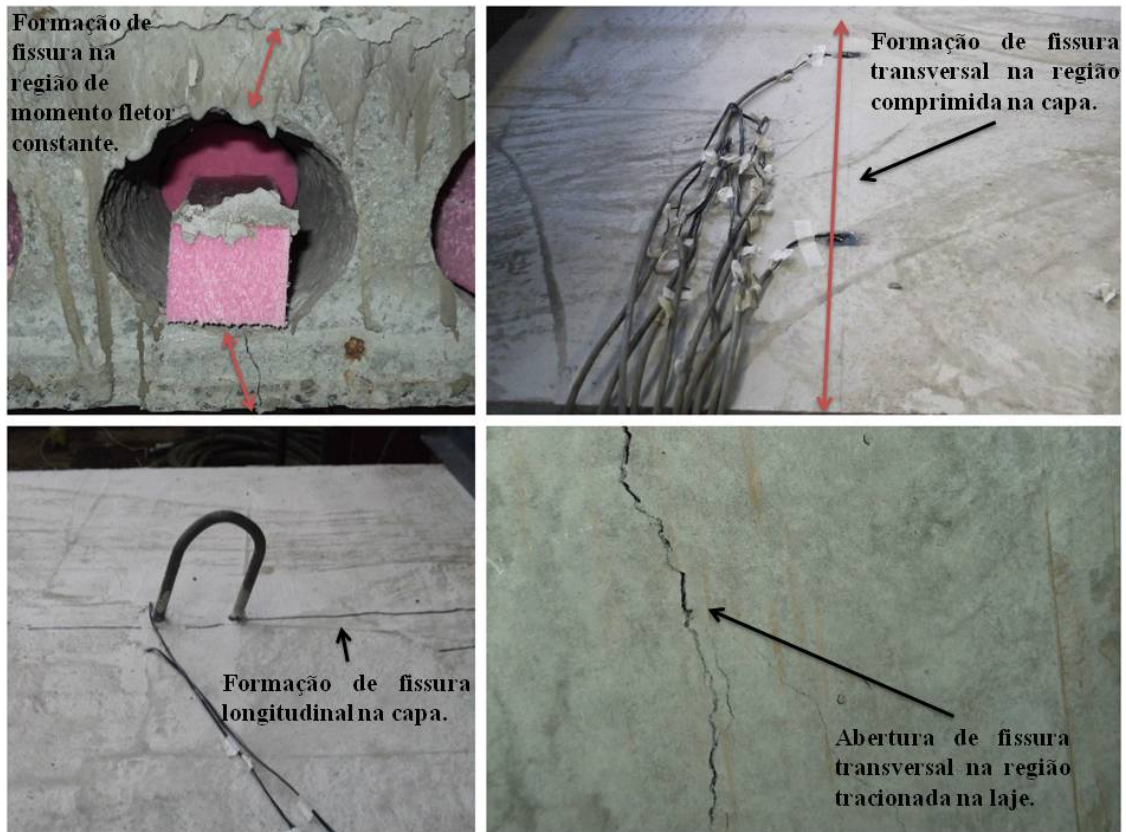


Figura 4.28 – Configuração final do piso misto de pequena altura.

A fim de verificar a configuração final dos conectores de cisalhamento, um dos lados dos modelos de piso misto foi escarificado, tendo sido retirado o concreto em volta dos conectores. Feito isso, foi possível a análise visual destes conectores e a verificação de que estes se mantinham praticamente intactos (Figura 4.29). Portanto, não ocorreu o modo de falha por ruptura do conector por cisalhamento.



Figura 4.29 – Configuração final dos conectores nos modelos de piso misto submetido à flexão.

#### 4.6.2.2 DESLIZAMENTO RELATIVO

A medida do deslizamento aço-concreto é fundamental para avaliar o comportamento conjunto nos pisos mistos. Tal deslizamento relativo entre o perfil de aço e o concreto adjacente foi medido por transdutores de deslocamento fixados por bases magnéticas nas extremidades do perfil e posicionados na laje. Os deslizamentos medidos para os dois tipos de pisos mistos não apresentaram comportamento e ordem de grandeza semelhantes, como ilustra Figura 4.30.

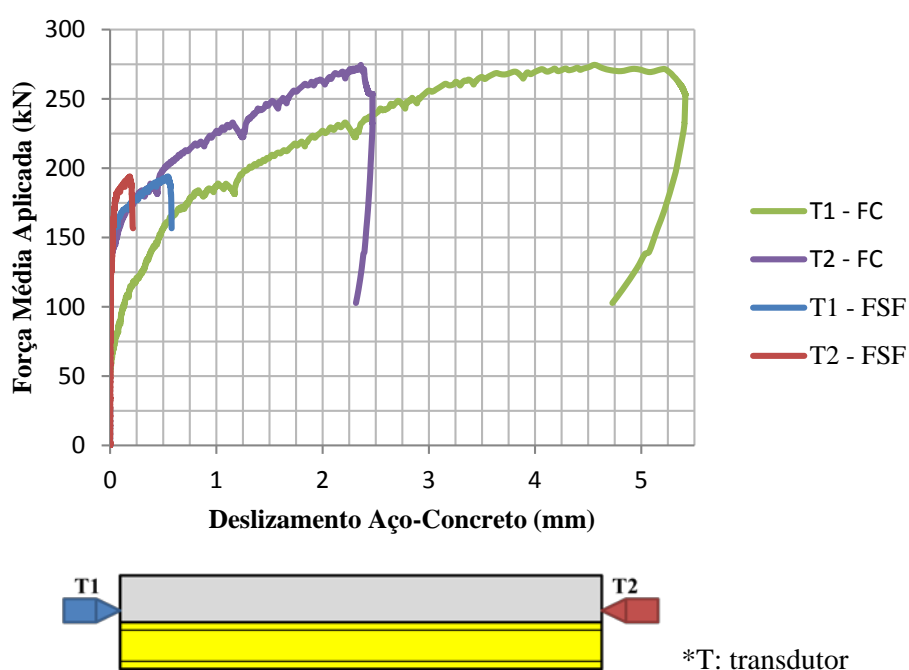


Figura 4.30 – Curva de força versus deslizamento relativo para os modelos submetidos à flexão.

Em geral, os modelos apresentaram assimetria no deslizamento, ou seja, um dos lados do modelo deslizou mais que o outro. O piso misto de pequena altura com conectores horizontais apresentou para até 77% da força máxima aplicada, ou seja, 150 kN, um comportamento semelhante dos dois lados do modelo sem deslizamento relativo aço-concreto, indicando que havia *interação total*, considerando a aderência química e a eficiência do conector soldado na alma. A partir deste ponto, um lado obteve maiores deslizamentos do que o outro lado para pequenos incrementos de carga, entretanto, se mostrou mais rígido com deslizamentos máximos entre 0,2 (T2-FSF) e 0,6 mm (T1-FSF) do que o piso misto convencional com conectores verticais com deslizamentos máximos entre 2,4 (T2-FC) e 5,4 mm (T1-FC). Este fato pode ter ocorrido devido ao

diferente *grau de conexão* entre os pisos mistos, à configuração da seção mista e à posição dos conectores.

Nota-se que o início do escorregamento implica no aparecimento das primeiras fissuras por tração na laje de concreto no piso misto de pequena altura.

#### 4.6.2.3 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais na região de momento fletor constante foram medidos por três transdutores. Os valores registrados pelos três transdutores são bastante similares e os resultados correspondentes ao transdutor posicionado no meio do vão são apresentados na Figura 4.32.

Por meio de uma análise elástica, através da Eq. 4.1, foram possíveis de se obter os deslocamentos teóricos ( $d$ ) para o piso misto convencional com *conexão completa* (Figura 4.31). A curva foi plotada junto com a curva do modelo experimental de piso misto.

$$d = \frac{M}{24EI_{ef}} (3L^2 - 4a^2) \quad (\text{Eq. 4.1})$$

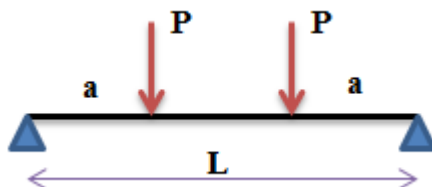


Figura 4.31 – Esquema de carregamento dos pisos mistos ensaiados.

De acordo com os procedimentos normativos, no cálculo do momento de inércia homogeneizado dos pisos mistos com *conexão parcial*, há uma redução da inércia devido ao *grau de conexão*. Para os pisos mistos com *conexão completa* não existe essa redução. O momento de inércia efetivo ( $I_{ef}$ ) do piso misto foi calculado considerando *conexão completa* ( $\eta_i=1$ ), logo o momento de inércia efetivo ( $I_{ef}$ ) é igual ao momento de inércia da seção homogeneizada ( $I_{tr}$ ).

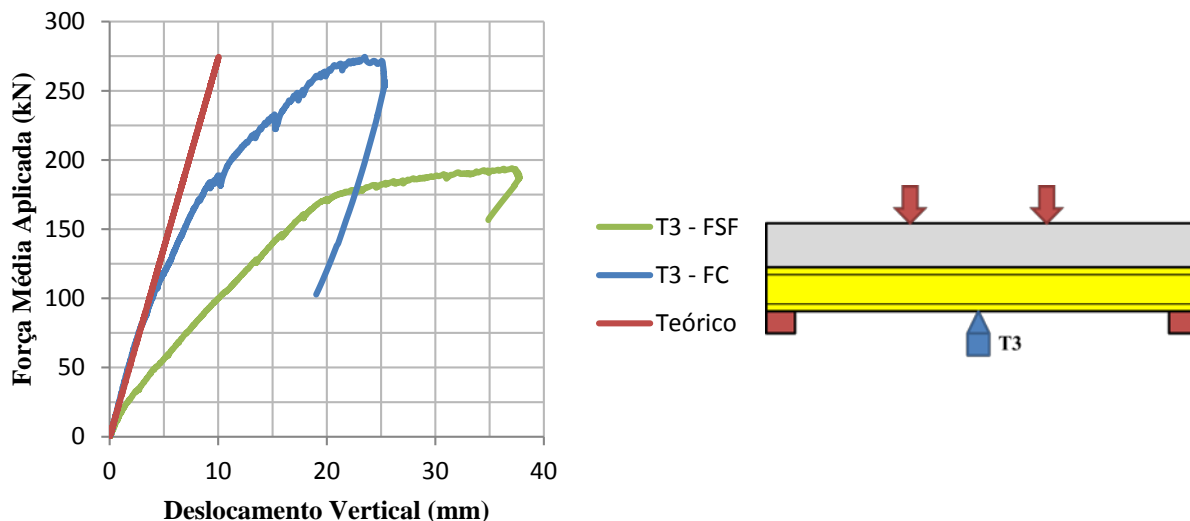


Figura 4.32 – Curva de força versus deslocamento vertical para os modelos submetidos à flexão.

Como esperado, o piso misto convencional (T3-FC) demonstrou ser mais rígido em relação ao piso misto de pequena altura (T3-FSF), devido ao maior momento de inércia proporcionado pela maior altura da seção transversal. Para uma força aplicada entre 125 e 150 kN, respectivamente, os pisos mistos demonstraram um comportamento aproximadamente linear. A partir deste ponto, o comportamento dos deslocamentos verticais, para os pisos mistos ensaiados, aponta para uma mudança de rigidez próxima à força máxima, ou seja, apresenta um comportamento *Força versus Deslocamento Vertical* mais dúctil. O piso misto de pequena altura alcançou uma flecha de 37,1 mm maior do que a flecha obtida pelo piso misto convencional de 23,5 mm embora a força máxima seja 30% menor, demonstrando assim, menor rigidez.

Como se pode ver, o deslizamento relativo influencia a rigidez dos pisos mistos. No piso misto convencional com *grau de conexão* próximo a 0,4, o momento de inércia efetivo é menor que o momento de inércia efetivo considerando *conexão completa*, logo para esses pisos mistos, o deslocamento teórico e experimental foram próximos até certo limite de proporcionalidade.

#### 4.6.2.4 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

As deformações ao longo da largura da superfície superior do concreto de preenchimento, no meio do vão, são mostradas na Figura 4.33. Considerou-se que o concreto não contribui para a resistência à tração no piso misto, por este motivo não foi instrumentada a superfície inferior da laje de concreto.

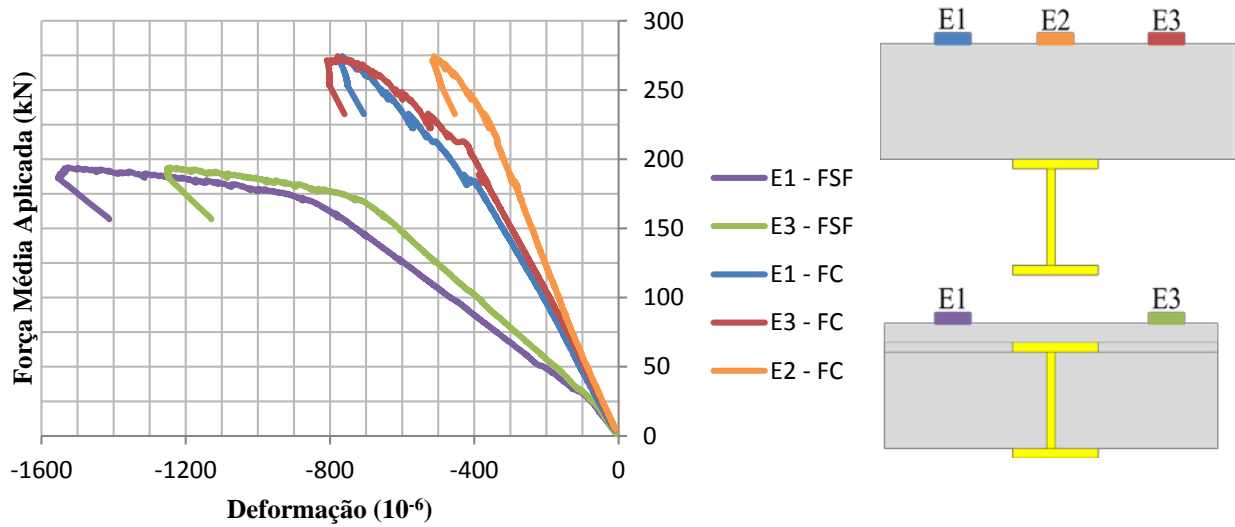


Figura 4.33 – Curva de força versus deformação no concreto para os modelos submetidos à flexão.

Verifica-se que a deformação de compressão no concreto para o piso misto de pequena altura é aproximadamente o dobro da deformação registrada para o piso misto convencional, e a ordem de grandeza das deformações indica que não houve o esmagamento do concreto.

#### 4.6.2.5 DEFORMAÇÕES NO PERFIL METÁLICO

As deformações médias no perfil metálico no meio do vão, para os dois pisos mistos ensaiados, são apresentadas na Figura 4.34. Admitindo comportamento elástico e linear, as deformações teóricas (Figura 4.35) podem ser obtidas de acordo com a expressão Eq. 4.2, considerando *conexão completa*:

$$\varepsilon = \frac{M \cdot y}{EI_{ef}} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Onde  $y$  é a distância da linha neutra até a fibra correspondente.



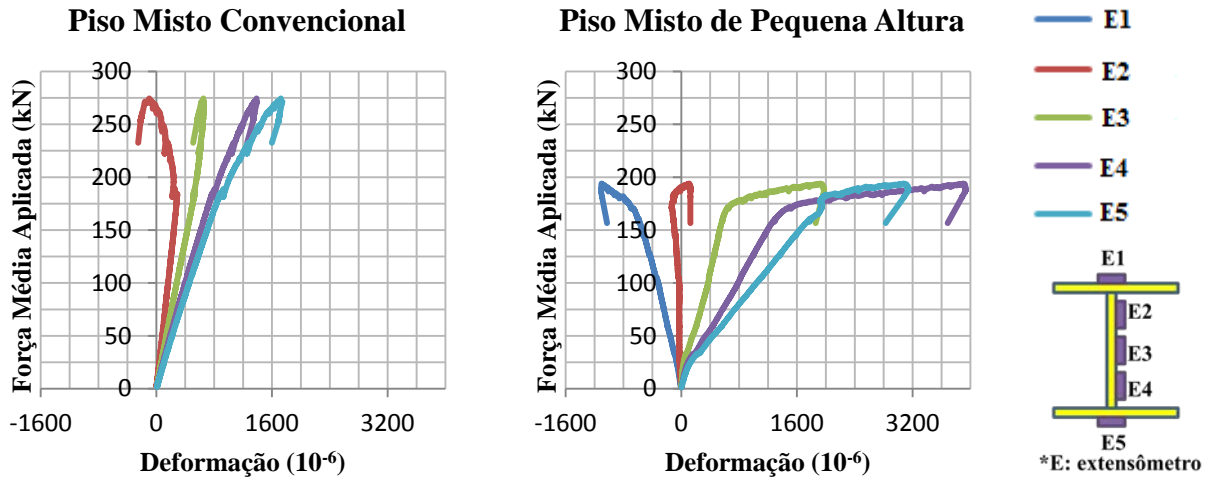


Figura 4.34 – Curva de força versus deformação no perfil metálico.

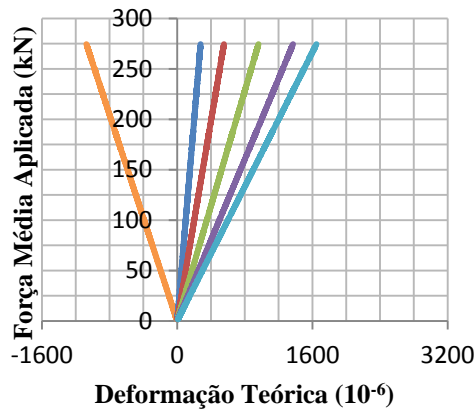


Figura 4.35 – Curva de força versus deformação teórica.

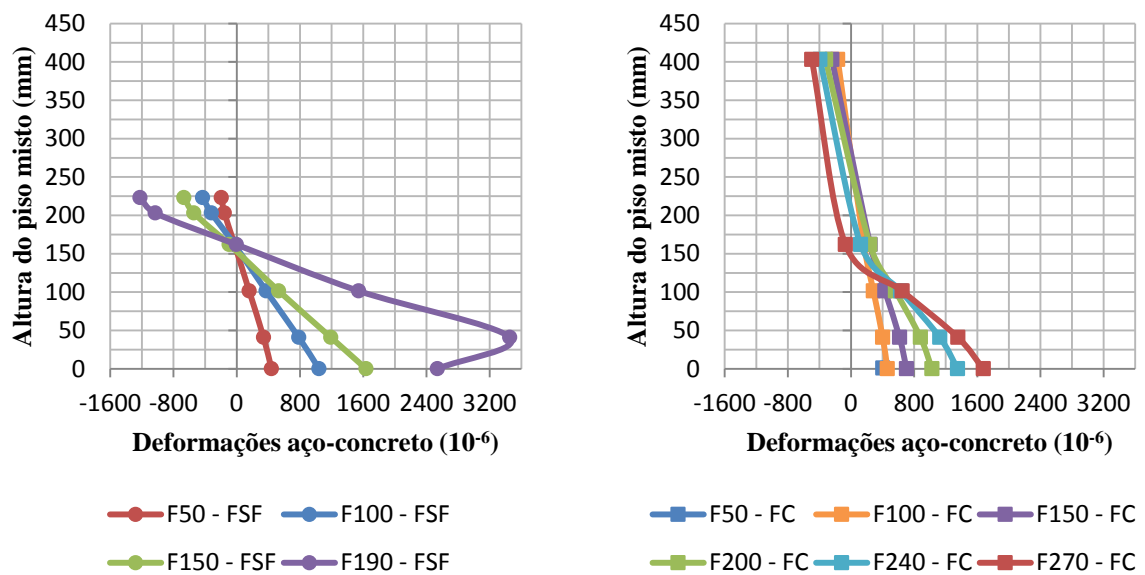


Figura 4.36 – Posição da linha neutra na seção do piso misto onde F é o passo de carga em kN.

Comparando as deformações teóricas e as deformações experimentais do piso misto convencional, pode-se perceber a redução da rigidez proveniente do deslizamento na interface.

A Figura 4.36 apresenta o gráfico de altura da seção transversal versus deformação do piso misto de pequena altura (FSF). Nota-se que a linha neutra encontra-se na alma e está localizada a 41 mm da mesa superior, posição do extensômetro E2. Pode-se observar também que as deformações da superfície superior do concreto e da mesa superior do perfil metálico são próximas e o diagrama de deformações é contínuo até o passo de carga F150, indicando que possuía *interação total*.

No piso misto convencional, a análise da posição da linha neutra ficou comprometida, pois um problema com o extensômetro posicionado na mesa superior inviabilizou as leituras de deformação neste ponto. Contudo, o que se verifica é que a linha neutra no perfil metálico provavelmente se encontra na mesa superior, indicada pela formulação teórica. As deformações medidas na região tracionada e na região comprimida apresentam comportamento compatível com o esperado.

A comparação entre as deformações nas regiões superior e inferior mostra que os maiores valores de deformação ocorrem no piso misto de pequena altura.

A plastificação da seção metálica na região tracionada pode ser percebida pela ordem de grandeza das deformações. O perfil de aço plastificou na região tracionada do piso misto de pequena altura sem apresentar modos localizados de ruptura, já no perfil de aço do piso misto convencional ocorreu o início de plastificação da mesa inferior no momento da ruptura.

#### **4.6.2.6 DEFORMAÇÃO NO CONECTOR**

As deformações foram medidas para os penúltimos conectores das extremidades localizados na região de força cortante constante e são apresentadas na Figura 4.37.

Percebe-se que os conectores do piso misto convencional (C-FC) foram mais solicitados do que os conectores do piso misto de pequena altura (C-FSF), provavelmente por causa do diferente *grau de conexão*, da configuração da seção mista e da posição do conector.

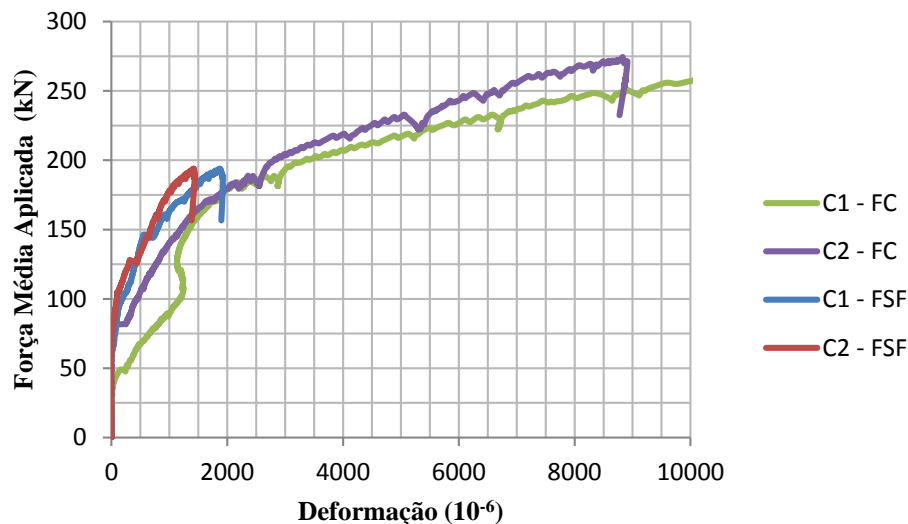


Figura 4.37 – Deformações médias nos conectores de extremidade.

Pode-se concluir que a transferência de forças de cisalhamento na interface do piso misto de pequena altura é menor do que do piso misto convencional devido à menor força máxima atingida e, assim, os conectores não plastificaram, sugerindo que cada elemento estrutural suportou uma parcela da força aplicada de maneira conjunta.

#### 4.6.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo abordou a metodologia e os resultados da investigação experimental. Com a realização dos ensaios experimentais foi possível avaliar, mesmo que simplificada, as características estruturais.

O comportamento de pisos mistos de pequena altura e a eficiência dos conectores tipo pino com cabeça soldados na alma do perfil na promoção do comportamento conjunto aço-concreto foram avaliados experimentalmente através de ensaios de *push-out* e de flexão em quatro pontos. Com base nos resultados obtidos e considerando as limitações do programa experimental realizado, algumas conclusões são apresentadas a seguir.

Os resultados do ensaio de *push-out* demonstraram que o conector tipo pino com cabeça aliado com chaves de cisalhamento formadas pelo preenchimento dos alvéolos aumentam a capacidade resistente da ligação aço-concreto. O modo de ruptura foi ocasionado pela transferência da força aplicada na laje pelo conector. E apesar da variabilidade dos deslizamentos relativos medidos, quando as curvas individuais de

deslizamentos são confrontadas com as deformações nos conectores, nota-se uma coerência dos resultados.

Como esperado, o piso misto convencional foi mais resistente que o piso misto de pequena altura devido ao maior momento de inércia proporcionado pela altura total da seção mista e, assim, apresentou menores deformações no aço e no concreto. Porém a transferência de forças entre a laje e o perfil foi maior no piso misto convencional devido à maior deformação no conector e à maior força de ruptura, sugerindo que cada elemento do piso misto de pequena altura suportou uma parcela da força aplicada de maneira conjunta.

Através da formulação teórica, foi possível perceber a redução da rigidez proveniente do deslizamento na interface.

## CAPÍTULO 4

### 5 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A realização de ensaios de flexão em estruturas pode ser deduzida como a solução para o estudo do comportamento dos pisos mistos de pequena altura, porém, é sempre trabalhosa além de requerer elevados recursos financeiros. Desta forma, a análise numérica, com base no método dos elementos finitos, se torna uma saída interessante para a previsão do comportamento e da capacidade resistente de estruturas mistas. Isso, porque o desenvolvimento e a consolidação de modelos numéricos abrangem um maior número de modelos e variáveis que os analisados experimentalmente. Porém, esta análise deve ser acompanhada de resultados experimentais para validação dos modelos numéricos.

As simulações numéricas foram aplicadas para representar o comportamento dos modelos físicos ensaiados e, assim, permitir a análise de outros parâmetros que não puderam ser avaliados experimentalmente, tais como, a espessura da capa de concreto e as dimensões do perfil metálico. A modelagem computacional dos pisos mistos foi realizada em duas fases. Após a realização da investigação experimental e com base nos resultados obtidos, na primeira fase foram realizadas a calibração e a validação do modelo numérico. Em seguida, foi desenvolvida uma análise paramétrica utilizando o modelo numérico validado.

O *software* DIANA® é um pacote computacional de elementos finitos, baseado no método dos deslocamentos e desenvolvido desde 1972 por engenheiros civis da *TNO Building and Construction Research Company* (Holanda). Já o FX, concebido pela empresa *Midas*, é o pré e pós-processador do DIANA®. Este pacote computacional foi proposto para a simulação numérica desenvolvida neste trabalho devido às propriedades mecânicas dos materiais disponíveis no programa que possibilitam a melhor representação do modelo físico.

Os procedimentos para a simulação são:

- ✚ **Pré-processamento:** Criação da geometria, definição da malha, escolha dos elementos finitos, especificação das propriedades mecânicas dos materiais e determinação das condições de contorno e carregamento;
- ✚ **Processamento:** Escolha do tipo de análise (linear, não linear ou modal), dos critérios de convergência e das técnicas de solução;
- ✚ **Pós-processamento:** Visualização dos resultados e comparação com os resultados experimentais.

## 5.1 ELEMENTO FINITO

Como o modelo adotado é tridimensional, inicialmente foram escolhidos elementos sólidos isoparamétricos com interpolação linear para deslocamentos. Os elementos sólidos requerem um grande custo computacional devido ao tamanho da matriz de rigidez do elemento, além de solicitar um bom refinamento da malha para se obter soluções representativas. Portanto, só devem ser utilizados quando não houver a possibilidade de uso de elementos menos robustos.

Para a simulação numérica do concreto e do aço foi utilizado o elemento HE8 HX24L (Figura 5.1). Trata-se de um elemento sólido hexaédrico e isoparamétrico com 8 nós que baseia-se na interpolação linear para deslocamentos e de integração de Gauss. Cada nó apresenta três graus de liberdade, sendo estes os deslocamentos de translação nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ .

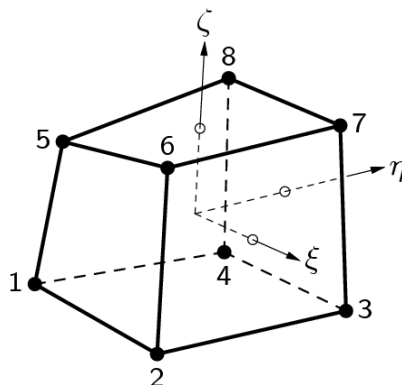


Figura 5.1 – Elemento sólido HX24L. (Fonte: DIANA, 2015).

Por tratar-se de um elemento com aproximação linear para os deslocamentos, é necessária uma maior discretização da malha de elementos finitos. DIANA (2015)

recomenda que, em análises não-lineares, sejam utilizados elementos com aproximação quadrática (CHX60, por exemplo). Entretanto, o custo computacional inviabilizou o seu uso, tendo em vista o tamanho e a complexidade dos modelos analisados, ainda que fosse possível empregar uma malha menos refinada.

Os elementos que representam estes materiais apresentam, na região de interface, nós que ocupam o mesmo lugar no espaço. Porém, a ligação entre eles é feita através de elementos de interface. Os elementos de interface possuem a capacidade de representar o comportamento entre dois materiais, relacionando tensão normal e tensão de cisalhamento com o deslizamento relativo nas duas direções.

Para a interface entre o aço e o concreto, foi utilizado o elemento finito de interface IS44 Q24IF (Figura 5.2). Este é um elemento de interface com 4 + 4 nós que baseia-se na interpolação linear para deslocamentos, próprio para o uso entre dois planos em uma configuração tridimensional. Sua escolha se deve à necessidade de compatibilização do grau de interpolação dos elementos finitos utilizados, ou seja, não é possível, no DIANA, empregar elementos de interface com grau de interpolação diferente do elemento finito sólido adjacente, pois não daria para acoplar a malha.

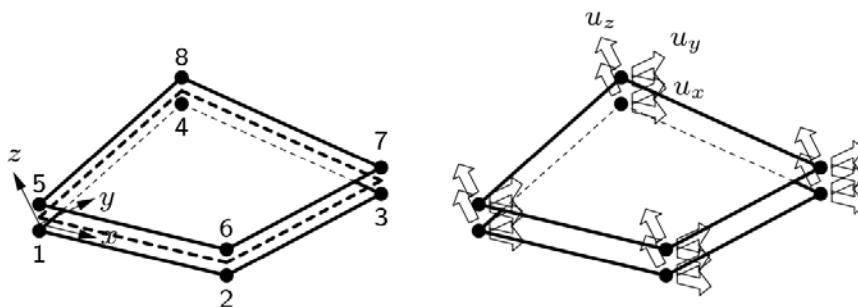


Figura 5.2 – Elemento de interface Q24IF. (Fonte: Diana, 2015).

## 5.2 MATERIAIS

As propriedades dos materiais utilizadas na simulação numérica foram aquelas determinadas nos ensaios de caracterização. Para os perfis metálicos, o módulo de elasticidade e a tensão de escoamento foram adotados pela tabela do fabricante. Quanto ao concreto, os ensaios de caracterização foram realizados de acordo com a NBR 5739 (2007) – resistência à compressão e a NBR 7222 (1994) – resistência à tração. Já o comportamento da interface foi calibrado através do ensaio de *push-out*.

### 5.2.1 CONCRETO

O concreto possui baixa resistência à tração e a ocorrência de fissuras altera a distribuição de tensões e diminui a rigidez dos elementos estruturais, de modo que passa a apresentar um comportamento não linear. A transferência de esforços ao longo da zona de fissuração ocorre devido à sua microestrutura heterogênea onde as microfissuras são descontínuas. Entretanto, essa transferência desaparece gradualmente com a abertura das fissuras, caracterizando o processo de amolecimento do concreto. Por esta razão, deformações mais acentuadas se apresentam em certas regiões da estrutura, de maneira que a discretização da malha de elementos finitos nessas regiões terá maior influência na qualidade dos resultados. Para modelagem numérica deste comportamento, o software DIANA® considera a fissuração discreta e distribuída. Na fissuração discreta a malha é desconectada nos nós onde ocorre a fissura enquanto na fissuração distribuída o material é considerado contínuo durante toda a análise, mas localmente, quando um critério de fissuração é atingido em um ponto de integração, o material assume novas propriedades mecânicas, com menor rigidez. Desta forma, não há inserção de fissura física no modelo (DIOGENES, 2013).

O software DIANA® v. 9.6 disponibiliza basicamente dois tipos de modelos de fissuração distribuída: os modelos de fissuração ligados à deformação total (*Total Strain Crack Models*) e os modelos de fissuração fixa multidirecional (*Multi-Directional Fixed Crack Model*). Os modelos constitutivos baseados na deformação total foram desenvolvidos considerando a Teoria de Campo Modificado de Compressão, originalmente proposta por Vecchio e Collins (1993) e podem ser divididos em dois tipos: fixo e rotacional. No modelo fixo a orientação tomada para a fissura é mantida constante durante toda a análise, admitindo que a mesma mude de direção apenas no caso em que a variação do ângulo da fissura for igual a 90° em relação ao ângulo inicial, enquanto que no modelo rotacional a orientação da fissura pode mudar e acompanhar as direções principais de tensões. Nestes modelos é preciso especificar os parâmetros básicos, como o módulo de elasticidade longitudinal e coeficiente de Poisson, e definir o comportamento do material na tração, na compressão e ao cisalhamento. Para a definição do comportamento do material tanto à tração como à compressão, o DIANA® possui diversas leis constitutivas baseadas na energia de fratura. Os parâmetros da mecânica da fratura necessários à representação desse modelo são: coeficiente de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ ), a energia de fratura à tração e à compressão ( $G_f$  e  $G_c$ ), as



resistências à tração e à compressão e a largura de banda de fissuras (“*crack band*”). Já os modelos de fissuração fixa multidirecional (*Multi-Directional Fixed Crack Model*) possibilitam a abertura de mais de uma fissura em um mesmo ponto de integração de Simulações Numéricas de Gauss em função do ângulo entre uma fissura existente e outra formada no mesmo ponto definido pelo usuário. Nestes modelos o comportamento do material à tração é simulado por um modelo de fissuração distribuída e o comportamento à compressão é simulado por um modelo plástico. Para isso, é necessário definir o comportamento de transferência dos esforços de cisalhamento através da fissura, o comportamento de amolecimento do material à tração e o critério de ruptura (constante ou linear).

A transferência de esforços de cisalhamento é representada pelo fator de retenção ao cisalhamento  $\beta$ , um parâmetro que permite reduzir o valor do módulo de elasticidade transversal do material, após iniciada a fissuração, sendo que essa redução pode se dar de maneira completa, constante ou variável. Tratando-se de retenção constante, o usuário determina um valor para o parâmetro  $\beta$ , que deve estar no intervalo entre  $0,01 \leq \beta \leq 0,99$ . Ao se adotar valores do fator  $\beta$  próximos de 0, tem-se a rigidez ao cisalhamento do concreto muito pequena, onde o cisalhamento é importante no modo de ruptura. Por outro lado, para valores próximos de 1, considera-se uma rigidez infinita ao cisalhamento, de modo que não haverá a formação de fissuras nesta direção e o cisalhamento não será importante no modo de ruptura.

A largura de banda de fissuras visa tirar a influência da malha de elementos finitos nos resultados do modelo constitutivo do material. Esse parâmetro pode ser adotado pelo usuário ou calculado pelo programa em função do tipo de elemento finito utilizado. Para elementos finitos planos, a largura de banda de fissuração é calculada pela raiz quadrada da área do elemento finito, enquanto para elementos sólidos é calculada pela raiz cúbica do volume do elemento finito.

Na ausência de resultados experimentais do ensaio de fratura, a expressão do CEB-FIP (1990) permite estimar o valor de  $G_f$ , para concretos com resistências à compressão menor ou igual a 80 MPa.

$$G_f = G_{f0} \cdot \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm}^0} \right)^{0,7} \quad (\text{N.mm/mm}^2)$$

Sendo  $f_{cm}^0$  igual a 10 MPa e  $G_{f0}$  estimado em função da dimensão máxima do agregado pela Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Valores de  $G_{f0}$  segundo o CEB-FIP (1990).

| Diâmetro do Agregado (mm) | Energia de fratura $G_{f0}$ (N.mm/mm <sup>2</sup> ) |
|---------------------------|-----------------------------------------------------|
| 8                         | 0,025                                               |
| 16                        | 0,030                                               |
| 32                        | 0,038                                               |

Já a energia de fratura à compressão ( $G_c$ ) pode ser estimada, segundo Feenstra e Borst (1993), como sendo entre 50 e 100 vezes superior à energia de fratura à tração ( $G_f$ ) do concreto estudado.

É importante destacar que o modelo “*Total Strain*” só pode ser acionado utilizando o programa *MeshEdit* ou modificando diretamente o arquivo .DAT, pois o pré e pós processador Fx ainda não está totalmente integrado ao DIANA®.

O modelo constitutivo utilizado para o concreto foi o indicado para materiais frágeis (*Concrete and Brittle Materials*). Para a caracterização da distribuição da fissuração foi utilizado o modelo “*Total Strain*”, cuja grande vantagem oferecida é sua simplicidade conceitual. Nos modelos de piso misto deste trabalho foi utilizado o *Fixed Crack Model* (Tabela 5.2). O comportamento do concreto à tração foi discretizado como sendo exponencial e quanto à compressão foi utilizado um modelo de comportamento parabólico (Figura 5.3). A energia de fratura à tração foi determinada com base em prescrições do CEB-FIP (1990) supondo que na produção do concreto moldado no local foram utilizados agregados de dimensão máxima de 12,5 mm ( $G_{f0} = 0,028$ ) e na laje alveolar foram utilizados agregados de dimensão máxima de 19 mm ( $G_{f0} = 0,031$ ).

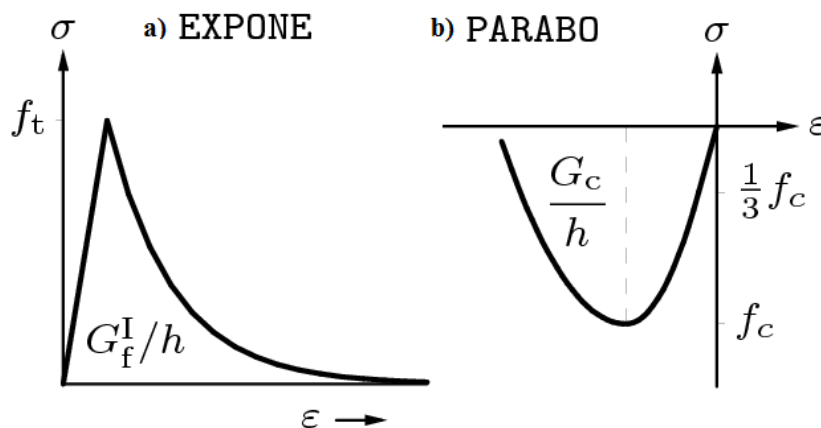


Figura 5.3 – a) Modelo adotado para o comportamento à tração do concreto. b) Curva adotada para o comportamento à compressão do concreto. (Fonte: Diana, 2015).

Tabela 5.2 – Parâmetros de entrada no Diana para o concreto.

| Parâmetros                                                                     | Capa   | Laje alveolar |
|--------------------------------------------------------------------------------|--------|---------------|
| <b>Modelo Total Strain</b>                                                     | FIXED  | FIXED         |
| <b>Módulo de Elasticidade (MPa)</b>                                            | 27500  | 32000         |
| <b>Coefficiente de Poisson</b>                                                 | 0,2    | 0,2           |
| <b>Resistência à compressão característica (Mpa)</b>                           | 33     | 45            |
| <b>Comportamento à compressão (curva)</b>                                      | PARABO | PARABO        |
| <b>Resistência à tração (Mpa)</b>                                              | 2,1    | 2,7           |
| <b>Comportamento à tração (curva)</b>                                          | EXPONE | EXPONE        |
| <b>Energia de fratura à tração (<math>G_f</math> – N.mm/m<sup>2</sup>)</b>     | 0,065  | 0,089         |
| <b>Energia de fratura à compressão (<math>G_c</math> – N.mm/m<sup>2</sup>)</b> | 3,3    | 4,5           |
| <b>Retenção ao cisalhamento (curva)</b>                                        | CONSTA | CONSTA        |
| <b><math>\beta</math> – coeficiente de retenção ao cisalhamento</b>            | 0,5    | 0,5           |
| <b>Redução da resistência à compressão</b>                                     | VC1993 | VC1993        |

### 5.2.2 AÇO

O modelo constitutivo elasto-plástico perfeito adotado para o aço considera o critério de ruptura de Von Mises, conforme a Figura 5.4, sem a consideração do encruamento. No modelo de plasticidade ideal, o material não suporta esforços após o escoamento. As curvas tensão versus deformação são normalmente obtidas de ensaios uniaxiais e o comportamento adotado é igual na tração e na compressão.

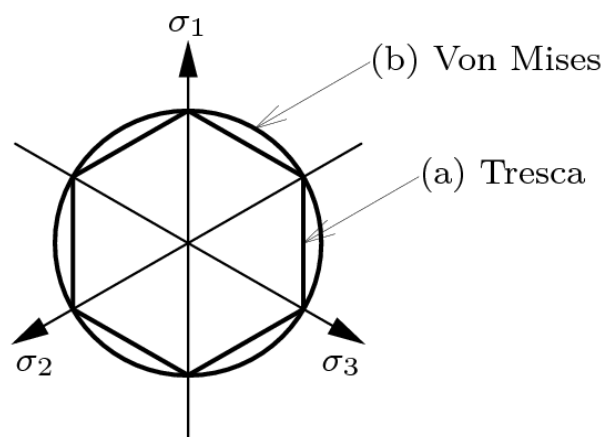


Figura 5.4 – a) Critério de ruptura de Tresca. b) Critério de ruptura de Von Mises. (Fonte: Diana, 2015).

Em relação ao aço, foi feito o uso dos valores nominais das propriedades mecânicas do tipo utilizado, ASTM – A572 grau 50, de acordo com os catálogos dos

fabricantes, uma vez que nesta etapa não foram realizados ensaios de caracterização do referido material.

### 5.2.3 INTERFACE

Para a descrição do comportamento das interfaces, o DIANA® possui alguns modelos para os vários tipos de elementos finitos planos de interface de sua biblioteca. A partir da análise dos resultados experimentais dos ensaios de *push-out*, foram testados, inicialmente, dois modelos constitutivos para a interface. O primeiro, *Bond-Slip*, é o modelo recomendado para simulação de ensaios de aderência entre a armadura e o concreto, enquanto que o segundo, *Coulomb-Friction*, é basicamente adaptado do clássico critério de ruptura de *Mohr-Coulomb* aplicado a interfaces.

Cabe ressaltar que, nos referidos modelos, ainda é necessário entrar com a rigidez tangencial ( $K_t$ ) e normal ( $K_n$ ) iniciais.

De acordo com DIANA® (2015), as leis constitutivas para o *Bond-Slip* são baseadas na teoria de deformação total, que relaciona a tensão de cisalhamento ao escorregamento. Existem três curvas do tipo *Bond-Slip*: a *Cubic*, a *Power Law* e a *Multilinear*. A curva escolhida foi a *Cubic Law* como modelo de *Bond-Slip* para descrever o comportamento da interface nos modelos de *push-out*. Este modelo assume uma relação polinomial entre a tensão de cisalhamento e o escorregamento, que possui um patamar caso o escorregamento supere um valor limite pré-definido. Porém, não houve convergência com os critérios adotados para o modelo tridimensional gerado no DIANA na versão 9.6, sendo este modelo constitutivo desconsiderado nas simulações numéricas.

Em relação ao segundo modelo de interface testado, *Coulomb-Friction*, o mesmo necessita informar, além das rigidezes iniciais, a coesão ( $c$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi$ ) interno. Esse modelo de interface *Coulomb-Friction* é basicamente dado por duas superfícies, uma elástica e outra plástica, formadas a partir das equações a seguir.

$$f = \sqrt{t_t^2} + t_n \cdot \tan\phi(k) - \bar{c}(k) = 0$$

$$g = \sqrt{t_t^2} + t_n \cdot \tan\phi$$

Na atual versão do DIANA®, v. 9.6, esse ângulo de dilatância ( $\varphi$ ) é assumido como constante. Os valores adotados para os parâmetros do modelo de *Coulomb-Friction* avaliado para a interface são descritos nos itens seguintes. Aspectos adicionais dos referidos modelos podem ser facilmente encontrados em DIANA (2015).

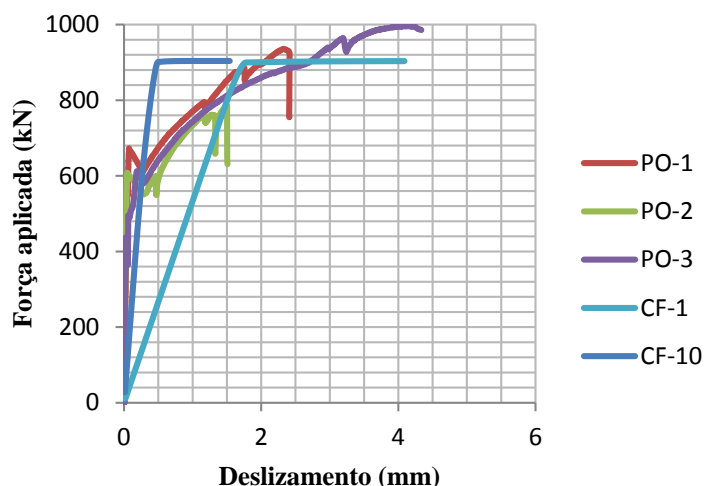
Os parâmetros utilizados na interface para o modelo testado, *Coulomb-Friction*, são apresentados na Tabela 5.3. Desses valores apenas a coesão foi estimada experimentalmente, as rigidezes normal ( $K_n$ ) e tangencial ( $K_t$ ), e o ângulo de atrito interno foram obtidos empiricamente.

**Tabela 5.3 – Parâmetros da interface.**

| Interface | Coulomb Friction |                |              |                              |
|-----------|------------------|----------------|--------------|------------------------------|
|           | $K_t$ (MPa/mm)   | $K_n$ (MPa/mm) | Coesão (MPa) | Ângulo de atrito interno (°) |
| 1         | 1                | 1              | 1,36         | 0,1                          |
| 2         | 10               | 10             | 1,36         | 0,1                          |

A coesão apresentada na Tabela 5.3 refere-se à razão entre a força resistente máxima obtida nos ensaios de *push-out* e a área total de interface. A utilização do ângulo de atrito pequeno se deu visando desconsiderar a parcela da rigidez normal à superfície, ainda que ela exista, pois uma das funções do conector é impedir a separação vertical entre o aço e o concreto.

A análise da influência dos referidos parâmetros, no contexto do modelo de interface do tipo *Coulomb-Friction*, demonstra que é indiferente variar a rigidez normal ( $K_n$ ) de um valor próximo de zero até o exato valor adotado para a rigidez tangencial ( $K_t$ ). O comportamento e o resultado do modelo numérico não se alteram significativamente. Contudo, na análise do  $K_t$ , verificou-se que a alteração deste parâmetro influenciava significativamente o comportamento global do modelo numérico de *push-out*, como pode ser observado na Figura 5.5, onde CF significa *Coulomb Friction* e o número a frente o valor da rigidez tangencial  $K_t$  (MPa/mm).

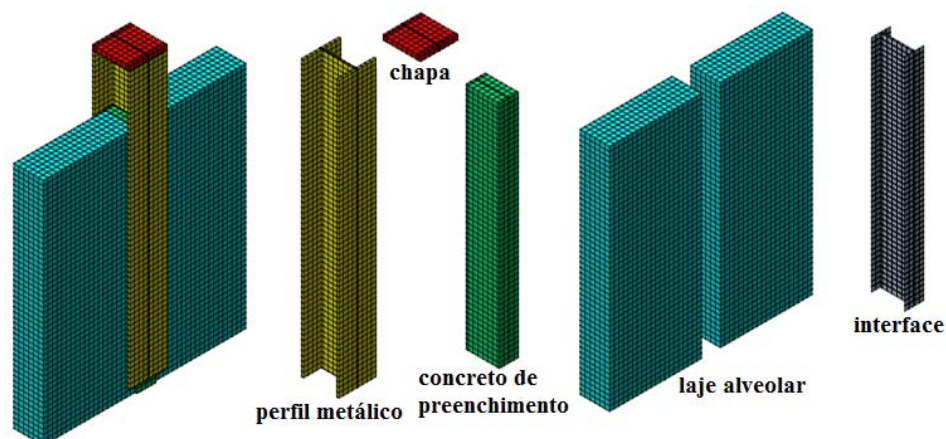


**Figura 5.5 – Gráfico de força aplicada versus deslizamento para o modelo numérico e experimental de *push-out*.**

Como se pode observar no gráfico anterior, quando se utiliza uma rigidez tangencial  $K_t$  igual a 1 MPa/mm, os valores máximos de deslizamento e força aplicada são próximos dos resultados experimentais (PO), por isso foram analisados os resultados numéricos para esta rigidez. Porém, nota-se que possui uma menor rigidez na fase elástica quando comparada à rigidez tangencial  $K_t$  igual a 10 MPa/mm e aos resultados experimentais. No modelo de piso misto de pequena altura submetido à flexão, não houve grandes deslizamentos e os conectores não escoaram, pois a ruptura não se deu na interface, porém optou-se por analisá-lo com interface, pois a aderência perfeita aumentou consideravelmente a rigidez do modelo numérico.

### 5.3 GEOMETRIA DO ENSAIO DE *PUSH-OUT*

Para a aquisição de resultados mais próximos do comportamento apresentado durante o ensaio de cisalhamento direto, optou-se pela utilização de um modelo numérico tridimensional refinado sem simetria. A Figura 5.6 mostra o perfil metálico e as lajes de concreto modeladas separadamente para o modelo numérico de *push-out*.



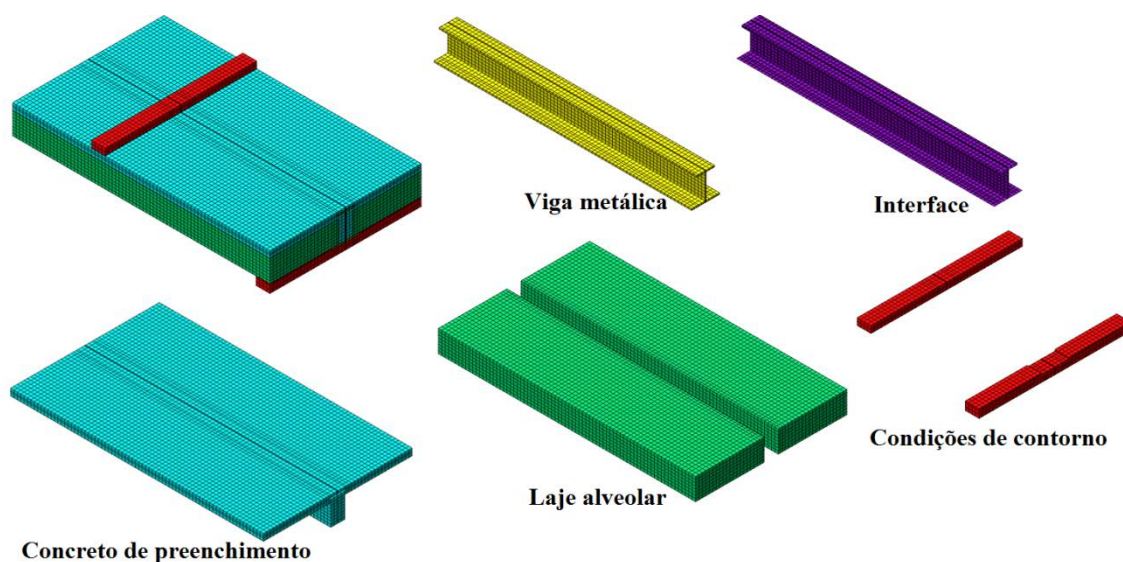
**Figura 5.6 – Modelo numérico do *push-out*.**

Pode-se notar que as dimensões do modelo numérico foram as mesmas do modelo experimental, salvo os ajustes necessários na geometria da laje de concreto e na interface, implementadas para solucionar a diferença da geometria resultante da não consideração da geometria real das interfaces, ou seja, os conectores. Foi introduzido interface entre as lajes de concreto e o perfil metálico para representar a ação dos conectores de cisalhamento e não foram representados os alvéolos da laje alveolar, porque a região central, que é a mais importante para a ligação aço-concreto, é totalmente preenchida com concreto moldado no local.

## **5.4 GEOMETRIA DO PISO MISTO SUBMETIDO À FLEXÃO**

A geometria utilizada para representação do modelo de piso misto submetido à flexão também foi tridimensional, porém optou-se pela simetria (metade da estrutura) devido ao tamanho do modelo que requereria muito tempo para processamento. Para evitar concentrações de tensões, foi gerada uma chapa de apoio para o piso misto e também uma chapa para aplicação e distribuição do carregamento.

Foram utilizados elementos de interface entre o perfil de aço e o concreto moldado no local. A Figura 5.7 mostra como seria o piso misto com simetria com a indicação dos locais de aplicação dos deslocamentos e apoios, e apresenta mais detalhadamente a posição da interface e as vistas das seções do piso misto.



**Figura 5.7 – Modelo numérico do piso misto submetido à flexão.**

Quanto aos elementos finitos utilizados nesse modelo, eles são os mesmos já determinados para o modelo de cisalhamento direto, o HX24L e o Q24IF, elemento sólido e de interface, respectivamente.

## 5.5 CONDIÇÕES DE CONTORNO E MALHA

Com relação às condições de apoio, todos os nós das bases das lajes de concreto do *push-out* tiveram suas translações em  $x$ ,  $y$ , e  $z$  restringidas, resultando assim em um engaste, já que se trata de um elemento finito sólido que não possui graus de liberdade de rotação. Para a avaliação da resposta do modelo numérico, optou-se pela imposição de deslocamentos unitários na direção  $Z$ , aplicados nos nós da chapa rígida posicionada na extremidade superior do perfil metálico, assim como no experimento. Esta chapa distribuía o carregamento para toda a superfície do modelo de maneira uniforme.

Como condições de contorno aplicadas na chapa de apoio do piso misto submetido à flexão, para todos os nós da chapa foram restringidas as suas translações nas direções  $y$  e  $z$  e na face de simetria foram restringidos os deslocamentos em  $x$  e  $y$ . Já o carregamento, os deslocamentos unitários foram aplicados em todos os nós da chapa sobre a laje de concreto.

A malha de elementos finitos é importante para a resposta do modelo numérico, pois a apropriada discretização da estrutura é fundamental para a precisão dos resultados



e para a agilidade do processamento. Neste sentido buscou-se a utilização de elementos finitos sólidos com as três dimensões aproximadamente iguais. Entretanto, para a representação do perfil metálico isto não foi possível devido à pequena espessura.

A malha de elementos finitos foi gerada com aproximadamente 17000 elementos para o modelo numérico de *push-out* e 45000 elementos para o modelo numérico de flexão com dimensões de no máximo 25 mm.

## 5.6 TÉCNICA DE SOLUÇÃO E CRITÉRIO DE CONVERGÊNCIA

A técnica de solução adotada foi a de Quasi-Newton, com critério de convergência de deslocamento. A tolerância assumida foi de  $10^{-2}$ . A fim de melhorar a convergência do processo, 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.

O deslocamento imposto foi aplicado em até 150 passos de 0,025 mm para o modelo numérico de *push-out* e em até 200 passos de 0,20 mm para o modelo numérico de flexão. Como critério de parada considerou-se a ruptura da interface no modelo de *push-out* e o escoamento da região tracionada do perfil metálico no modelo de flexão.

Após uma breve descrição de alguns aspectos referentes à simulação numérica do programa DIANA®, torna-se possível a criação de um modelo numérico e, posteriormente, a análise numérica. Esta fase do trabalho foi dividida em duas etapas: a primeira será a calibração do modelo numérico, com base nos resultados experimentais dos ensaios de *push-out* e de flexão. A segunda etapa será um estudo paramétrico dos modelos de flexão para entender a influência de alguns parâmetros no comportamento global da estrutura, tais como: a altura da capa de concreto e as dimensões do perfil metálico.

## 5.7 VALIDAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

As tensões principais, as deformações principais e os deslizamentos referentes ao passo de carga correspondente à força máxima do modelo numérico do ensaio de cisalhamento direto são apresentadas nas Figura 5.8, Figura 5.9 e Figura 5.10. Nessas

figuras, as tensões principais são demonstradas por meio do gradiente das tensões no bloco e na direção 3 foram obtidas as maiores tensões e deformações principais.

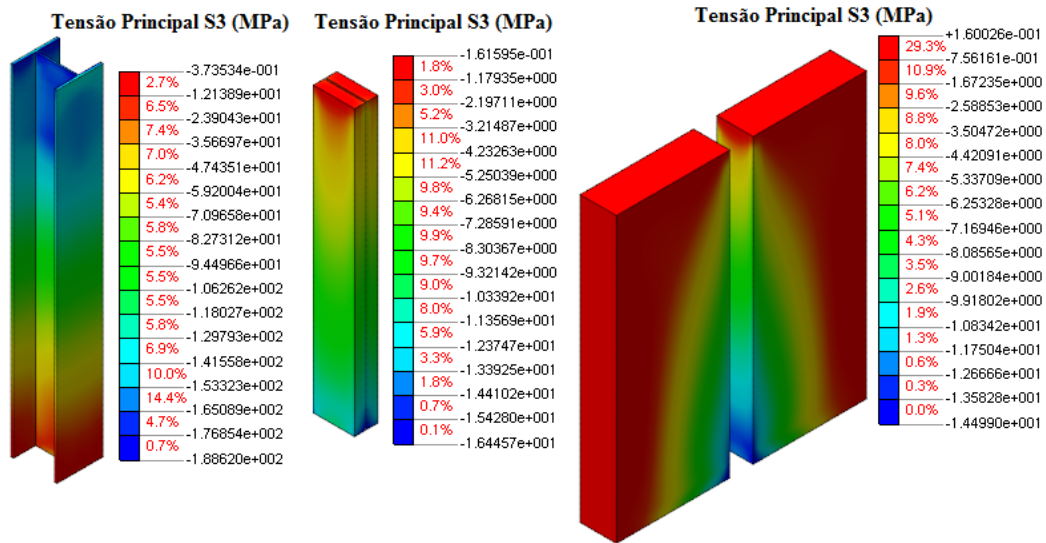


Figura 5.8 – Tensões principais na direção 3 para o perfil, o concreto de preenchimento e a laje alveolar em (MPa).

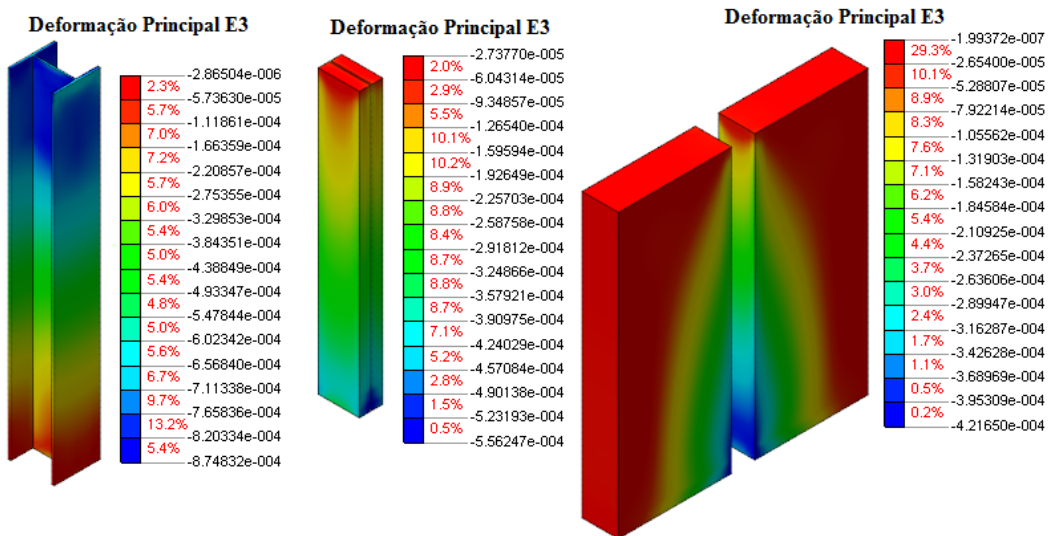


Figura 5.9 – Deformações principais na direção 3 para o perfil, o concreto de preenchimento e a laje alveolar.

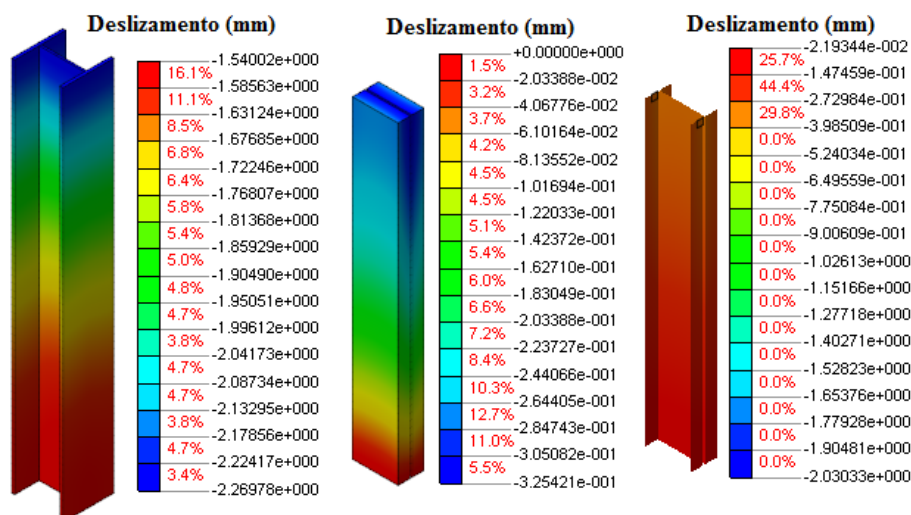


Figura 5.10 – Deslizamentos no perfil, no concreto e na interface em (mm).

Se avaliarmos as tensões principais, pode-se inferir que o concreto de preenchimento não rompe, pois a ordem de grandeza das tensões principais é inferior às resistências à tração e à compressão do concreto apresentadas na Tabela 5.2. Isso ocorre devido a não representação do conector e, assim, não há esmagamento do concreto adjacente ao conector. Com relação às deformações principais, no trecho antes da ruptura, a ordem de grandeza das deformações demonstrou que não era suficiente para a ruptura do concreto e do perfil de aço. Já os deslizamentos apresentam a mesma ordem de grandeza do experimento. A deformada numérica apresentada na Figura 5.11 é coerente dentro das limitações do modelo numérico, pois a base do modelo tende a abrir e o topo a fechar, devido ao escorregamento relativo entre o concreto e o perfil de aço.

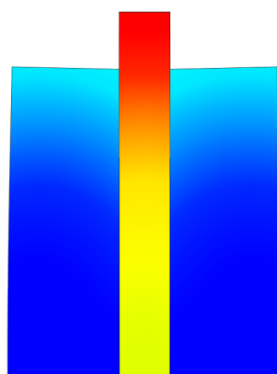


Figura 5.11 – Deformada do modelo numérico.

A concentração de elevadas tensões de tração no topo do modelo, apresentada na Figura 5.12, é coerente com a deformada numérica do mesmo, contudo seus valores devem ser considerados com certo cuidado, por representarem uma pequena porção do modelo e não se propagarem consideravelmente para o seu interior. Cabe ressaltar que a concentração de elevadas tensões de tração na lateral das lajes alveolares pode sugerir coerência com o modo de ruptura observado no modelo experimental onde os alvéolos apresentaram fissuras longitudinais.

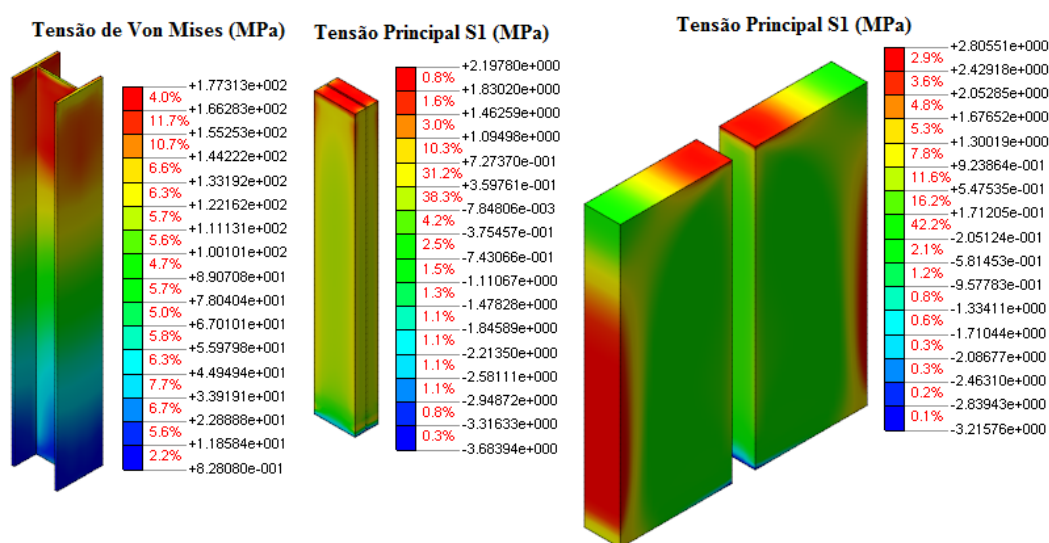


Figura 5.12 – Tensões de Von Mises para o perfil de aço e tensões principais na direção 1 para o concreto de preenchimento e a laje alveolar (MPa).

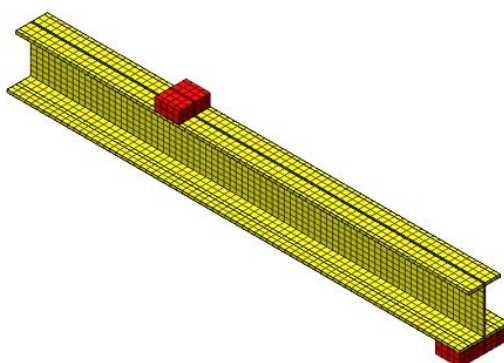
Como o modelo numérico do ensaio de *push-out* plastificou logo após atingir a tensão correspondente a uma coesão próxima da experimental, entende-se que a interface comandou a ruptura do modelo numérico, de maneira semelhante aos modelos experimentais do ensaio de *push-out*, onde a interface envolvendo o conector, o concreto de preenchimento e as chaves de cisalhamento foi o limitador da resistência (Tabela 5.4).

Tabela 5.4 – Comparação da força máxima aplicada entres os modelos experimentais e numérico.

| Elemento | Força Máxima Experimental (kN) | Força Máxima Numérica (kN) |
|----------|--------------------------------|----------------------------|
| PO-1     | 936,00                         |                            |
| PO-2     | 787,60                         | 903,00                     |
| PO-3     | 996,30                         |                            |

Da mesma forma que na modelagem do ensaio de *push-out*, o modelo constitutivo *Total Strain Fixed Crack* foi adotado na modelagem dos pisos mistos de pequena altura submetidos à flexão. Os valores utilizados para o módulo de elasticidade, resistência à compressão e resistência à tração do concreto foram aqueles obtidos nos ensaios de caracterização do concreto. As simulações numéricas realizadas no presente estudo consideraram as recomendações do CEB MODEL CODE 1990 (CEB 1990) para o cálculo da energia de fratura.

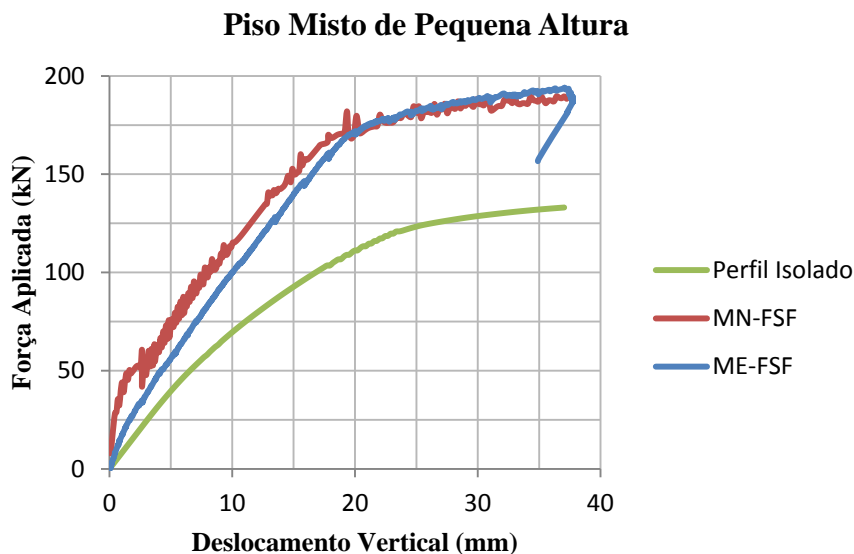
Para o aço A572 grau 50 dos perfis metálicos, foram adotados os valores nominais de acordo com o catálogo do fabricante, uma vez que não foram realizados os ensaios de caracterização do referido material. Foi desenvolvido um modelo numérico considerando somente o perfil de aço para a análise do ganho de resistência quando é considerada a ação mista aço e concreto (Figura 5.13).



**Figura 5.13 – Modelagem do perfil de aço.**

A representação numérica dos modelos de pisos mistos submetidos à flexão, desenvolvidos na etapa experimental deste trabalho, foi executada de maneira análoga aos modelos de *push-out* com a presença de uma única interface entre o perfil metálico e a laje de concreto representando o comportamento dos conectores de cisalhamento. A coesão adotada para o modelo constitutivo não linear para interface, *Coulomb Friction*, parte do mesmo princípio, ou seja, razão entre a força resistente máxima da ligação aço-concreto e a área total de interface. Como área da interface entre o aço e o concreto do piso misto de pequena altura submetido à flexão é um pouco maior que a área da interface do *push-out*, a coesão adotada para este caso foi de 1,16 MPa ao invés de 1,36 MPa com as rigidezes normal e tangencial igual a 1 MPa/mm.

Apresenta-se nas Figura 5.14 e Tabela 5.5 a comparação entre os valores de carregamento vertical concentrado máximo, obtidos pela simulação numérica do piso misto de pequena altura (MN-FSF) e do perfil de aço isolado (Perfil Isolado), com aquele alcançado pelo modelo experimental (ME-FSF). A pequena variação apresentada no modelo numérico com interface indica que os modelos numéricos são capazes de descrever satisfatoriamente os modelos experimentais acerca da capacidade resistente.



**Figura 5.14 – Gráfico de força versus deslocamento vertical para os modelos numéricos.**

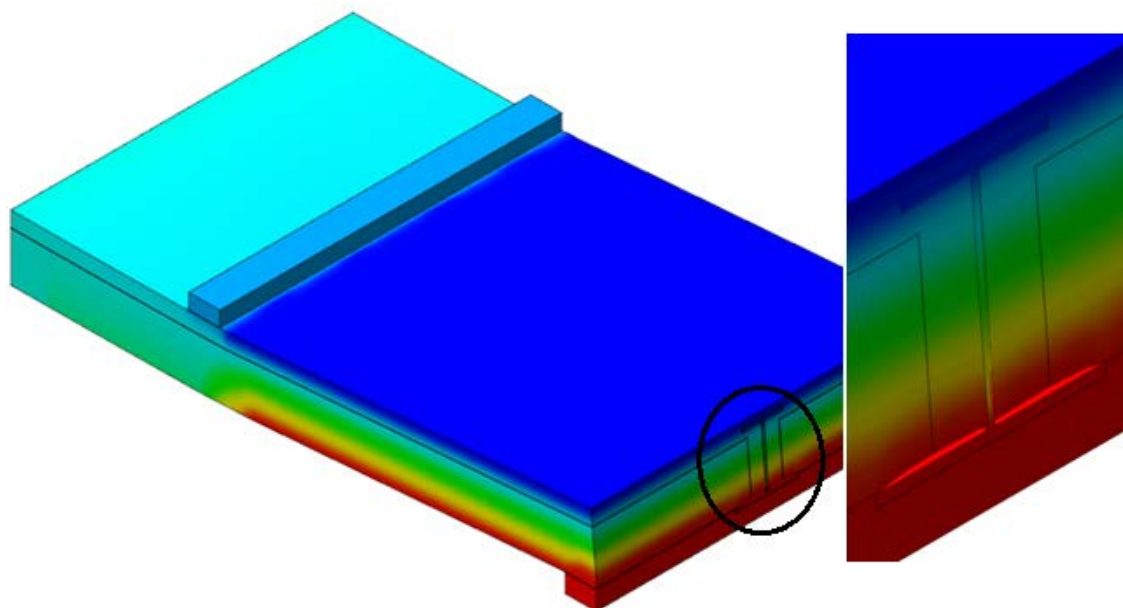
**Tabela 5.5 – Carregamento vertical máximo dos modelos.**

| <b>Modelo</b>         | <b>Força Máxima Aplicada (kN)</b> | <b>Porcentagem (%)</b> |
|-----------------------|-----------------------------------|------------------------|
| <b>ME-FSF</b>         | 194,1                             | 1,00                   |
| <b>MN-FSF</b>         | 189,7                             | 0,98                   |
| <b>Perfil Isolado</b> | 135,0                             | 0,68                   |

A força máxima de carregamento obtida para o modelo numérico do piso misto de pequena altura foi 189,7 kN, aproximadamente 2% inferior ao obtido no ensaio experimental. Acredita-se que isso se deve às próprias limitações do modelo numérico, considerando as diferenças entre as propriedades reais e as que se estimam no modelo numérico, por exemplo, a energia de fratura à tração e à compressão, a tensão de escoamento do aço, pois não houve ensaio de caracterização, ou ainda devido às simplificações como a não representação dos alvéolos e dos conectores. Verifica-se também que o modelo numérico se apresenta mais rígido que o experimental na fase elástica, pois a laje alveolar foi representada como maciça. Pode-se notar que há um

ganho de 32% de resistência à flexão quando se considera a ação mista entre o aço e o concreto.

No tocante à evolução do escorregamento, à medida que o carregamento era incrementado, o modelo numérico foi capaz de perceber o deslizamento relativo entre a laje de concreto e o perfil de aço na região de força cortante constante, porém não apresentou boa aproximação. A Figura 5.15 mostra em escala aumentada, o deslizamento relativo entre o concreto e o aço na extremidade do modelo, na região do apoio.



**Figura 5.15 – Deslizamento relativo entre o aço e o concreto no modelo numérico.**

Concluída a calibração dos modelos numéricos do piso misto, a seguir, na Figura 5.16, é apresentada a comparação entre as deformações do perfil metálico. Observou-se que o modelo numérico apresenta boa aproximação. Assim, ainda que alguns dos resultados apresentados não possam ser considerados satisfatórios, acredita-se que o modelo numérico calibrado é capaz de descrever o comportamento global do modelo experimental de piso misto de pequena altura submetido à flexão.

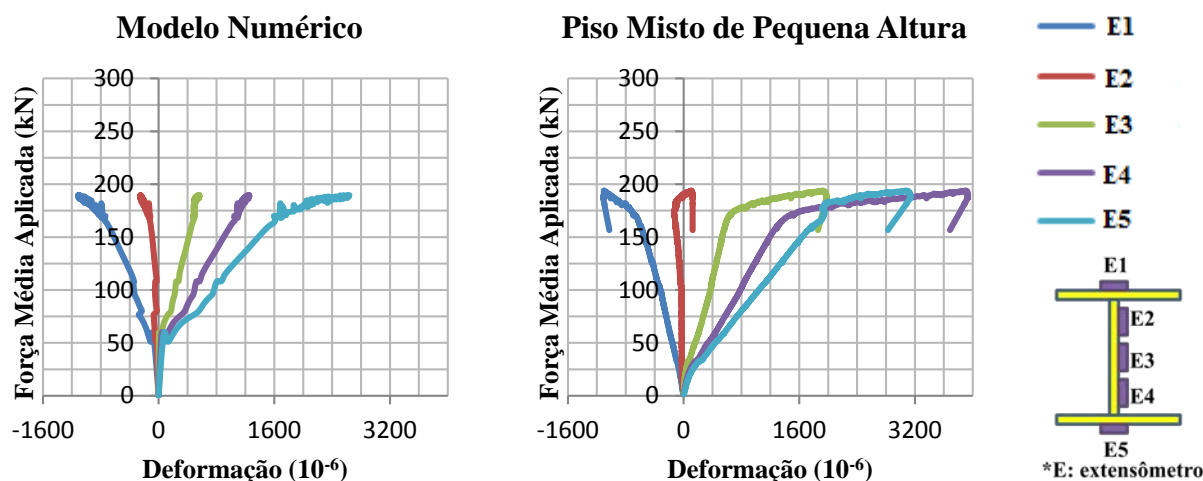


Figura 5.16 – Deformações no perfil metálico do modelo numérico.

O apêndice A apresenta as tensões e deformações principais do modelo. Para a força próxima à força máxima, considerando a tensão principal S1, a mesa inferior e parte da alma do perfil encontram-se plastificado, com tensões da ordem de 380 MPa. Observa-se que a linha neutra corta a alma do perfil e que em algumas regiões são observadas tensões normais superiores à resistência do concreto. Isto é ocasionado por concentrações de tensões na região dos apoios e na região de introdução das cargas.

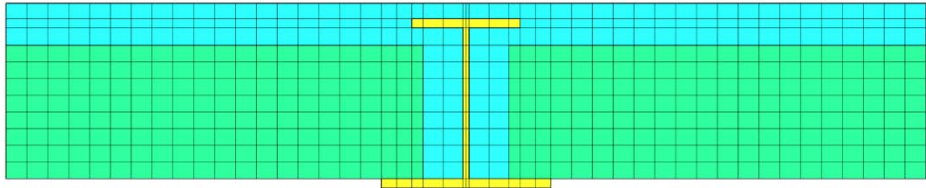
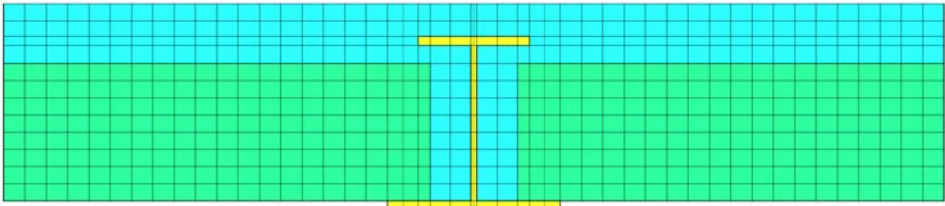
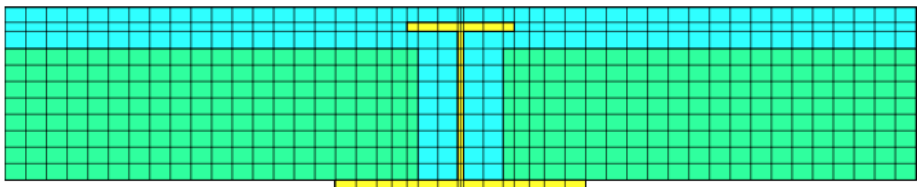
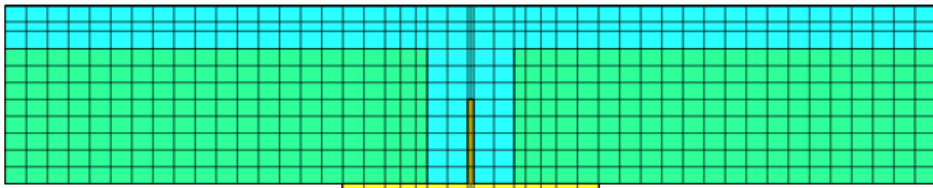
## 5.8 ANÁLISE PARAMÉTRICA

A fim de avaliar a influência de alguns parâmetros do modelo experimental do piso misto de pequena altura no seu comportamento estrutural, apresenta-se um pequeno estudo paramétrico acerca da influência da variação da espessura da capa de concreto e das dimensões do perfil metálico. A Tabela 5.6 apresenta os modelos e parâmetros avaliados.

A avaliação paramétrica foi realizada em termos do comportamento força *versus* deslocamento vertical ao meio do vão (Figura 5.17).



Tabela 5.6 – Parâmetros analisados no modelo numérico.

| Modelos Numéricos                                                                   | Variáveis                   |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|
|   | Modelo de Referência        |
|   | Com capa de 7 cm            |
|   | Com mesa inferior de 303 mm |
|  | Perfil T                    |

### Piso Misto de Pequena Altura

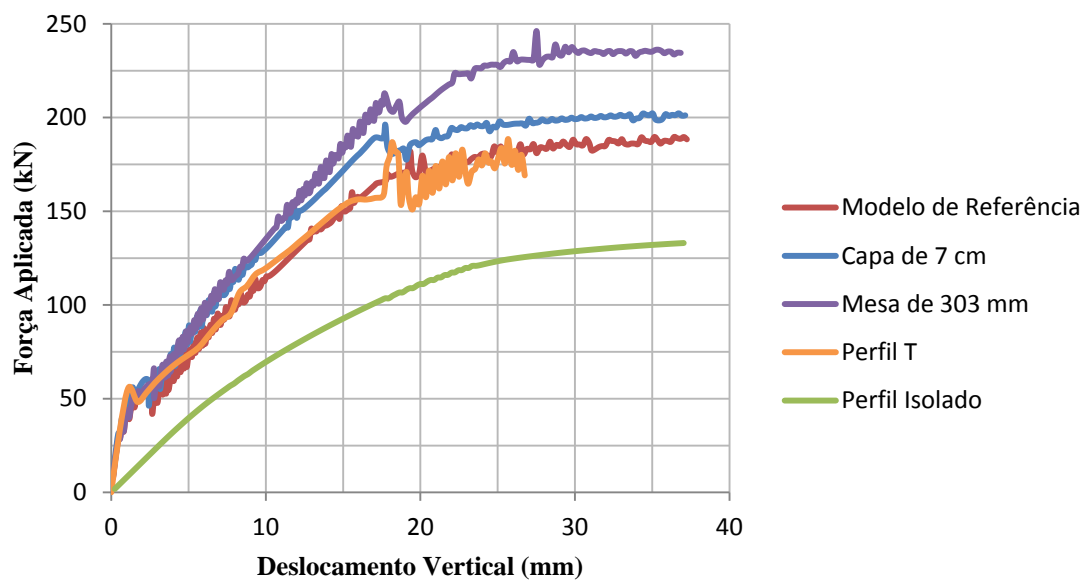


Figura 5.17 – Curva de força versus deslocamento vertical para a análise paramétrica.

Para um mesmo concreto, o aumento da espessura da capa de concreto implicou em um acréscimo na resistência em 10%. O comportamento apresentado é coerente, uma vez que o aumento da laje aumenta a rigidez da seção mista.

Com relação à variação da largura da mesa inferior, o modelo mostrou-se bem mais sensível. O que de certa forma já era esperado, pois o perfil metálico é o elemento que contribui mais efetivamente para o ganho de resistência. O máximo valor de força aplicada foi de 237,8 kN, um ganho de aproximadamente 25%.

Quando é utilizado um perfil metálico T, nota-se que apresentou um comportamento semelhante ao piso misto ensaiado e o uso deste perfil é vantajoso, pois o concreto possui um bom desempenho aos esforços de compressão e o aço apresenta um bom comportamento aos esforços de tração. Logo, a laje de concreto é posicionada em uma região comprimida e o perfil de aço em uma região tracionada. Entretanto, deve ser feita uma análise de instabilidade na fase construtiva.

## 5.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apesar de simplificado, é possível dizer que os modelos numéricos desenvolvidos representam satisfatoriamente o comportamento dos modelos experimentais, tanto para o caso dos modelos de *push-out* quanto para os modelos de piso misto submetido à flexão, considerando os fenômenos de plastificação dos materiais e o deslizamento da interface. No tocante ao comportamento da interface, o modelo de *Coulomb Friction* foi suficiente para caracterizar a capacidade resistente máxima nos modelos de *push-out* e a plastificação do piso misto. Ainda com relação à análise numérica, ressalta-se que a análise paramétrica desenvolvida na presente investigação foi de caráter exploratório e, portanto, limitada. Pode-se concluir que a mudança nas dimensões do perfil metálico contribuiu mais efetivamente no ganho de resistência à flexão.

## CAPÍTULO 5

### 6 CONCLUSÕES

Este trabalho tinha como objetivo principal avaliar o comportamento estrutural de pisos mistos de pequena altura, em particular a capacidade resistente e o modo de ruptura. Para isto foram realizadas as etapas: revisão bibliográfica, investigação experimental e simulações numéricas. A seguir são resumidas as principais conclusões obtidas em cada etapa.

Tomou-se como ponto de partida a realização de uma ampla pesquisa bibliográfica em relação ao assunto em questão com o objetivo de conhecer o comportamento, tanto de pisos mistos de pequena altura, como de modelos de *push-out*.

Abordou-se a verificação de segurança de sistemas mistos *slim floor*, que são pisos mistos não convencionais, onde a laje de concreto é apoiada na mesa inferior do perfil de aço. Nota-se que foram apresentados os principais aspectos construtivos e históricos do piso misto de pequena altura, como também suas vantagens de utilização, contribuindo assim, para o avanço da linha de pesquisa em "estruturas mistas de aço e concreto", já que de um modo geral, os estudos envolvendo pisos mistos de pequena altura são recentes no Brasil e necessitam ser ampliados.

Os fatores envolvidos para determinação do tipo de estrutura a ser utilizada em uma edificação devem ser considerados, assim como: ambientais, econômicos, construtivos, arquitetônicos, de conforto e de segurança. A combinação de aço e concreto apresenta algumas vantagens em relação aos elementos de aço e de concreto isolados e, em certas situações, pode ser a melhor opção. Nesse contexto, as conclusões obtidas para esse estudo através da revisão bibliográfica foram que a utilização de pisos mistos de pequena altura, além de aumentar a estabilidade estrutural e a resistência ao fogo, reduz a altura do pavimento e, conseqüentemente, diminui a altura total da edificação. Somando a isso, tem-se que a posição do conector de cisalhamento não influencia de maneira significativa a capacidade resistente à flexão. Por fim, o uso de

lajes pré-fabricadas gera um aumento de produtividade com menos desperdício. Portanto, o arranjo proposto é interessante e viável para edificações de múltiplos andares com necessidade de rapidez de execução, ganho de altura útil e redução de custos.

Pode-se dizer que os objetivos inicialmente traçados foram, em geral, atingidos. Tais objetivos consistiam em analisar, experimentalmente e numericamente, o comportamento estrutural e comprovar a viabilidade estrutural de pisos mistos de pequena altura com laje alveolar de concreto protendido.

A avaliação do comportamento força-deslocamento em conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça foi feita com base em ensaios padronizados, tipo *push-out*, com algumas adaptações para o piso misto de pequena altura. A medida dos deslizamentos relativos aço-concreto foi feita em quatro pontos, simétricos dois a dois, utilizando transdutores de deslocamento. Alguns efeitos secundários, como por exemplo, a não verticalidade do modelo e uma inadequada regularização do concreto na base, provocaram uma variabilidade entre os valores dos quatro deslocamentos medidos. Entretanto, os valores de força máxima não apresentaram uma grande variabilidade entre os modelos.

Os resultados do ensaio de *push-out* demonstraram que o conector tipo pino com cabeça, aliado a chaves de cisalhamento formadas pelo preenchimento dos alvéolos, aumentam a capacidade resistente da ligação aço-concreto.

Os resultados experimentais provenientes dos ensaios em piso misto submetido à flexão foram comparados a valores teóricos obtidos de modelos normativos e simplificados, pois o pequeno número de amostras aqui ensaiadas não tem caráter representativo para se propor critérios de dimensionamento específicos para tais elementos mistos. Porém, constatou-se que a utilização de análises simples pode ser aplicada para pisos mistos de pequena altura.

Comparando os valores de momento fletor teórico e experimental, verifica-se que o valor experimental diverge do teórico em 3% para o piso misto convencional e em 30% para o piso misto de pequena altura. Esta diferença se deve ao fato da formulação considerar uma laje maciça e a não caracterização das propriedades mecânicas do aço do perfil metálico.

O deslizamento na interface mostrou ter grande influência na rigidez dos pisos mistos. No piso misto convencional, com *grau de conexão* próximo a 0,4, o deslocamento vertical foi semelhante ao deslocamento teórico, considerando a análise

elástica, até o limite de proporcionalidade. Em relação ao deslizamento na interface, notou-se que o deslizamento relativo entre o concreto e o aço é nulo enquanto existe *interação total* entre eles.

Como esperado, o piso misto convencional foi mais resistente que o piso misto de pequena altura devido ao maior momento de inércia proporcionado pela altura total da seção mista e, assim, apresentou menores deformações no aço e no concreto. Porém, a transferência de forças entre a laje de concreto e o perfil de aço foi maior no piso misto convencional devido à maior deformabilidade do conector obtida. Portanto, o piso misto de pequena altura possui menor capacidade resistente e menor transferência de forças de cisalhamento na interface, logo, sugere-se que o *grau de conexão* mínimo pode ser reduzido para este sistema.

Entende-se que a simulação numérica dos modelos de *push-out* foi capaz de descrever o comportamento do modelo experimental até a ruptura e possibilitou calibrar os parâmetros da interface utilizados na simulação numérica dos modelos de pisos mistos submetidos à flexão.

A simulação numérica dos modelos de pisos mistos submetidos à flexão apresentou resultados satisfatórios no que se refere ao comportamento força *versus* deslocamento vertical, deformações no perfil metálico e tensões na interface. Em comparação ao perfil de aço isolado, houve um ganho de 32% de capacidade resistente quando se considera a ação mista no piso misto de pequena altura, demonstrando que esse sistema misto é interessante no ganho de resistência e rigidez.

A análise paramétrica possibilitou identificar que a variação da largura da mesa inferior do perfil metálico influencia no comportamento do modelo numérico de forma mais contundente que a variação da espessura da capa de concreto.

De maneira geral, os pisos mistos de pequena altura apresentaram um comportamento estrutural compatível com as expectativas. Dando continuidade ao tema, ensaios complementares deverão ser conduzidos no sentido de melhor investigar alguns aspectos.

## 6.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Considerando que nenhum trabalho é completo, entende-se que todo trabalho de pesquisa deve apresentar sugestões para trabalhos futuros que envolvam o tema de pesquisa estudado. Assim, são sugeridos os estudos a seguir:

- ✚ Realização de um programa experimental mais completo, onde possam ser avaliados pisos mistos com outras seções transversais de perfil metálico e diferentes alturas de laje alveolar, abrangendo outras classes de resistência à compressão do concreto;
- ✚ Realização de ensaios de piso misto de pequena altura submetido à flexão variando a posição dos conectores de cisalhamento na alma e na mesa inferior do perfil metálico e variando a taxa de armadura longitudinal e transversal;
- ✚ Estudo da resistência à força cortante da laje alveolar sobre apoio flexível;
- ✚ Realização da modelagem numérica dos conectores de cisalhamento e da análise paramétrica abrangendo outras seções mistas.

Acredita-se que a continuidade das pesquisas relativas aos pisos mistos de pequena altura contribuirá para um adequado dimensionamento destes sistemas mistos, de modo a proporcionar uma disseminação das estruturas mistas em geral.

## CAPÍTULO 6

### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVA, G. M. S. (2000). 277p. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- ARAÚJO, D. L; SALES, M. W. R; PAULO, S. M; EL DEBS, A. L. H. C. Headed steel stud connectors for composite steel beams with precast hollow-core slabs with structural topping. **Engineering Structures**. Elsevier Ltd, v.107, n., p.135-150, 2016.
- ARCELORMITTAL. **Slim floor un concepto innovador para forjados**. Catálogo de fabricante, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Argamassa e concreto – determinação à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6152**: Materiais metálicos – ensaios de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.
- BARROS, M. O. (2011). 132p. **Análise e dimensionamento de pavimentos mistos *slim floor***. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- BREUNINGER, U. Design of lying studs with longitudinal shear force. **In: Proceedings of International Symposium on Connections Between Steel and Concrete**, University of Stuttgart, p.1015-1024, 2001.
- CASTILHO, V. C. (2003). 283p. **Otimização de componentes de concreto pré-moldado protendidos mediante algoritmos genéticos**. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.

- CATAI, E. (2005). 166p. **Análise dos efeitos da retração e da fluência em vigas mistas**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- CATOIA, B. (2011). 325p. **Lajes alveolares protendidas: cisalhamento em região fissurada por flexão**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.
- CAVALCANTI, L. A. (2010). 151p. **Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- CHAVES, I. A. (2009). 138p. **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.
- CHEN, S; LIMAZIE, T; TAN, J. Flexural behavior of shallow cellular composite floor beams with innovative shear connections. **Journal of Constructional Steel Research**. Elsevier Ltd, v.106, n., p.329–346, 2015.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB MODEL CODE 1990**, 1990.
- DAVID, D. L. (2007). 256p. **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) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- DE NARDIN, S; EL DEBS, A. L. H. C. Avaliação da influência da posição dos conectores de cisalhamento no comportamento de vigas mistas parcialmente revestidas. **Revista Escola de Minas**. Ouro Preto, v.61, n.2, p.239-247, 2008.
- DIANA, T. **DIANA finite element analysis. User's manual release 9.6**. Delft, Netherland, 2015.
- DIOGENES, H. J. F. (2013). 198p. **Análise numérica e experimental de ligações por aderência aço-concreto aplicada em estruturas mistas**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings**. Bruxelles, 2004.
- EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK. **Composite structures**. London : The Construction Press, 1981.
- FEENSTRA, P. H; BORST, R. DE. Aspects of robust computational modeling for plain and reinforced concrete. **HERON**. v.38, n.4, p.76, 1993.
- FRIEDRICH, J. T. (2012). 151p. **Análise teórico-experimental de pisos mistos de pequena altura**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.



FU, F; LAM, D. Experimental study on semi-rigid composite joints with steel beams and precast hollow core slabs. **Journal of Constructional Steel Research**. Elsevier Ltd, v.62, n., p.771-782, 2006.

HIGAKI, B. E. (2009). 184p. **Análise teórica e experimental de vigas mistas aço e concreto e lajes com vigotas pré-moldadas e lajotas cerâmicas em um pavimento tipo**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

HEGGER, J; ROGGENDORF, T; KERKENI, N. Shear capacity of prestressed hollow core slabs in slim floor constructions. **Engineering Structures**. Elsevier Ltd, v.31, n., p. 551-559, 2009.

HUBER, G. Semi-continuous beam-to-column joints at the Millennium Tower in Vienna, Austria. **Steel and Composite Structures**. Techno-Press, v.1, n.2, p. 159–170, 2001.

KIRCHHOF, L. D. (2004). 142p. **Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

KOTINDA, T. I. (2006). 116p. **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

LAM, D. Capacities of headed stud shear connectors in composite steel beams with precast hollow core slabs. **Journal of Constructional Steel Research**. Elsevier Ltd, v.63, n. 9, p. 1160-1174, 2007.

LAM, D; ELLIOTT, K. S; NETHERCOT, D. A. Experiments on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs. **Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs**. n.140, p.127-138, 2000.

LAM, D; ELLIOTT, K. S; NETHERCOT, D. A. Parametric study on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs. **Journal of Constructional Steel Research**. Elsevier Ltd, v.54, n., p.283-304, 2000.

LAM, D; ELLIOTT, K. S; NETHERCOT, D. A. Push-off tests on shear studs with hollow-cored floor slabs. **The Structural Engineer**. v.76, n.9, p.167-174, 1998.

LIMAZIE, T; CHEN, S. Numerical procedure for nonlinear behavior analysis of composite slim floor beams. **Journal of Constructional Steel Research**. Elsevier Ltd, v.106, n., p.209–219, 2015.

MALITE, M. (1990). 152p. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

MALITE, M. (1993). 512p. **Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

NÁDASKÝA, P. Steel-concrete composite beams for slim floors – specific design features in scope of steel frames design. **Steel Structures and Bridges**. v.40, n., p.274 – 279, 2012.

OEHLERS, D.J; BRADFORD, M.A. **Composite steel and concrete structural members. Fundamental behaviour.** New York : Elsevier Science Ltd, 1995.

PAULO, S. M. (2007). 182p. **Conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça em ligações mistas aço-concreto com laje alveolar: análise experimental.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, 2007.

PAJARI, M; YANG, L. **Shear capacity of hollow core slabs on flexible supports.** VTT Technical Research Centre of Finland. Research Notes 1587, 1994.

RACKHAM, J. W; HICKS, S. J; NEWMAN, G. M. **Design of asymmetric slimflor beams with precast concrete slabs.** UK : The Steel Construction Institute, 2006.

RAMOS, A. L. (2010). 138p. **Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

ROCHA, F. M. (2012). 269p. **Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto pertencentes a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de incêndio.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

SALES, M. W. R. (2014). 81p. **Conector de cisalhamento tipo pino com cabeça para viga mista aço-concreto com laje alveolar.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

STRUCTURAL STEELWORK EUROCODES: Development of a Trans-national Approach. **SSEDTA**, 2001.

TRISTÃO, G. A. (2002). 146p. **Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da resposta numérica.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

VECCHIO, J. F; COLLINS, M. P. Compression response of cracked reinforced concrete. **Journal of Structural Engineering.** Elsevier Ltd, v.119, n.12, p.3590-3610, 1993.

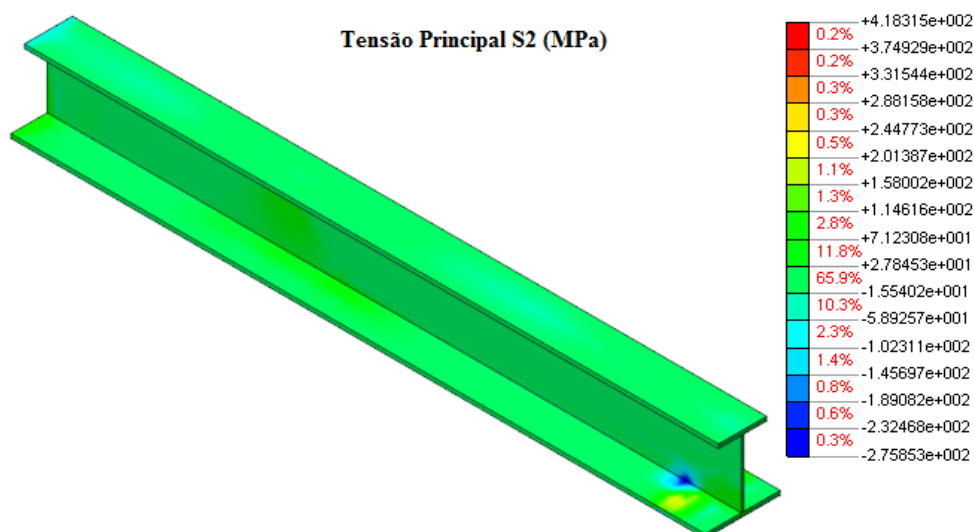
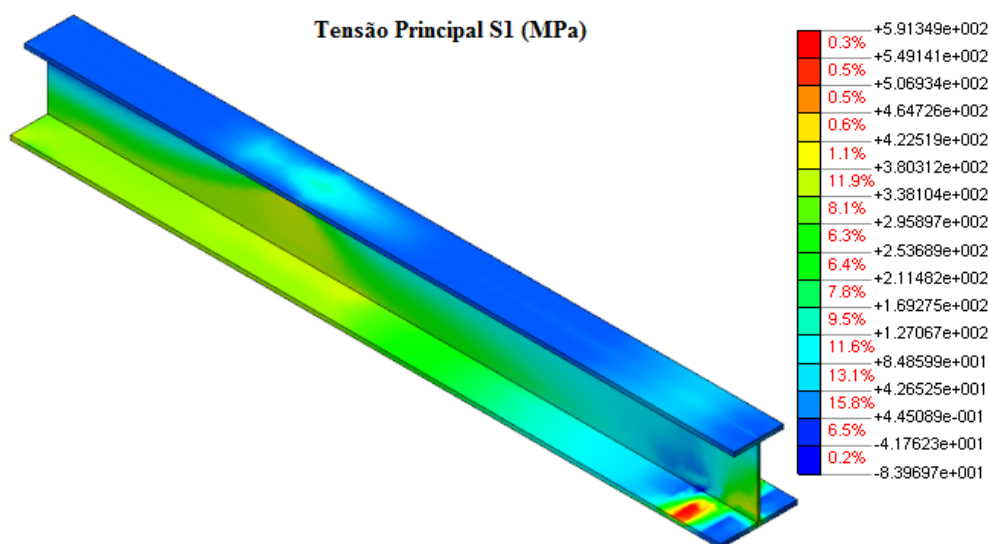
YANG, L. Design of prestressed hollow core slabs with reference to web shear failure. **ASCE Journal of Structural Engineering.** Elsevier Ltd, v.120, n.9, p.2675-2696, 1994.

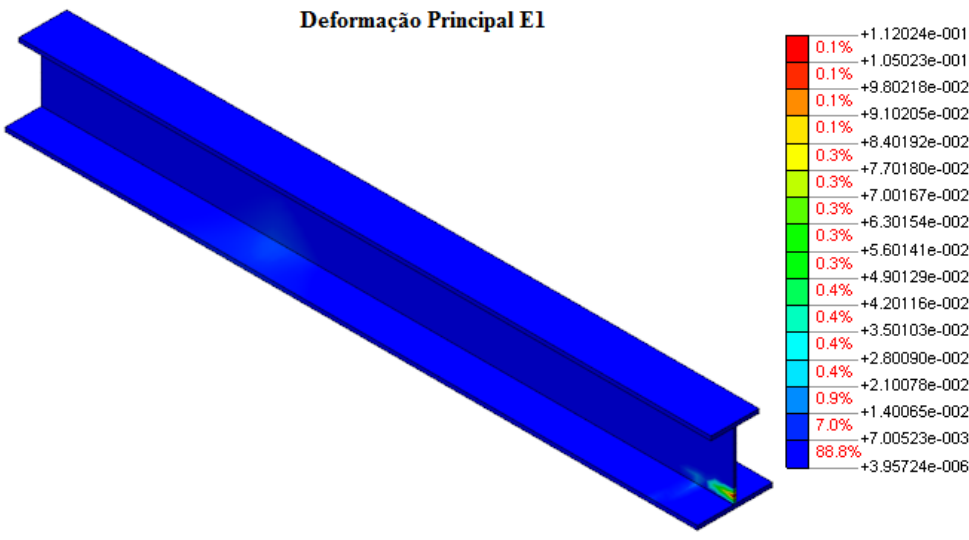
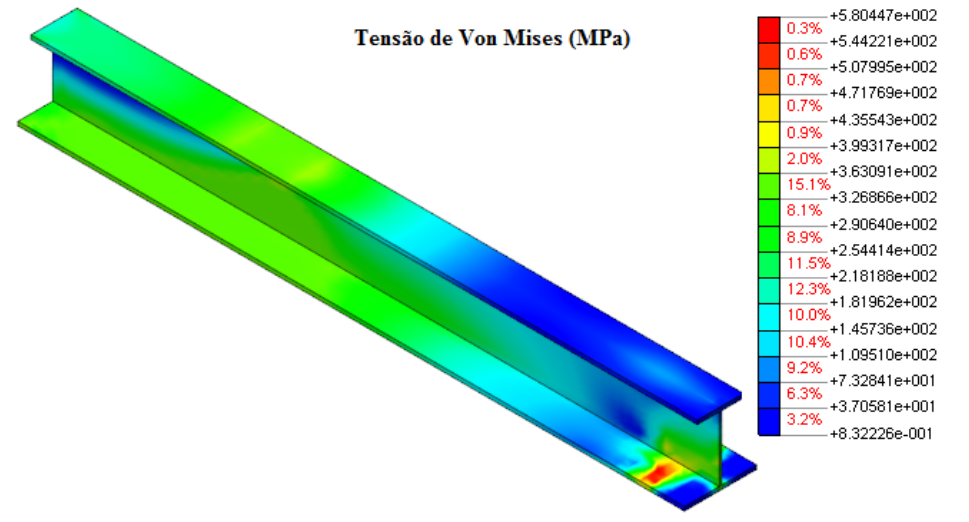
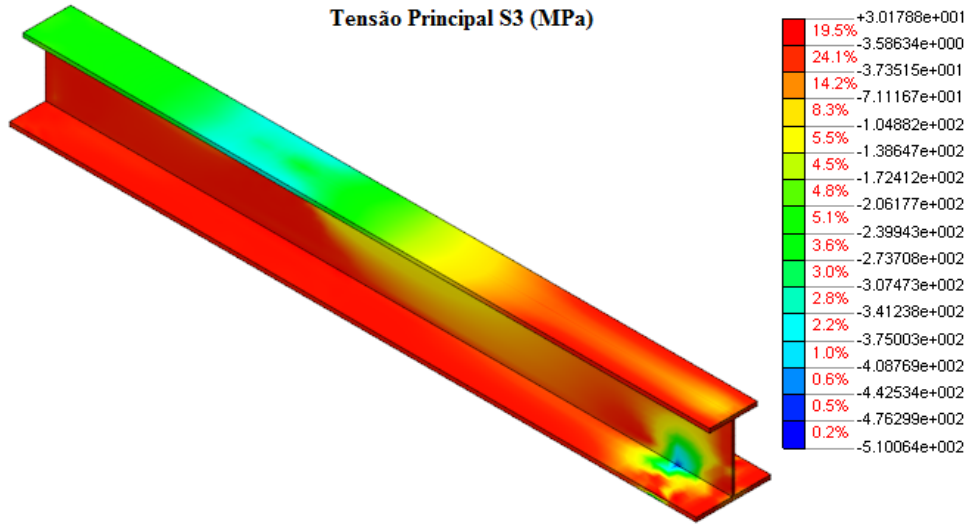
## APÊNDICE

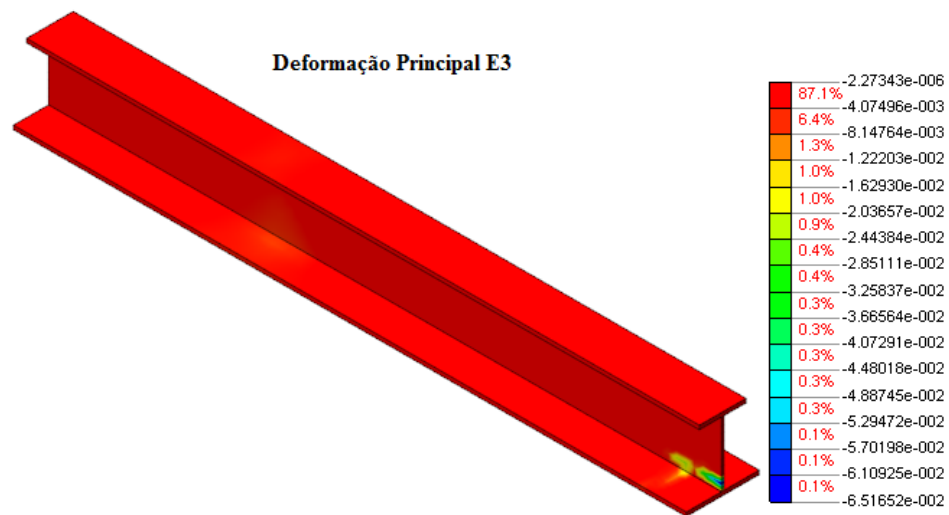
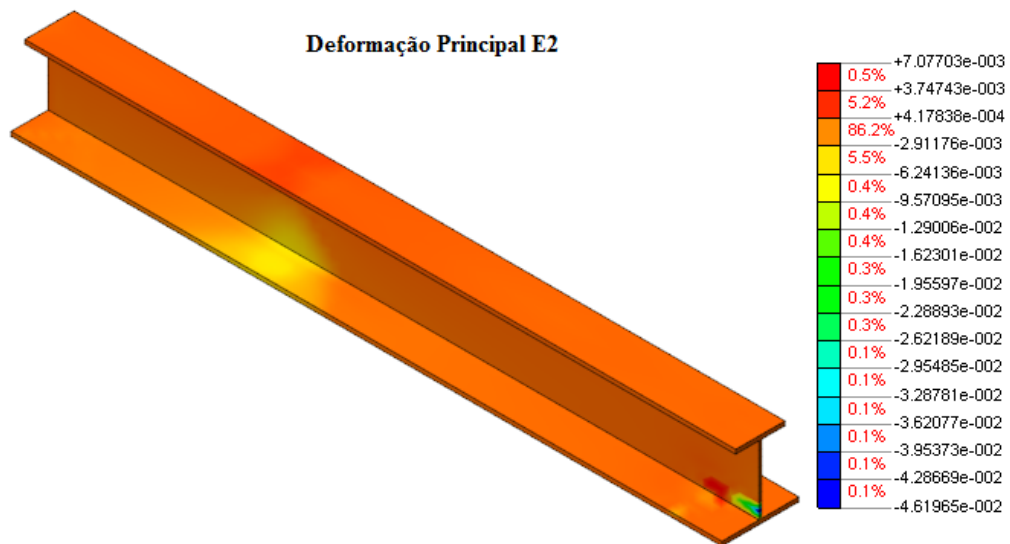
### APÊNDICE A – TENSÕES E DEFORMAÇÕES PRINCIPAIS DO MODELO NUMÉRICO

A seguir, são apresentadas as tensões e deformações principais do modelo numérico do piso misto de pequena altura submetido à flexão em quatro pontos.

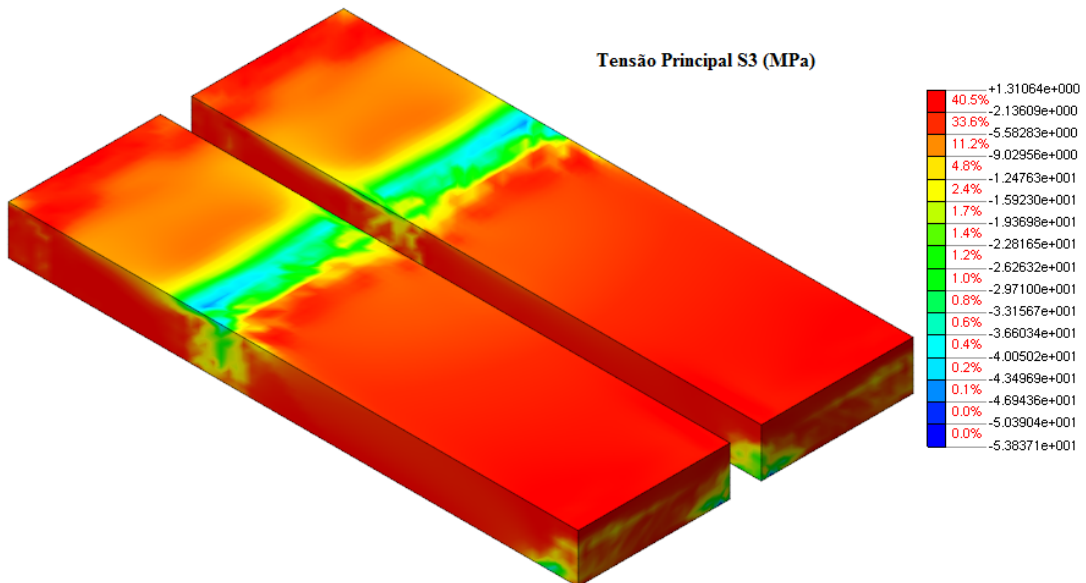
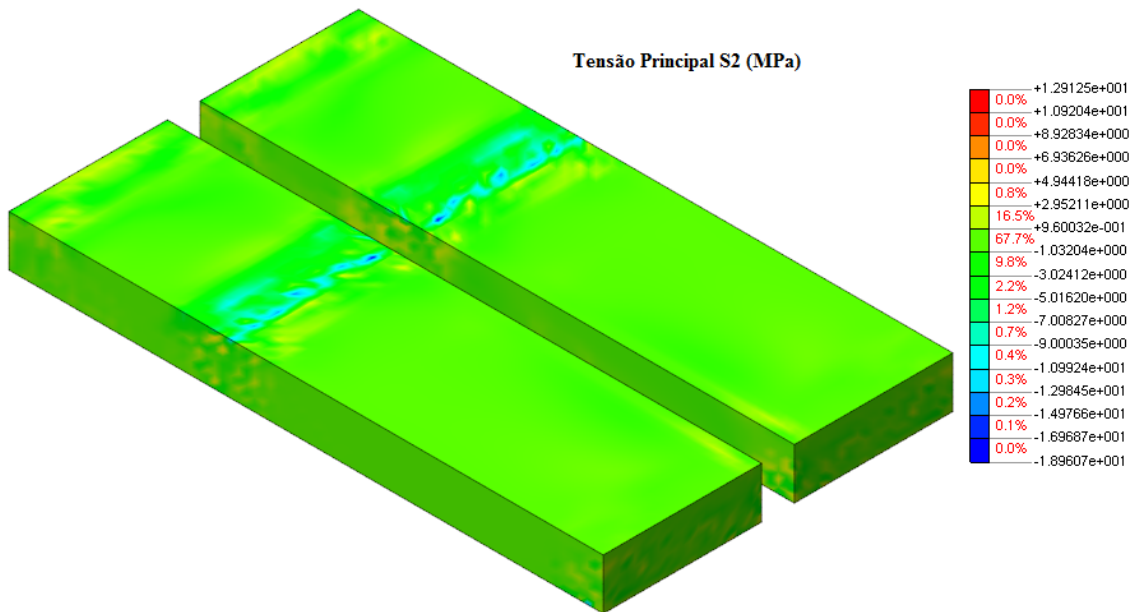
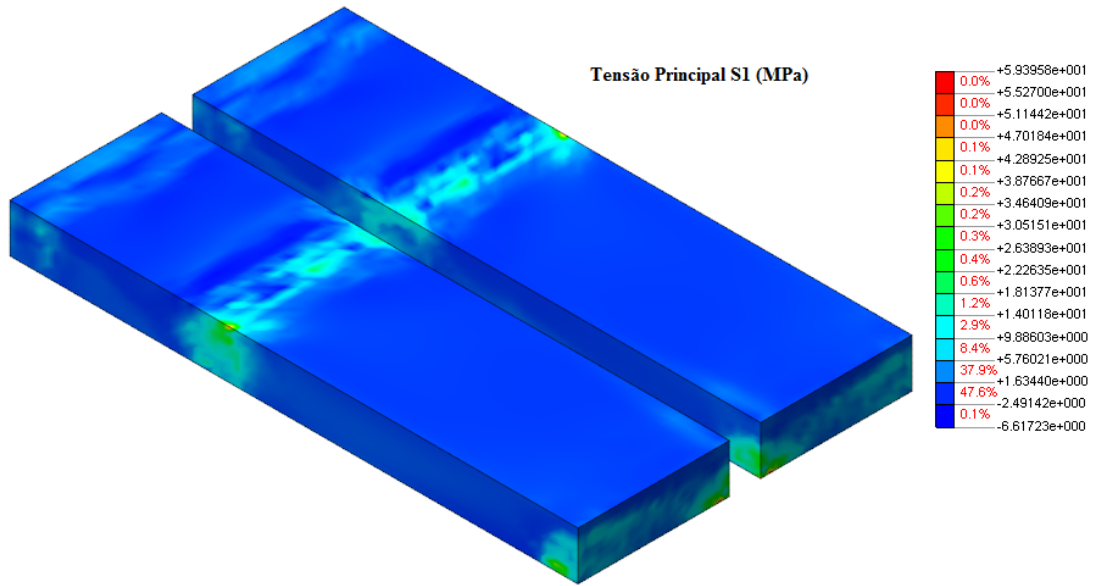
a) Viga de aço:



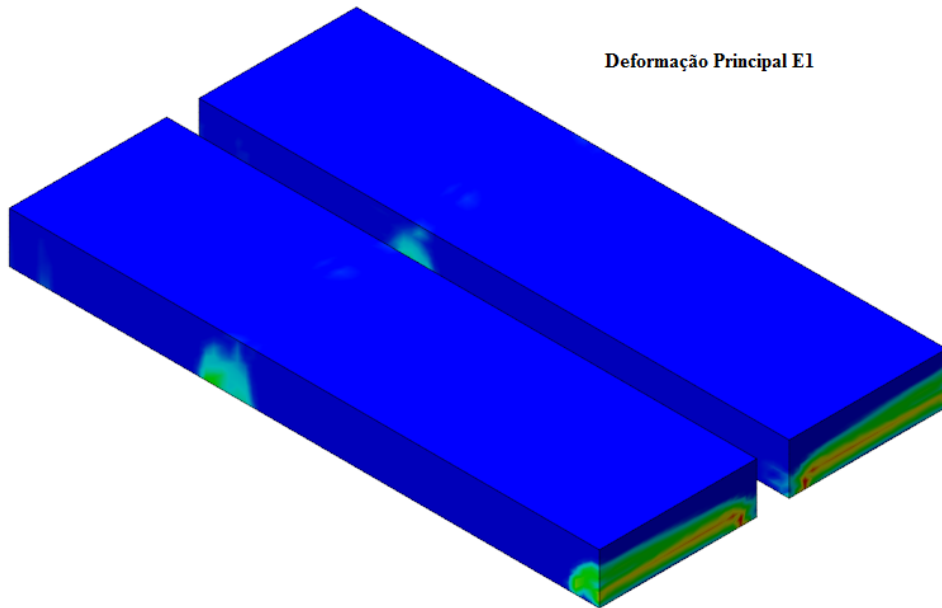




b) Laje Alveolar:

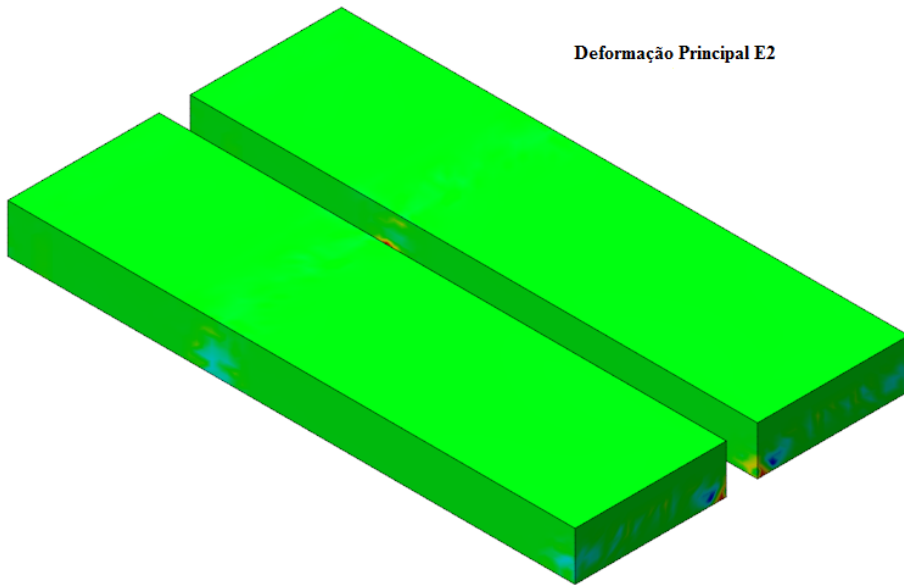


Deformação Principal E1

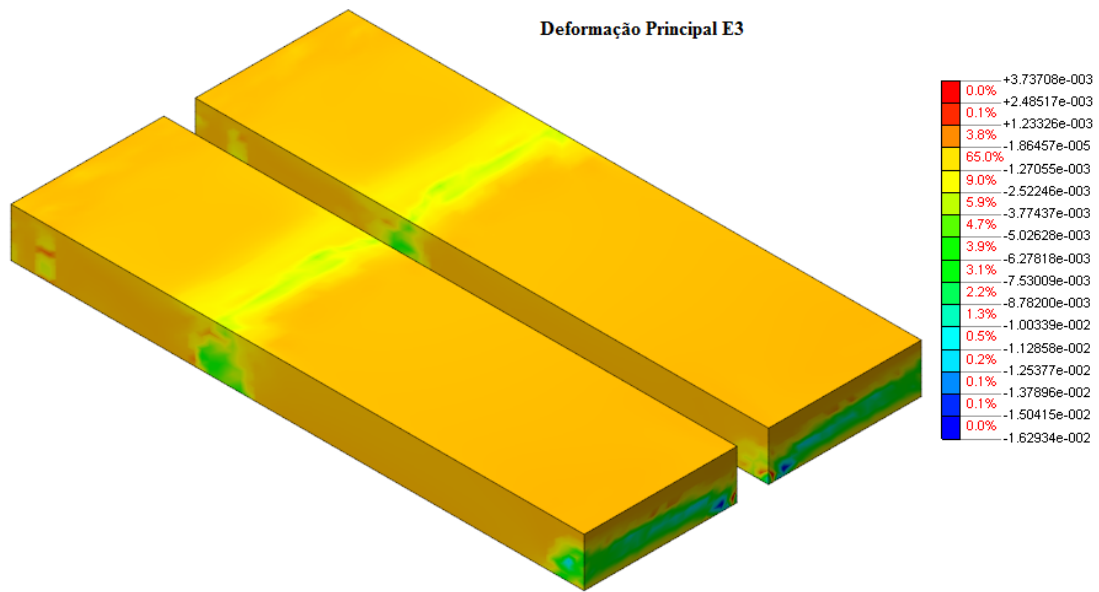


|       |               |
|-------|---------------|
| 0.0%  | +6.20145e-002 |
| 0.0%  | +5.81379e-002 |
| 0.1%  | +5.42613e-002 |
| 0.3%  | +5.03847e-002 |
| 0.5%  | +4.65081e-002 |
| 1.0%  | +4.26316e-002 |
| 1.8%  | +3.87550e-002 |
| 2.3%  | +3.48784e-002 |
| 2.9%  | +3.10018e-002 |
| 3.2%  | +2.71252e-002 |
| 3.6%  | +2.32486e-002 |
| 3.9%  | +1.93720e-002 |
| 4.3%  | +1.54954e-002 |
| 4.6%  | +1.16188e-002 |
| 7.4%  | +7.74224e-003 |
| 64.0% | +3.86565e-003 |
|       | -1.09385e-005 |

Deformação Principal E2



|       |               |
|-------|---------------|
| 0.0%  | +1.22017e-002 |
| 0.0%  | +1.07845e-002 |
| 0.2%  | +9.36726e-003 |
| 0.5%  | +7.95007e-003 |
| 1.0%  | +6.53287e-003 |
| 2.4%  | +5.11567e-003 |
| 4.5%  | +3.69848e-003 |
| 9.8%  | +2.28128e-003 |
| 73.4% | +8.64085e-004 |
| 4.8%  | -5.53111e-004 |
| 1.9%  | -1.97031e-003 |
| 1.0%  | -3.38750e-003 |
| 0.3%  | -4.80470e-003 |
| 0.1%  | -6.22190e-003 |
| 0.0%  | -7.63909e-003 |
| 0.0%  | -9.05629e-003 |
| 0.0%  | -1.04735e-002 |



c) Concreto de Preenchimento:

