



## RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO AÇO–CONCRETO EM PILARES MISTOS PARCIALMENTE REVESTIDOS SOB ALTAS TEMPERATURAS

Paulo Anderson Santana Rocha

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador(es): Eduardo de Miranda Batista  
Alexandre Landesmann

Rio de Janeiro  
Outubro de 2011

RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO AÇO-CONCRETO EM PILARES MISTOS  
PARCIALMENTE REVESTIDOS SOB ALTAS TEMPERATURAS

Paulo Anderson Santana Rocha

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ  
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM  
ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:



Prof. Eduardo de Miranda Batista, D.Sc.



Prof. Alexandre Landesmann, D.Sc.



Prof. Ricardo Azoubel da Mota Silveira, D.Sc.



Prof. Rodrigo Barreto Caldas, D.Sc.



Prof. Romildo Dias Toledo Filho, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

OUTUBRO DE 2011

Rocha, Paulo Anderson Santana

Resistência da Ligação Aço–concreto em Pilares Mistos Parcialmente Revestidos sob Altas Temperaturas/  
Paulo Anderson Santana Rocha. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2011.

IX, 89 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Eduardo de Miranda Batista

Alexandre Landesmann

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2011.

Referências Bibliográficas: p. 82–89.

1. Pilares mistos. 2. Testes *Push-out*. 3. Incêndio. 4. Análise Experimental. I. Batista, Eduardo de Miranda *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Dedicatória  
(opcional)

# AGRADECIMENTOS

A Deus, acima de tudo

Gostaria de agradecer aos meus orientadores, Professor Eduardo de Miranda Batista e Alexandre Landesmann pelos ensinamentos, pela orientação, amizade e paciência durante este período.

A minha mãe Maria Santana (Celsa) por ter sido um exemplo de mãe e por tudo o que me ensinou, pelo imenso amor e preocupação durante a minha vida.

A minha namorada Kátia pelas diversas ajudas, paciência, companheirismo e amor.

A família da Kátia pelo grande apoio durante essa jornada.

A todos os meus irmãos que mesmo de longe torciam pelo meu crescimento profissional e pessoal.

A Luzidele, Sandra, Rocha e Paulinho por me atenderem sempre com muito carinho durante esses anos.

Ao Jô pelas ajudas e pela alegria. Isso nos fortalece.

Ao professor Romildo Dias Toledo da (COPPE/UFRJ) por ter cedido o seu laboratório para a realização dos ensaios.

Ao Professor Ricardo Azoubel da UFOP pelos ensinamentos no Mestrado, pelos conselhos durante o Doutorado e pela amizade e confiança.

A professora Doutora Janine Domingos Vieira da Universidade Federal Fluminense (UFF) pela enorme ajuda durante a campanha experimental e pelos conselhos nos momentos de dificuldade.

Aos técnicos do LABEST: Rodrigo, Renan, Santiago e Manoel pela grande ajuda durante a parte experimental.

Aos amigos de Doutorado: Adcleides, Carlos Rossigali, Carlos Cortês, Cleberson Dors, Eduardo, Eliane, Juarez, Marco Antônio, Marco (Chileno), Leandro Di Bartolo, Leonardo Pinheiro, Luiz Alvarinho, Pablo e Wellington.

Aos meus amigos de Minas Gerais: Betânia e Rodrigo Rodrigues.

A FAPERJ pela ajuda financeira.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO AÇO–CONCRETO EM PILARES MISTOS  
PARCIALMENTE REVESTIDOS SOB ALTAS TEMPERATURAS

Paulo Anderson Santana Rocha

Outubro/2011

Orientadores: Eduardo de Miranda Batista

Alexandre Landesmann

Programa: Engenharia Civil

O objetivo deste trabalho é investigar a resistência da ligação na interface entre o aço e o concreto na região de introdução de cargas de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto. Esta resistência está associada à aderência química entre o aço e o concreto, à aderência mecânica e por atrito dos conectores de cisalhamento soldados na alma do perfil metálico, e à resistência adicional por atrito proporcionada pelo impedimento da expansão dos blocos de concreto pelas mesas do perfil. Todos estes efeitos foram identificados por meio de um estudo teórico–experimental realizado com modelos de pilares mistos à compressão centrada através de testes do tipo *push–out* à temperatura ambiente e a altas temperaturas. Devido às dimensões reduzidas do modelo proposto foram utilizados como conectores de cisalhamento pinos sem cabeça e a partir da variação dos diâmetros dos pinos foi possível verificar a sua influência no desempenho dos modelos. Neste trabalho descrevem–se também os principais mecanismos de colapso, identificam–se os padrões de fissuração dos modelos, bem como, avaliam–se a resistência do conector e a tensão de aderência na interface entre o aço e o concreto.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

CONNECTION STRENGTH STEEL CONCRETE COMPOSITE COLUMNS  
PARTIALLY ENCASED IN HIGH TEMPERATURES

Paulo Anderson Santana Rocha

October/2011

Advisors: Eduardo de Miranda Batista  
Alexandre Landesmann

Department: Civil Engineering

The objective of this study is to investigate the bond strength in the steel–concrete interface in the load introduction region of composite columns partially encased with concrete. This resistance is associated with chemical adhesion, mechanical and for friction of the shear connectors welded to the web of the steel section, and the additional resistance provided by friction acting at the internal faces of the flanges. All these effects were identified by means of a theoretical–experimental study carried out with reduced models of composite columns subject to axial compression, through to *push–out* tests in room temperature and high temperatures. Due to the small size of the model, pin without head were used as shear connectors and from the variation of their diameters was possible to verify its influence on the performance of the models. In this work the main mechanisms of collapse and the patterns of cracking of the models are also evaluated, as well as the resistance of the connector and the adherence stress in the steel–concrete interface.

# SUMÁRIO

1. Introdução.....	1
1.1. Considerações iniciais .....	1
1.2. Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço e o concreto segundo o EUROCODE 4 (2004) .....	4
1.2.1. Regiões de introdução de cargas .....	5
1.2.2. Resistência de conectores segundo o EUROCODE 4 (2004) e o AISC/LRFD (2010).....	6
1.2.3. Forças de atrito adicionais devido aos conectores .....	8
1.3. Motivação .....	8
1.4. Objetivos.....	9
1.5. Metodologia experimental .....	10
1.6. Organização da tese .....	11
1.7. Pesquisa bibliográfica .....	12
2. Programa Experimental à Temperatura Ambiente .....	24
2.1. Introdução.....	24
2.2. Descrição do programa experimental à temperatura ambiente .....	24
2.3. Caracterização mecânica.....	30
2.3.1. Caracterização mecânica do concreto.....	30
2.3.2. Caracterização mecânica do aço .....	32
2.4. Programa experimental à temperatura ambiente.....	34
2.5. Comentários sobre os testes <i>push-out</i> .....	35
2.5.1. Ensaio dos modelos sem conectores de cisalhamento.....	36
2.5.2. Ensaio dos modelos com conectores de 12,5mm.....	37
2.5.3. Ensaio dos modelos com conectores de 16mm.....	38
2.5.4. Ensaio dos modelos com conectores de 19mm.....	41
2.6. Comparação entre os resultados experimentais e normativos .....	42
2.6.1. Resistência ao cisalhamento na interface entre o aço e o concreto .....	42

2.6.2. Tensão de aderência na interface entre o aço e o concreto .....	45
3. Programa Experimental a Altas Temperaturas.....	47
3.1. Descrição do programa experimental a altas temperaturas.....	47
3.2. Caracterização mecânica do concreto .....	53
3.3. Resultados da medição da temperatura no modelo .....	55
3.3.1. Ensaios dos modelos sem conectores de cisalhamento.....	57
3.3.2. Ensaios dos modelos com conectores de 12,5 mm.....	61
3.3.3. Ensaios dos modelos com conectores de 16 mm.....	65
3.3.4. Ensaios dos modelos com conectores de 19 mm.....	70
3.4. Resistência dos conectores a altas temperaturas .....	75
3.5. Redução da resistência dos modelos.....	76
4. Conclusões.....	78
4.1. Conclusões .....	78
4.2. Aspectos futuros .....	80
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	82

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. Considerações iniciais

Pode-se considerar como sistema misto aço-concreto todo aquele no qual um perfil de aço laminado, dobrado ou soldado trabalha em conjunto com o concreto armado. Dentre eles podem-se incluir os pilares mistos, as vigas mistas, as lajes mistas ou ainda as ligações mistas.

As estruturas mistas surgiram nos Estados Unidos no final do século XIX, mais precisamente no ano de 1894, com o objetivo inicial de proteger os elementos metálicos contra a corrosão e o incêndio. Pesquisas realizadas por FABER (1956) e JONES e RIZK (1963), permitiram aferir a contribuição do concreto no desempenho estrutural de sistemas estruturais mistos sujeitos a cargas axiais (pilares mistos).

A interação entre o concreto e o perfil de aço pode-se dar por meios mecânicos com auxílio de conectores, mossas, ressalto ou, em alguns casos, por simples aderência e repartição de cargas (como em pilares mistos sujeitos apenas à força normal de compressão).

Além da variedade de opções disponíveis, que possibilitam a obtenção de benefícios arquitetônicos e econômicos, os sistemas mistos apresentam as seguintes vantagens:

- redução considerável do consumo de aço estrutural;
- possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos;
- redução do peso próprio e do volume da estrutura;
- aumento da precisão dimensional da construção, comparando-se as estruturas mistas com as estruturas de concreto;
- aumento da rigidez e resistência da seção em relação às seções de concreto e de aço;
- eliminação ou redução da flambagem local nos perfis metálicos;

- proteção do perfil contra a corrosão;
- e por fim, a característica mais importante para o presente trabalho, que é o aumento da resistência ao fogo principalmente nos pilares totalmente revestidos por concreto.

De acordo com pesquisas realizadas por empresas brasileiras e por especialistas do setor, a utilização de vigas mistas, pilares mistos, lajes mistas e ligações mistas pode proporcionar uma economia no preço global da edificação da ordem de 25%. Essa economia tende a aumentar ao passo que sejam criadas soluções e novas metodologias para esse sistema construtivo. Por isso, empresas brasileiras como a CODEME e pesquisadores de renomadas instituições brasileiras como a USP, UFMG, UFRJ e UFOP investem há alguns anos em estudos capazes de desenvolver novas técnicas e possibilidades para estes tipos de sistemas estruturais.

A união do concreto ao aço, em pilares mistos sujeitos à compressão simples ou à ação simultânea da força axial de compressão e de momentos fletores também é uma forma de potencializar as vantagens dos dois materiais, buscando a melhor solução estrutural.

Os pilares mistos submetidos à compressão pura também estão sujeitos a momentos fletores, estejam ou não estes elementos ligados rigidamente a vigas mistas, e isso se deve às imperfeições iniciais presentes no elemento estrutural. Esses momentos e também aqueles associados a rotações e translações dos nós da estrutura são modificados pela presença dos efeitos de segunda ordem ( $P-\delta$ ) que aparecem graças à ação dos esforços normais na peça quando esta se apresenta em uma configuração deformada.

O colapso dos pilares mistos sujeitos à compressão simples acontece por plastificação da seção transversal crítica devido ao efeito combinado da força axial de compressão com o momento fletor, levando-se em conta a contribuição das imperfeições iniciais e dos efeitos de segunda ordem na peça.

As imperfeições geométricas são inseridas no cálculo dos pilares a partir da adoção de um desaprumo inicial ou de uma deflexão no pilar e as tensões residuais também são introduzidas nas análises.

Vale informar ainda que para pilares sujeitos à compressão pura, a deformação limite do concreto é de 0,2% e é de grande importância que a tensão de escoamento do perfil de aço e das armaduras de aço atinja um valor máximo de deformação inferior a este, pois qualquer valor que ultrapasse este limite acarreta o colapso prematuro do concreto na peça (QUEIROZ, 2001).

Um pilar misto descarregado não pode apresentar desvio de linearidade maior do que 1/1000 do comprimento do pilar entre seções contidas lateralmente, pois

imperfeições superiores a esta podem comprometer a resistência do elemento estrutural. Na análise de pilares mistos, algumas hipóteses podem ser apontadas como imprescindíveis, como por exemplo, as que estabelecem que as seções permanecem planas durante a flexão da peça (hipótese de Bernoulli) e a que define que deve haver uma interação completa entre o aço e o concreto até a plastificação total da seção (QUEIROZ, 2001).

Para o dimensionamento de pilares mistos com seções transversais total ou parcialmente revestidas por concreto e com seções preenchidas com concreto, submetidos à compressão axial ou à flexo-compressão, segundo o Método Simplificado definido pela ABNT NBR 8800 (2008), a seção do pilar misto deve ser duplamente simétrica e constante ao longo do comprimento do pilar, o perfil pode ser laminado ou soldado e o tubo pode ser extrudado, soldado ou calandrado no caso de seção circular.

Com relação à resistência ao cisalhamento, caso as tensões de cálculo impostas excedam as resistências de cálculo  $\tau_{Rd}$  na interface entre o aço e o concreto correspondentes ao atrito e à aderência entre os materiais, devem ser adotados conectores de cisalhamento para permitir que haja a interação entre os mesmos.

Seguindo as prescrições normativas do EUROCODE 4 (2004) e de acordo com os novos procedimentos e recomendações da ABNT NBR 8800 (2008), as seções mistas são classificadas em abertas (totalmente revestidas por concreto e parcialmente revestidas por concreto) e tubulares ou preenchidas por concreto de seções quadradas, retangulares ou circulares.

No caso dos tubos circulares de aço se tem o aparecimento/desenvolvimento de tensões radiais que aumentam a capacidade do concreto de resistir a cargas devido ao seu confinamento.

No projeto de armaduras longitudinais e transversais de pilares mistos, o cobrimento e a distância livre entre as barras de armadura e o perfil de aço, devem ser considerados de acordo com as prescrições definidas pela norma ABNT NBR 6118 (2003), ou com base nas considerações do EUROCODE 2 (1992).

Na Figura 1.1 são apresentadas duas seções mistas, uma parcialmente revestida por concreto e outra totalmente revestida por concreto em que se percebe os elementos constituintes da seção, a saber: perfil metálico, concreto e armaduras de aço.

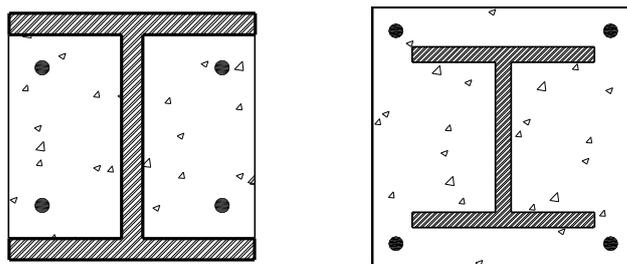


Figura 1.1 – Seções mistas parcialmente e totalmente revestidas por concreto

## 1.2. Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço e o concreto segundo o EUROCODE 4 (2004)

As forças transmitidas das vigas aos pilares mistos se dividem em uma parcela transferida ao perfil de aço e outra parcela transferida ao concreto. Na interface entre o aço e o concreto ocorre o desenvolvimento de forças longitudinais de cisalhamento. Para baixos valores de carga, a maior parte do cisalhamento longitudinal se desenvolve por aderência química entre a pasta de cimento e a superfície do aço. Porém, para valores mais elevados de carga, há uma quebra da aderência. Este efeito pode se relacionar com o fator água–cimento, desenvolvimento de fissuras, retração do concreto, tensões devido a variações de temperatura ou problemas durante a execução.

Segundo PINHEIRO e MUZARDO (2003), a aderência pode ser dividida em três componentes: aderência por adesão ou química, aderência por atrito ou por contato e aderência mecânica. De acordo com DA SILVA (2006), a adesão é a aderência química que surge durante as reações de pega do cimento, em decorrência das ligações físico–químicas na interface aço–concreto. Sendo assim, conclui-se que a rugosidade e a limpeza da superfície das armaduras e do perfil metálico irão influenciar na maior ou menor adesão entre os materiais (CAMPOLINA *et al.*, 2008).

O atrito surge entre dois materiais quando há tendência de deslocamento relativo entre eles. LEONHARDT e MÖNNIG (1977) obtiveram, a partir de suas pesquisas, valores em torno de 0,3 e 0,6 para o coeficiente de atrito entre o concreto e o aço. É importante ressaltar que esse coeficiente é função da rugosidade superficial do aço e que a presença de confinamento e de compressão transversal externa aumentam essa parcela de aderência.

A aderência mecânica está associada à conformação superficial das barras e também se faz presente nas mesas e alma dos perfis metálicos.

Nas barras lisas e na alma e mesas dos perfis metálicos, em pilares mistos, por exemplo, a aderência está associada à rugosidade do aço e neste caso, há uma

considerável mobilização de forças localizadas que são capazes de aumentar de forma significativa o seu efeito entre o aço e o concreto. Vale informar que a classificação das aderências em por adesão ou química, por atrito e mecânica é apenas esquemática, pois não é possível quantificar isoladamente cada uma delas.

### 1.2.1. Regiões de introdução de cargas

As regiões de introdução de cargas são aquelas onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devido a ligações de vigas com pilares, ou nas regiões em que há interrupção da armadura longitudinal, como em emendas do pilar ou em barras. Nessas regiões deve-se evitar que ocorra escorregamento significativo na interface entre o concreto e o perfil de aço. Sendo assim, o comprimento da região de introdução de cargas representado pelo parâmetro  $t$ , como mostra a Figura 1.2, não deve exceder duas vezes a menor dimensão da seção do pilar ou um terço da distância entre pontos de introdução de carga, sendo adotado o menor destes dois valores (NBR 8800, 2008, EUROCODE 4, 2004).

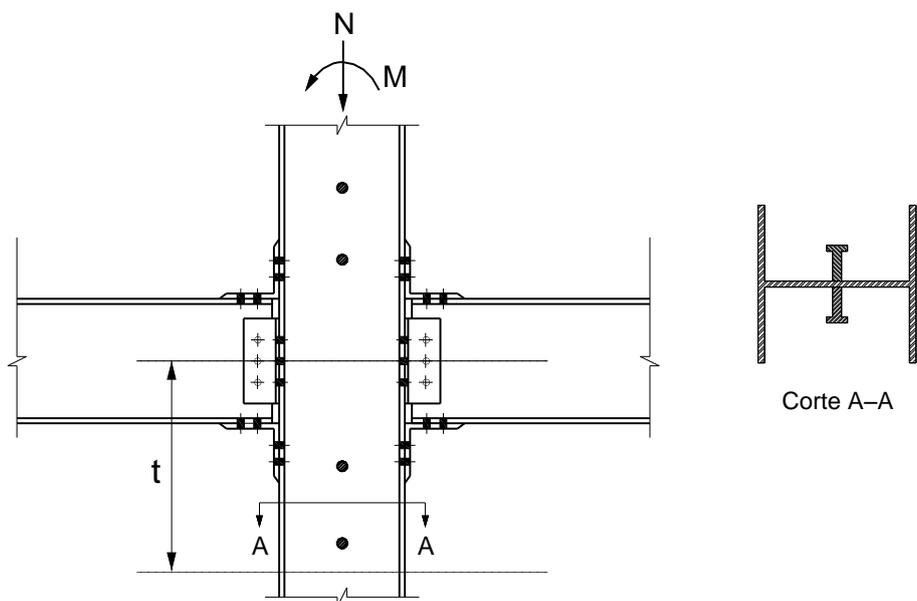


Figura 1.2 – Região de introdução de cargas

Nas regiões de ligação do pilar com vigas, as tensões de cisalhamento na interface entre o aço e o concreto, obtidas com os esforços solicitantes de cálculo  $V_{Sd,l}$  e  $M_{Sd,l}$  na região de introdução de cargas, não podem superar os valores de  $\tau_{Rd}$  apresentados na Tabela 1.1 definidos pela ABNT NBR 8800 (2008).

Tabela 1.1 – Tensão de cisalhamento resistente de cálculo  $\tau_{Rd}$

Tipo de seção transversal do pilar misto	$\tau_{Rd}$ (MPa)
Seção totalmente revestida com concreto	0,30
Seção tubular circular preenchida com concreto	0,55
Seção tubular retangular preenchida com concreto	0,40
Mesas de seção parcialmente revestida com concreto	0,20
Almas de seção parcialmente revestida com concreto	0,00

O fluxo de cisalhamento apresentado na Figura 1.3 pode ser determinado considerando-se o concreto não-fissurado e comportamento elástico, levando-se em conta a sequência de construção e os efeitos de retração e fluência.

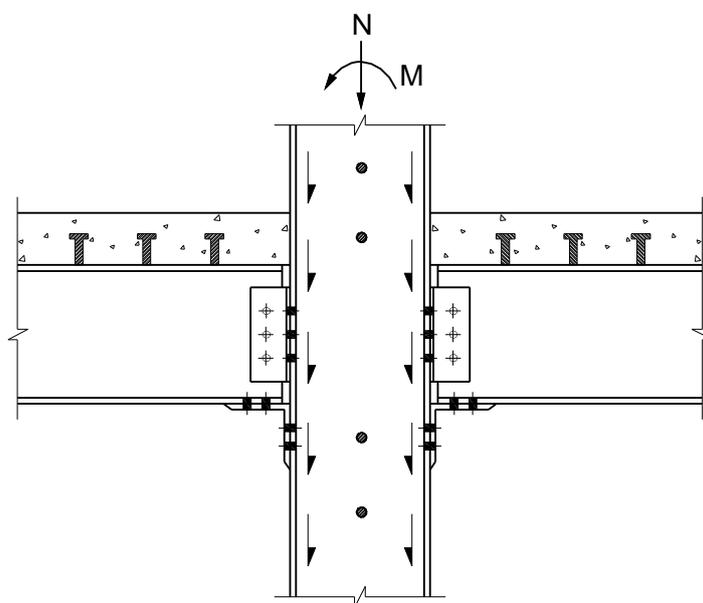


Figura 1.3 – Fluxo de cisalhamento nas mesas do pilar misto

### 1.2.2. Resistência de conectores segundo o EUROCODE 4 (2004) e o AISC/LRFD (2010)

O valor adotado pelo EUROCODE 4 (2004) para a força resistente de um pino com cabeça do tipo *stud bolt* é o obtido a partir do menor dos resultados das seguintes equações

$$Q_n = k \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4} \quad (2.1)$$

$$Q_n = 0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \quad (2.2)$$

em que  $k = 0,80$ ,  $f_u$  é a resistência à ruptura do aço do conector e  $d$  é o diâmetro do conector. O parâmetro  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto e  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto, calculado segundo o EUROCODE 2 (1992) pela expressão:

$$E_{cm} = 9,5 \times (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (2.3)$$

Por sua vez, o parâmetro  $\alpha$  é calculado em função da relação  $\frac{h}{d}$ , em que  $h$  é a altura do conector de cisalhamento e  $d$  é o seu diâmetro. Assim, tem-se que:

$$\alpha = 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \Rightarrow 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \quad (2.4)$$

$$\alpha = 1 \Rightarrow \frac{h}{d} \geq 4$$

Neste caso, vale lembrar que segundo a AASHTO LRFD (2004) e a norma AISC/LRFD (2010), a resistência do conector de cisalhamento do tipo pino com cabeça é determinada a partir do menor valor da resistência nominal definida pelas equações que seguem:

$$Q_n = 0,5 A_{cs} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \quad (2.5)$$

$$Q_n = A_{cs} \times f_u \quad (2.6)$$

em que  $A_{cs}$  é a área da seção transversal do conector;  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto,  $f_u$  é a resistência à ruptura do aço do conector e  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto.

No que diz respeito às considerações normativas, observa-se que o EUROCODE 4 (2004) traz expressões semelhantes às do AISC/LRFD (2010) para o cálculo da resistência nominal, mas com coeficientes mais conservadores.

### 1.2.3. Forças de atrito adicionais devido aos conectores

A força de atrito total leva em consideração a parcela de atrito decorrente do impedimento da expansão lateral do concreto pelas mesas adjacentes do perfil de aço. Essas forças proporcionam uma resistência adicional que deve ser somada à força resistente original dos conectores. Esta resistência adicional pode ser tomada como

$$F_{Rd,ad} = \frac{\mu Q_{Rd}}{2} \quad (2.7)$$

sendo  $\mu$  o coeficiente de atrito, cujo valor é igual a 0,50 e  $Q_{Rd}$  a resistência de cálculo do pino ao cisalhamento. O parâmetro  $\mu$  depende do grau de confinamento do concreto. Vale mencionar que a força de cisalhamento não age totalmente na ligação, pois uma parte da reação será transferida para o pilar misto.

### 1.3. Motivação

A utilização de estruturas mistas vem aumentando nos últimos anos, principalmente na região sudeste do Brasil e isto se deve aos avanços ocorridos na engenharia estrutural e ao desenvolvimento do setor da construção civil no país.

Os sistemas mistos são normalmente empregados na construção de pontes e edifícios comerciais e a sua utilização amplia consideravelmente a gama de soluções em concreto armado e em aço. Essa tendência se deve aos ganhos proporcionados pela associação dos dois materiais em relação às estruturas formadas por um único material, tais como: aumento da ductilidade do conjunto, aumento considerável da resistência das estruturas, maior rigidez do elemento estrutural, aumento da resistência ao fogo garantida pela proteção do perfil metálico pelo concreto e proteção da seção contra a corrosão, principalmente nas seções totalmente revestidas por concreto.

Apesar das estruturas mistas de aço e concreto constituírem uma solução competitiva, seu emprego no Brasil é relativamente limitado e tem evoluído de forma bastante modesta nos últimos anos (CARVALHO, 2007).

A escolha dos elementos estruturais mistos nas obras civis se deve às limitações dos pilares de aço em situação de incêndio, pois no aço desprotegido tem-se uma rápida elevação da temperatura no material o que reduz de forma considerável a sua

rigidez e resistência à medida que o incêndio evolui, levando a uma importante redução da capacidade portante da estrutura.

Sendo assim, uma solução seria a proteção parcial ou total do pilar metálico com o uso do concreto. Dessa forma, além do concreto permitir uma maior proteção térmica ao pilar, o material proporciona considerável aumento na rigidez e resistência do sistema estrutural.

O tema proposto neste trabalho avalia a resistência ao cisalhamento na interface entre o aço e o concreto na região de introdução de cargas de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto.

A motivação para a escolha da configuração de seção apresentada na Figura 1.5 é que, apesar dos pilares mistos estarem com as mesas expostas ao fogo, estes ainda exibem uma resistência considerável a cargas gravitacionais e, além disso, estão aptos a proteger a alma do perfil, caso o elemento esteja sujeito à ação de incêndio de grandes proporções.

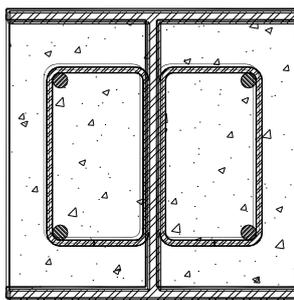


Figura 1.4 – Seção mista parcialmente revestida por concreto

#### 1.4. Objetivos

A principal finalidade deste trabalho é estudar e verificar a resistência ao cisalhamento na região de introdução de cargas em pilares mistos parcialmente revestidos por concreto, em especial sob efeito de altas temperaturas produzidas por incêndio. A pesquisa foi conduzida a partir do desenvolvimento de um programa experimental constituído por ensaios em laboratório com modelos de pilares mistos de aço e concreto submetidos à compressão simples através de testes do tipo *push-out*. Especificamente, quatro configurações de seção foram estudadas: modelos sem conectores de cisalhamento, com conectores de 12,5mm, de 16mm e de 19mm de diâmetro. Devido às dimensões reduzidas do modelo proposto foram utilizados como conectores de cisalhamento pinos sem cabeça. A partir da variação dos diâmetros dos pinos foi possível verificar a sua influência no desempenho dos modelos. Os ensaios à

compressão centrada foram realizados à temperatura ambiente e à temperatura de 600°C.

Neste trabalho teve-se também como objetivo identificar os mecanismos de colapso e os padrões de fissuração dos modelos, bem como, avaliar a resistência do conector e a tensão de aderência na interface entre o aço e o concreto.

## 1.5. Metodologia experimental

Com o propósito de atingir os objetivos da pesquisa, adotou-se a seguinte metodologia de investigação:

– *Revisão bibliográfica*: realizada com a finalidade de compreender o comportamento de pilares mistos e de entender a aderência e a transmissão de esforços na interface aço-concreto. Este estudo serviu de base para a elaboração da presente pesquisa, que tem como principal objetivo estudar a resistência ao cisalhamento na região de introdução de cargas de pilares mistos sujeitos à compressão simples à temperatura ambiente e a altas temperaturas por meio de testes do tipo *push-out*.

– *Investigação experimental*: visando obter resultados do comportamento na interface aço-concreto e do modo de transferência de tensões de cisalhamento na região de introdução de cargas, a campanha experimental foi dividida em duas etapas, a saber:

a) Avaliação do desempenho dos modelos de pilares mistos sem conectores de cisalhamento e com conectores de cisalhamento de 12,5mm, 16mm e 19mm de diâmetro à temperatura ambiente;

b) Avaliação do desempenho dos modelos de pilares mistos com as mesmas configurações de seção do item anterior a altas temperaturas.

– *Apresentação e análise dos resultados*: os resultados obtidos no programa experimental à temperatura ambiente são apresentados através de curvas carga x deslocamento relativo dos blocos de concreto em relação ao perfil metálico, relações deformação por flexão x carga nos conectores de cisalhamento, e por fim realiza-se a comparação entre os resultados encontrados através do programa experimental e as normas vigentes.

Com relação ao programa experimental a altas temperaturas são apresentadas as relações temperatura x tempo, que descrevem a elevação de temperatura em diferentes pontos instrumentados do protótipo, as curvas carga x deslocamento relativo dos blocos de concreto em relação ao perfil metálico, em que foi possível se identificar as principais linhas de fissuras nos blocos de concreto e o estado de

degradação do perfil e das armaduras após os ensaios, bem como realizar uma comparação entre os diagramas carga x deslocamento relativo e os valores de resistência ao cisalhamento obtidos a partir dos ensaios à temperatura ambiente e à temperatura de 600°C.

– *Conclusões:* com base nas análises e nos estudos comparativos desenvolvidos nesta pesquisa, foram elaboradas conclusões referentes ao tema proposto e feitas sugestões para futuras pesquisas.

## **1.6. Organização da tese**

No Capítulo 2 faz-se uma descrição do programa experimental à temperatura ambiente, apresentam-se os resultados correspondentes à caracterização do aço e do concreto usados nos protótipos, além disso, apresentam-se os resultados do programa experimental com auxílio de testes do tipo *push-out*. A partir dessas respostas são identificados os modos de colapso dos protótipos, a resistência dos conectores, a tensão de aderência entre o aço e o concreto e a resistência ao cisalhamento dos modelos. Em seguida realiza-se a comparação entre os valores da resistência do modelo via programa experimental e os resultados determinados com base nas considerações definidas pela parte 1.1 do EUROCODE 4 (2004) e pelo AISC/LRFD (2010).

No Capítulo 3 faz-se a descrição da campanha experimental a altas temperaturas e em seguida apresentam-se as respostas referentes à caracterização do concreto usado nos modelos ensaiados e são apresentados os resultados das análises térmica (relações temperatura x tempo) e mecânica (carga x deslocamento) dos protótipos. Nesta etapa do programa experimental é possível se identificar as principais linhas de fissuras nos blocos de concreto, a redução da rigidez da ligação entre o aço e o concreto devido aos efeitos da temperatura, a resistência da ligação entre o aço e o concreto por atrito, aderência mecânica e química e os modos de ruptura para esta situação. Além disso, no final do Capítulo faz-se uma comparação entre os valores da resistência dos conectores e dos modelos à temperatura ambiente e a altas temperaturas.

No Capítulo 4, apresentam-se as conclusões deste trabalho e as sugestões para futuras pesquisas.

## 1.7. Pesquisa bibliográfica

Os estudos relativos a pilares mistos de aço e concreto datam da década de 60, sendo um de seus primeiros responsáveis JONES e RIZK (1963). Esses pesquisadores estudaram o comportamento de pilares mistos totalmente revestidos por concreto e dentre as variáveis analisadas, as mais importantes foram o comprimento do pilar, as dimensões da seção transversal e a quantidade de armadura na peça. Daí, eles concluíram que o revestimento do perfil de aço com concreto contribuiu muito para o aumento da sua capacidade de carga, se comparado com um pilar de aço.

Durante essa década vários estudos possibilitaram um maior conhecimento do comportamento dos pilares mistos.

Em STEVENS (1965) apresentam-se os resultados dos ensaios de 22 pilares mistos totalmente revestidos por concreto supondo flambagem na direção da menor inércia e carregamento aplicado mediante a consideração de diferentes excentricidades. Os dois modos de falha observados foram:

- esmagamento do concreto e flambagem local do perfil no lado comprimido após um certo nível de carga aplicada;
- flambagem das barras de reforço na compressão e escoamento das barras no lado tracionado.

YOKOO *et al.* (1967) realizaram análises experimentais de 19 pilares mistos curtos totalmente revestidos por concreto com  $f_{ck} = 30\text{MPa}$ . Neste programa experimental, foram identificadas grandes fissuras no lado tracionado do pilar em todos os modelos estudados e concluiu-se que a falha apareceu devido ao esmagamento do concreto em todos os casos. Sendo assim, os pilares mistos curtos exibem um mecanismo de falha caracterizado por escoamento do aço e esmagamento do concreto e, portanto não são influenciados pelos efeitos de segunda ordem.

Os pilares esbeltos estão sujeitos a imperfeições geométricas capazes de amplificar os esforços atuantes, levando ao aparecimento de flambagem e caracterizando o chamado critério de estabilidade. Comportam-se inelasticamente e falham por inelasticidade parcial do aço, esmagamento do concreto na região comprimida e fissuração do concreto na região tracionada.

FURLONG (1967) realizou a análise experimental de 22 pilares de seção circular e 17 de seção quadrada para diversas cargas axiais e definiu um método alternativo para a determinação da carga axial última deste elemento estrutural, aplicando-se a carga axial de maneira constante e os momentos de forma crescente até a ocorrência do colapso.

Com a finalidade de complementar os testes realizados anteriormente em 1968 FURLONG apresentou resultados de 50 ensaios de pilares mistos de aço e concreto preenchidos, com o fim de determinar a rigidez e a capacidade de carga de cada um deles. Destes modelos, 21 pilares tinham seção circular e 29 apresentavam seções quadradas. Dentre as variáveis estudadas podem-se citar: a rigidez à flexão (EI), a aderência entre o perfil de aço e o concreto e a excentricidade da carga axial. Como resultado destes estudos foram propostas fórmulas para a determinação da rigidez efetiva e para o cálculo da resistência dos pilares mistos.

Outras pesquisas da mesma natureza foram realizadas por BASU (1969), VIRDI e DOWLING (1973) e BRIDGE (1978).

KNOWLES e PARK (1969) estudaram o confinamento em seções preenchidas por concreto. Através de suas pesquisas, verificou-se, ao estudar o comportamento de pilares mistos curtos, que o aumento da resistência ao cisalhamento devido ao confinamento do concreto chegou próximo a 36%.

Com relação a este efeito observou-se que nos primeiros estágios de carregamento a expansão lateral do concreto ligada ao coeficiente de Poisson foi menor que a do tubo metálico e não se considerou o confinamento na peça. Porém, a partir do momento em que ocorreu aumento dos carregamentos, a expansão lateral do concreto ultrapassou a expansão do tubo de aço. Assim o núcleo de concreto trabalhou em um regime de carga triaxial graças ao aparecimento de tensões radiais na interface entre o aço e o concreto, sendo caracterizado o confinamento do concreto.

WAKABAYASHI *et al.* (1971) analisaram pilares supondo flambagem na menor inércia. Nestes ensaios, a carga axial e a carga lateral foram aplicadas de forma incremental até a capacidade última da peça. Neles encontrou-se para a maioria dos casos, flambagem nas barras de reforço na região comprimida e escoamento das barras de reforço no lado tracionado do pilar.

Outros efeitos importantes presentes nessas estruturas como a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia de pilares mistos totalmente preenchidos com concreto têm sido investigados e vêm sendo explorados no Japão e na América do Norte. Dentre alguns trabalhos importantes, podem-se comentar as pesquisas desenvolvidas por WAKABAYASHI (1974, 1987).

Considerando-se flambagem na maior inércia, NAKA *et al.* (1977) constataram que os modos de falha dos pilares mistos se dividem em duas categorias:

- fissuração do concreto no lado tracionado e flambagem local do perfil, além do esmagamento do concreto no lado comprimido;

– flambagem das barras de reforço na compressão e escoamento no lado tracionado.

VILA REAL (1988) apresentou a formulação utilizada no desenvolvimento de um programa para análise térmica bidimensional via Método dos Elementos Finitos. O programa elaborado permite a obtenção do campo de temperaturas em regimes estacionário e transitório, para problemas planos e axissimétricos, lineares ou não-lineares e das tensões térmicas, utilizando um modelo constitutivo elástico-linear. VILA REAL também utilizou funções de forma hierárquicas de grau sucessivamente crescente de acordo com as necessidades verificadas em casos de elevados gradientes térmicos.

YAMADA *et al.* (1991) analisaram alguns pilares submetidos à combinação da força axial com cargas transversais aplicadas nas extremidades da coluna considerando-se que o sistema estrutural apresentava flambagem na maior inércia. Na maior parte dos modelos houve uma redução na capacidade máxima de carga do pilar quando o concreto iniciou o processo de fissuração e quando as barras de reforço entraram em escoamento na região tracionada.

RICLES e PABOOJIAN (1994) apresentaram resultados experimentais de 8 pilares mistos totalmente revestidos por concreto. Os sistemas estruturais também foram sujeitos à flambagem na maior inércia e todos foram testados sob condições de carregamento monotônico e carga lateral cíclica. Neste caso, a carga máxima originou o escoamento do perfil metálico e das barras de reforço.

HUNAITI e FATTAH (1994) investigaram a capacidade de carga de pilares mistos parcialmente revestidos por concreto sujeitos à flambagem na direção da menor inércia. A seção de aço escolhida foi a IPE 200x100x22kg/m. Durante os ensaios os pilares foram submetidos a uma carga axial excêntrica com um comprimento de flambagem de 2,4m e o sistema estrutural foi testado até a ocorrência do colapso. Em todos os testes, observou-se uma carga de fissuração equivalente a 70% da carga que levou a estrutura à ruína.

GE e USAMI (1994) estudaram os modos de flambagem de pilares mistos preenchidos por concreto. Através dos ensaios verificou-se que a flambagem local de placa ocorreu antes de ser alcançada a carga máxima do sistema estrutural. A partir deste ponto, percebeu-se que as deformações no concreto aconteceram de maneira mais rápida e em alguns testes ocorreram fissuras na região de solda do tubo.

A flambagem local ocorre, geralmente, em seções tubulares ou parcialmente revestidas por concreto. Todavia, o núcleo de concreto age de forma positiva impedindo e/ou reduzindo o aparecimento deste efeito. Mais detalhes podem ser encontrados em WRIGHT (1993), LIANG e UY (2000).

Nos pilares preenchidos por concreto, o aço se localiza na parte externa da seção e isso maximiza o momento de inércia do tubo. Além disso, o núcleo de concreto reduz a flambagem local do tubo metálico, já que a chapa só pode flambar no sentido externo da seção.

A grande desvantagem das seções preenchidas é a menor resistência ao fogo, já que o aço se localiza na parte externa da seção. Mas este problema pode ser reduzido com a colocação de armadura no núcleo de concreto.

MIRZA *et al.* (1996) estudaram o comportamento de 16 pilares revestidos por concreto sujeitos à flambagem na maior inércia e levando-se em consideração os efeitos de 2ª ordem nas análises. O comprimento do pilar para todos os casos analisados foi igual a 4m e através dos ensaios realizados verificou-se que a presença de conectores de cisalhamento soldados na alma do perfil forneceu pouca influência na capacidade última do pilar misto devido aos pequenos níveis de carga que a estrutura foi exposta.

O uso de conectores mecânicos pode ser necessário em circunstâncias especiais em que as tensões transferidas às paredes do perfil podem ser elevadas, como por exemplo, em casos em que ocorre um significativo cisalhamento transversal transmitido ao pilar e também nas situações de exposição a cargas dinâmicas e carregamentos sísmicos.

LI e CEDERWALL (1996) realizaram ensaios do tipo *push-out* com o intuito de verificar o desempenho de conectores do tipo *stud bolt* utilizando-se nos modelos ensaiados um concreto de resistência normal e de alta resistência.

Na análise com concreto normal, verificou-se que o aumento das armaduras de reforço nos blocos de concreto causou uma diferença na distribuição de fissuras entre os modelos e a carga máxima foi obtida no momento em que ocorreram fissuras na superfície de topo do bloco.

Com relação às análises com concreto de alta resistência, a aplicação do carregamento foi interrompida quando um dos blocos se separou da viga de aço e aconteceu a fratura do conector. Após os testes, identificaram-se também diversas fissuras, muito pequenas, no concreto nas proximidades do pino. Percebeu-se também que os conectores se deformaram mais que o concreto e então apresentaram a fratura.

Portanto, concluiu-se que a resistência do concreto afetou significativamente a resistência ao cisalhamento dos conectores, pois nas análises com concreto de resistência normal foi possível observar a ductilidade do aço após a carga máxima. Porém, este efeito não ficou claro nos ensaios com concreto de resistência mais elevada.

LUNDBERG e GALAMBOS (1996) constataram que as considerações definidas pela norma AISC/LRFD (1993) eram conservativas, mediante a realização de cerca de 300 ensaios experimentais.

VILA REAL e OLIVEIRA (1997) modelaram, via Método dos Elementos Finitos, a evolução no tempo dos campos de temperatura em perfis laminados metálicos sujeitos à ação do fogo, correspondente à curva de incêndio padrão ISO 834, idêntica à usual ISO 834 – 1 (1999). Os resultados obtidos através da análise bidimensional transiente foram comparados com os encontrados pelos procedimentos descritos pela parte 1.2 do EUROCODE 3 (1995). VILA REAL e OLIVEIRA concluíram que a maior parte da alma dos perfis I na realidade se aquece mais rapidamente do que preconizam os procedimentos do EUROCODE 3 (1995).

Posteriormente, LIEW *et al.* (1998), através de alguns estudos realizados com pilares mistos parcialmente e totalmente revestidos por concreto, demonstraram que os resultados do dimensionamento de pilares mistos definidos pelo EUROCODE 4 (1992), pela norma britânica BS 5400 (1979) e pelo AISC/LRFD (1993) não convergiam necessariamente ao mesmo resultado. Tal fato foi atribuído aos diferentes valores dos coeficientes de ponderação da resistência e da solicitação e às considerações de dimensionamento relativas à deformação lenta do concreto e excentricidade de carga.

UY (1998) também pesquisou o fenômeno da flambagem local e o comportamento do pilar após o aparecimento deste efeito em pilares mistos de aço e concreto preenchidos de seção quadrada e obteve resultados análogos aos encontrados a partir da pesquisa desenvolvida por GE e USAMI (1994).

DE NARDIN (1999) estudou o comportamento de pilares mistos formados por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência. Neste trabalho foram realizados ensaios para as seguintes configurações de seção, a saber: seção quadrada, circular e retangular, preenchidas por concreto com resistência média de 50MPa. Nas análises procurou-se avaliar parâmetros como influência da forma da seção transversal e da espessura do perfil tubular no seu comportamento. A partir dos ensaios concluiu-se que a ruína dos elementos caracterizou-se por esmagamento do concreto, ocorrendo posteriormente a flambagem local do perfil em diversos pontos. Os resultados experimentais se aproximaram dos resultados estabelecidos por diversas normas. Embora algumas delas não considerem o efeito do confinamento no cálculo da resistência do pilar.

Sendo assim, vale salientar que o confinamento contribui de maneira considerável para a melhoria do comportamento dos materiais, sobretudo ductilizando o concreto,

porém seus efeitos não são tão significantes para o aumento da resistência do sistema estrutural.

Em seguida, DE NARDIN (1999) modelou pilares mistos preenchidos, utilizando elementos finitos sólidos, através do programa computacional ANSYS e fez comparações com as respostas encontradas a partir do programa experimental. Através de suas análises, verificou-se uma boa relação entre os resultados.

SILVA e CALMON (2000) desenvolveram um programa de análise térmica com base no Método dos Elementos Finitos para domínios bidimensionais denominado PFEM-2D. Esse programa é capaz de determinar campos de temperaturas para diferentes tipos de estruturas e condições de contorno, realizando análises do tipo linear e não-linear, no que se refere às propriedades térmicas dos materiais. SILVA e CALMON analisaram um perfil soldado VS 600x114 por meio do PFEM-2D e dos procedimentos da norma e verificaram que a distribuição de temperaturas em diferentes partes da seção ocorreu de forma uniforme, em virtude da elevada condutividade térmica do material. Analisando elementos de concreto, SILVA e CALMON concluíram que após uma hora de exposição ao incêndio-padrão, a temperatura só variou em uma faixa de 20cm próxima à superfície.

LIANG e UY (2000) estudaram os efeitos do confinamento em pilares mistos tubulares sujeitos apenas à carga axial. Nas suas análises, observou-se que as seções tubulares circulares proporcionam um significativo aumento do confinamento enquanto que as seções retangulares negligenciam este efeito. A resistência adicional nas seções circulares se deve ao acréscimo da resistência compressiva do concreto que é restrito lateralmente ao redor do tubo de aço. O efeito do confinamento praticamente não está presente em seções tubulares retangulares, excetuando-se as regiões curvas da seção, que apresentam um pequeno nível de confinamento.

JOHANSSON e GYLLTOFT (2001) desenvolveram um estudo analítico e experimental sobre o comportamento de pilares mistos de aço e concreto esbeltos e de seção circular, sendo o carregamento aplicado excentricamente, ora na seção de concreto, ora na seção de aço ou ainda em ambos os materiais simultaneamente. Eles modelaram os espécimes ensaiados no programa ABAQUS e utilizaram o modelo de plasticidade de von Mises para o aço e o modelo de Drucker-Prager para o concreto, obtendo boa concordância entre a análise numérica e a experimental. Observaram que o comportamento dos pilares é extremamente influenciado pela forma de aplicação do carregamento e que, quando se utiliza apenas a aderência entre o aço e o concreto, a seção mista trabalha com interação total somente se o carregamento for aplicado em ambos os materiais.

WANG (2002) afirma que a verificação dos elementos estruturais em altas temperaturas deve considerar os efeitos estruturais do incêndio no comportamento da estrutura, causados por mudanças nas propriedades mecânicas do aço e do concreto. Sendo assim, conclui-se que os materiais se tornam menos resistentes e mais flexíveis em altas temperaturas, efeitos estes originados por deformações devido à variação de temperatura nos materiais.

SILVA e FAKURY (2002) introduziram na comunidade científica internacional a publicação dos padrões brasileiros para o cálculo de estruturas de aço em situação de incêndio, descrevendo e aplicando as principais recomendações normativas vigentes no país.

NÓBREGA (2003) abordou o dimensionamento em situação de incêndio de pilares mistos constituídos por um perfil H de aço total ou parcialmente revestido por concreto e de pilares constituídos por um perfil tubular circular ou retangular preenchido por concreto. NÓBREGA utilizou o programa CALTEMI, desenvolvido por FIGUEIREDO JÚNIOR (2002) na UFMG, para obtenção da distribuição de temperatura na seção transversal dos pilares. No trabalho realizou-se uma avaliação crítica dos métodos simplificados de cálculo previstos pela parte 1.2 do EUROCODE 3 (1994), no que se refere à precisão e à consistência dos resultados encontrados.

O AISC/LRFD (2005) e a ABNT NBR 8800 (2008) já levam em conta o confinamento do concreto nas seções tubulares preenchidas por concreto, adotando-se, dessa forma, na expressão destinada ao cálculo da resistência do pilar um fator igual a 0,95 na parcela da resistência do concreto armado.

Maiores detalhes sobre ensaios de pilares mistos totalmente revestidos por concreto, supondo flambagem na direção da maior e menor inércia, podem ser encontrados no trabalho de WENG e YEN (2002).

Através de pesquisas realizadas por BEUTEL *et al.* (2001), destacou-se a tendência de se optar pela utilização de estruturas mistas em edifícios de múltiplos andares devido às vantagens estruturais e econômicas oferecidas por este tipo de sistema estrutural se comparado ao aço isoladamente.

Com relação aos conectores de cisalhamento tem-se que, para a sua caracterização em um sistema estrutural misto, é fundamental conhecer o comportamento força-deslizamento da conexão. Esse comportamento pode ser observado e medido com auxílio de ensaios do tipo *push-out* padronizados (JOHNSON, 2004). Referindo-se ao ensaio *push-out* é importante ressaltar que o modelo consiste de dois pequenos blocos de concreto armado conectados a um perfil metálico. Os testes são usados, frequentemente, para determinar a resistência ao cisalhamento na interface entre os dois materiais.

HU *et al.* (2005) avaliaram o efeito do confinamento em pilares mistos preenchidos com seções tubulares circulares e quadradas e submetidas à flexo-compressão utilizando o programa ABAQUS.

No trabalho de MUNIZ (2005) apresentam-se resultados numéricos do comportamento de pilares mistos realizados com o pacote computacional FEMOOP e estes foram comparados com as prescrições das normas EUROCODE 4 (1994), AISC/LRFD (1999, 2005) e com o projeto de revisão da ABNT NBR 8800 (2003). Com base em seus resultados concluiu-se que as respostas das normas melhoraram a partir do aumento da contribuição do perfil na resistência do pilar misto e verificou-se que o comportamento de pilares com seções circulares preenchidas foi mais bem representado do que as configurações com perfil I totalmente revestidas. Considerando-se o EUROCODE 4 (1994), observou-se que em todos os casos avaliados os resultados ficaram mais bem representados e apresentaram menores dispersões. Já a curva de interação simplificada sugerida pelo AISC (2005), mostrou resultados, de uma maneira geral, mais conservadores.

Em COSTA (2005) apresentam-se os procedimentos das normas nacionais e internacionais para dimensionamento em situação de incêndio de pilares mistos constituídos por um perfil tubular circular ou retangular preenchido por concreto. Tem-se também a adaptação desses procedimentos para o dimensionamento com um concreto refratário de alto desempenho denominado CRAD, utilizando o programa THERSYS, desenvolvido por RIBEIRO (2004), para a obtenção da distribuição de temperatura na seção transversal dos pilares. Ao final do trabalho é feita uma avaliação crítica dos procedimentos utilizados, comparando-se os resultados obtidos com o concreto convencional e com o CRAD.

VERÍSSIMO *et al.* (2006) adotou os testes *push-out* para investigar o comportamento de um diferente tipo de conector constituído por uma chapa de aço endentada e comparou as suas respostas com os resultados encontrados a partir de outros conectores como o *perfobond* e o *stud bolt*.

O mecanismo de ruptura observado nesses ensaios esteve relacionado à ruptura do concreto. Os conectores e as respectivas soldas permaneceram intactos ou quase intactos no final de cada teste. Observou-se ainda que a ruptura dos corpos-de-prova iniciou-se com a abertura de uma fissura vertical localizada na zona abaixo do conector, que gradualmente se propagou pela laje.

No trabalho de PILOTO *et al.* (2007) apresentam-se resultados experimentais para o valor da tensão de cisalhamento relacionada à adesão química e por atrito para temperatura ambiente e para temperaturas elevadas. Estes ensaios foram baseados também em testes tipo *push-out* com auxílio de um modelo formado por um perfil I

parcialmente revestido por concreto e posteriormente foram reproduzidos com auxílio de simulações numéricas a partir de um software comercial, introduzindo-se os efeitos da não-linearidade física e geométrica.

Os ensaios foram realizados à temperatura ambiente e a temperaturas elevadas e utilizou-se um sistema de carregamento axial, devidamente instrumentado, para atuar nos blocos de concreto.

Concluiu-se que o deslocamento axial do concreto foi determinado para um dos três ensaios, produzindo tensão máxima de adesão (aderência química, mecânica e por atrito). Após o colapso por adesão, apareceu um trecho com inclinação negativa no gráfico do deslocamento relativo, sendo, então esta fase, controlada pelo atrito existente entre os dois materiais.

Na vizinhança do local de introdução de carga foram visíveis pequenas fissuras para o instante correspondente ao estado limite último.

Com relação aos ensaios a elevadas temperaturas foi possível concluir que ocorreu uma deterioração irreversível das suas propriedades mecânicas. Assim houve redução da tensão de compressão do concreto e o colapso entre a pasta de cimento e os agregados.

Ocorreu ainda o fenômeno denominado de desidratação ou perda do vapor d'água não evaporada e verificou-se uma perda da capacidade resistente do modelo.

Com relação ao aço foi possível considerar que a degradação das suas propriedades mecânicas aconteceu em escala diferente.

Assim, verificou-se uma alteração da microestrutura do material, com conseqüente eliminação das tensões residuais do perfil metálico. O comportamento das propriedades do material foi dominado pela alteração da sua microestrutura, através da criação da fase austenítica.

Por fim, foi possível concluir que os alongamentos entre os materiais se mantiveram de forma compatível até a temperatura de 400°C, já que a partir daí houve grande modificação entre os coeficientes de dilatação térmica do concreto e do aço.

Na Europa, o uso de perfis de aço parcialmente revestidos com concreto vem se tornando mais popular nos últimos anos. Neste processo construtivo, o concreto é lançado apenas entre os flanges do perfil. E nas situações de incêndio, apesar das mesas estarem expostas à ação do fogo, o pilar ainda exibe um desempenho significativo se comparado aos perfis de aço isoladamente e sustenta de forma considerável a carga gravitacional a elevadas temperaturas. Outra vantagem prática inclui o uso de ligações de aço convencionais nos flanges do perfil, bem como, a redução ou eliminação de fôrma no momento da concretagem.

Em REGOBELLO (2007) aborda-se a elevação de temperatura em seções transversais de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto, via ANSYS 9.0, com o objetivo de avaliar as equações propostas pelo método simplificado de cálculo da ABNT NBR 14323 (1999). Para casos de seções transversais usuais não contempladas por essa norma, REGOBELLO observou a necessidade de se empregar modelos avançados de cálculo ou de se estudar e desenvolver métodos analíticos apropriados para tais situações.

ELGHAZOULI e TREADWAY (2008) realizaram 10 testes em um pilar misto parcialmente revestido por concreto sujeito à flexo-compressão.

O modelo inelástico da estrutura foi examinado a partir da combinação de uma carga lateral concentrada aplicada no meio da estrutura e uma carga gravitacional axial constante aplicada em uma das extremidades da peça. Foram testadas três seções transversais e considerou-se flambagem na direção da maior inércia e da menor inércia. O elemento foi estudado para duas situações: à flexão simples e à flexo-compressão. Para a flexão simples foi possível identificar grandes fissuras no concreto, basicamente, em sua parte central e perceberam-se nas mesas comprimidas do perfil, sinais de flambagem local e separação do concreto. Na flexo-compressão, a flambagem local foi acompanhada por certa deterioração do concreto seguida pela flambagem das barras de reforço na compressão. De uma forma semelhante aos ensaios anteriores foi possível identificar um aumento de fissuras flexionais, porém este efeito foi menos significativo que o encontrado na flexão simples, graças à presença da força axial de compressão.

IMAGAWA *et al.* (2008) verificou a resistência de conectores de cisalhamento em situação de incêndio a partir de um modelo formado por um bloco de concreto armado com 250mm de altura e 700mm de comprimento unido a um perfil metálico de seção H com dois conectores soldados em sua mesa superior. O conjunto foi estudado para três níveis de temperatura 300°C, 500°C e 700°C e 90min de exposição ao fogo. Nestes ensaios o objetivo principal foi verificar o prejuízo causado aos conectores de cisalhamento. Como resultados desses testes, concluiu-se que a resistência estática dos pinos não foi muito afetada pelo calor, mas a rigidez e a resistência à fadiga decresceram proporcionalmente com a elevação da temperatura.

A resistência ao cisalhamento encontrada de forma experimental apresentou um decréscimo mais considerável a partir dos 500°C, mesmo assim, este efeito ocorreu de uma maneira mais suave que o determinado através das prescrições estabelecidas pela parte 1.2 do EUROCODE 4 (2005).

A resistência ao cisalhamento definida a partir das considerações da parte 1.2 do EUROCODE 4 (2005) não decresceu muito até a temperatura de 400°C, entretanto,

decaiu rapidamente a partir dessa temperatura. Isso se deve à redução considerável da resistência última do conector, à medida que o incêndio avançou, definida pelo EUROCODE 4 (2005), pois a resistência ao cisalhamento dos conectores de cisalhamento em incêndio depende das propriedades mecânicas do pino nesta situação.

CHOI *et al.* (2009) investigaram o comportamento de conectores de cisalhamento do tipo *stud bolt* em incêndio através da realização de um programa experimental com o uso de um modelo modificado de ensaios do tipo *push-out*. Neste modelo um lado do bloco de concreto foi substituído por uma fornalha elétrica de modo que o perfil de aço ficasse exposto em três faces a altas temperaturas. A carga vertical foi aplicada no topo da seção de aço e um deslocamento relativo foi medido entre o topo da seção e o topo do bloco de concreto.

As dimensões do perfil de aço são (150mmx150mm) e este foi ligado a um bloco de concreto com 400mm de largura, 150mm de espessura e 500mm de altura. A ligação entre o bloco de concreto e o perfil de aço foi feita com dois conectores de cisalhamento de 19mm de diâmetro e 100mm de comprimento. A resistência característica do concreto aos 28 dias é de 30MPa e as características mecânicas do aço dos conectores são  $f_y = 349\text{MPa}$  e  $f_u = 427\text{MPa}$ . Termopares tipo K foram instalados nas mesas, alma e em pontos localizados a 10mm, 30mm e 50mm de distância da superfície exposta ao fogo para medir a evolução da temperatura.

Os dois modelos foram carregados até o colapso para as seguintes situações: a 20°C, para 30min de exposição ao fogo e por fim para 60min de exposição.

Dos ensaios concluiu-se que a falha ocorreu por cisalhamento do pino na interface entre o cordão de solda e o conector de cisalhamento.

A ruptura se deu nessa região graças ao elevado fluxo de calor, em função da elevada temperatura na área, sem contar que nos testes *push-out* há uma grande concentração de tensões neste trecho dos pinos. Por fim, realizou-se uma comparação entre os resultados dos experimentos e as respostas definidas pela equação baseada na parte 1.2 do EUROCODE 4 (2005) constatando-se uma boa aproximação entre os resultados.

No trabalho desenvolvido por CORREIA e RODRIGUES (2011) avaliou-se o comportamento de pilares mistos parcialmente revestidos por concreto submetidos ao incêndio com deformação térmica impedida. O modelo foi concebido de modo que a restrição axial e rotacional fossem semelhantes às condições reais de um edifício. Durante a campanha experimental alguns parâmetros relevantes foram estudados. Dentre eles é possível comentar o nível de carga aplicado no pilar, sua esbelteza e as

condições de restrição axiais e rotacionais impostas no elemento estrutural. Da pesquisa conclui-se que para baixos níveis de carga aplicados e com o aumento da restrição axial ocorreu a redução do tempo crítico do pilar. Porém para valores mais elevados das cargas atuantes não houve redução do tempo crítico. Isto se deve ao fato dos maiores níveis de carga aumentarem a rigidez dos elementos ligados à coluna e este efeito originou um aumento no seu tempo crítico.

YOUNG e ELLOBODY (2011) também estudaram o comportamento de pilares mistos biapoiados totalmente revestidos por concreto com restrição axial a altas temperaturas. Para a avaliação da resistência utilizou-se um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos. As taxas de contenção do sistema estrutural variaram entre 20% e 100% da rigidez axial do pilar à temperatura ambiente. A resistência ao fogo obtida numericamente foi comparada com os resultados encontrados com auxílio do EUROCODE 4 (2005). Dessas análises conclui-se que os resultados normativos são geralmente mais conservadores que as respostas numéricas. Este efeito foi comprovado na maioria dos pilares mistos com restrição axial, excetuando-se os casos de pilares sujeitos a cargas elevadas.

WANG (2011) realizou a simulação numérica de testes *push-out* usando o método dos elementos finitos com o fim de estudar o comportamento estrutural de conectores de cisalhamento sob altas temperaturas. Em sua pesquisa adotaram-se elementos finitos tridimensionais para a discretização das lajes de concreto, das vigas de aço e dos conectores de cisalhamento. Foram incorporados nos modelos os efeitos das não-linearidades térmicas, físicas e geométricas e as respostas numéricas foram validadas com uma série de testes *push-out* realizados à temperatura ambiente e sob o incêndio padrão. Por fim, é importante comentar que estes resultados obtidos numericamente também nos fornecem uma boa compreensão do comportamento estrutural de conectores de cisalhamento sob temperaturas elevadas.

Em suma, graças ao aumento da utilização de estruturas mistas no mercado internacional, em países como Estados Unidos, Canadá, Austrália, Japão e China, diversas pesquisas relacionadas a pilares mistos preenchidos, parcialmente e totalmente revestidos com concreto, vêm sendo realizadas e outras informações importantes podem ser encontradas nos trabalhos de SHANMUGAM e LAKSHMI (2001), HAN e YAO (2003), XIONG e ZHA (2007), YU *et al.* (2007) e também em trabalhos de pesquisadores brasileiros como FIGUEIREDO (1998), QUEIROZ (2003) e DA SILVA (2006).

# 2

## PROGRAMA EXPERIMENTAL À TEMPERATURA AMBIENTE

### 2.1. Introdução

Como mencionado no capítulo 1 a presente pesquisa tem como principal objetivo realizar um estudo paramétrico através de uma campanha experimental, executada no Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ, com o intuito de avaliar o comportamento da ligação entre o aço e o concreto na região de introdução de cargas em pilares mistos sem conector e, em seguida, verificar o aumento de resistência proporcionado ao modelo a partir da introdução de conectores de cisalhamento com diâmetros variados. Para a realização dos ensaios será utilizado um modelo formado pela união entre um perfil laminado e dois blocos de concreto e as pesquisas serão feitas à temperatura ambiente e a altas temperaturas. Sendo assim, os propósitos deste trabalho são: (a) determinar a máxima resistência ao cisalhamento do protótipo na interface entre o aço e o concreto; (b) identificar o início do descolamento relativo entre o aço do perfil metálico e os blocos de concreto; (c) verificar a condição de interação por atrito e por aderência mecânica; (d) determinar a tensão de aderência entre o aço do perfil e os blocos de concreto e, por fim, (e) identificar os modos de colapso dos modelos estruturais em diferentes situações, a saber: à temperatura ambiente e à temperatura de 600°C.

### 2.2. Descrição do programa experimental à temperatura ambiente

A avaliação da resistência da peça será feita com auxílio de testes do tipo *push-out*. Estes testes são usados comumente para determinar a capacidade de ligação entre dois materiais, por exemplo, aço e concreto.

O conjunto escolhido para a realização do programa experimental é formado pela associação de um perfil metálico a dois blocos de concreto armado concretados entre

as suas mesas. O perfil escolhido foi o laminado com seção W150x22,5kg/m com 28cm de comprimento e com dimensões da seção transversal iguais a  $d = 152\text{mm}$ ,  $b_f = 152\text{mm}$ ,  $t_w = 5,8\text{mm}$ ,  $t_f = 6,6\text{mm}$  e  $h = 139\text{mm}$ . A armadura de aço introduzida no protótipo é formada pela armadura longitudinal constituída por quatro barras de aço CA50 com 8mm de diâmetro e 30cm de comprimento, com cobrimento de 26,6mm e 30,2mm nas direções  $x$  e  $y$ , respectivamente, e pela armadura transversal formada por quatro estribos de aço CA60 soldados à alma do perfil, com 6mm de diâmetro e espaçamento de 15cm entre eles. Os modelos foram idealizados para apresentar um comprimento igual a 32cm em função da limitação do tamanho das prensas adotadas para a realização dos ensaios.

É importante ressaltar que foram adotados conectores de cisalhamento do tipo pino sem cabeça, com comprimento de 5cm e diâmetros iguais a 12,5mm, 16mm e 19mm soldados na parte central da alma do perfil. A escolha deste tipo de conector de cisalhamento se deve ao fato dos pinos usuais, isto é, pinos do tipo *stud bolt*, apresentarem dimensões incompatíveis com as escolhidas para a composição do modelo estudado neste trabalho.

Com relação ao comportamento dos conectores de cisalhamento é possível afirmar que os pinos com cabeça denominados de *stud bolts* atingem o colapso por fissuração do concreto nas imediações do pino ou por ruptura do conector de cisalhamento. Sendo que o segundo modo de colapso provável neste dispositivo está associado à tração do pino, efeito este provocado pela cabeça do conector de cisalhamento.

Porém, para o conector de cisalhamento proposto no presente trabalho, ou seja do tipo pino sem cabeça, verifica-se que os modos de colapso são os mesmos identificados nos pinos com cabeça, mas a ruptura do conector acontece por cisalhamento. Assim, conclui-se que apesar do pino sem cabeça apresentar um bom desempenho, este apresenta um comportamento diferente dos *stud bolts*.

Vale informar também que com base nas considerações definidas pela norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) e pelo EUROCODE 4 (2004), o comprimento da região de introdução de cargas para o modelo estudado neste trabalho é de aproximadamente 10,7cm (ver item 1.2.1).

Na Figura 2.1 apresenta-se um esquema do protótipo utilizado durante o programa experimental.

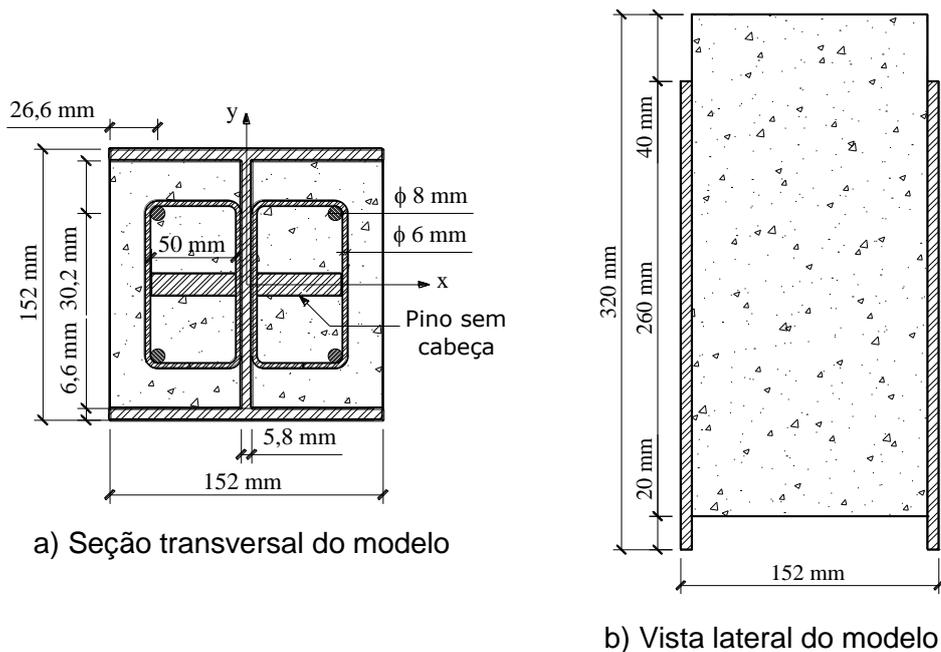


Figura 2.1 – Croquis do modelo utilizado nos ensaios do tipo *push-out*

Na Figura 2.2 são mostrados os protótipos adotados para a realização dos ensaios experimentais, nos quais se pode observar, antes da concretagem, os elementos constituintes do modelo: perfil metálico, armaduras longitudinais e transversais (estribos) e conectores de cisalhamento (pinos).

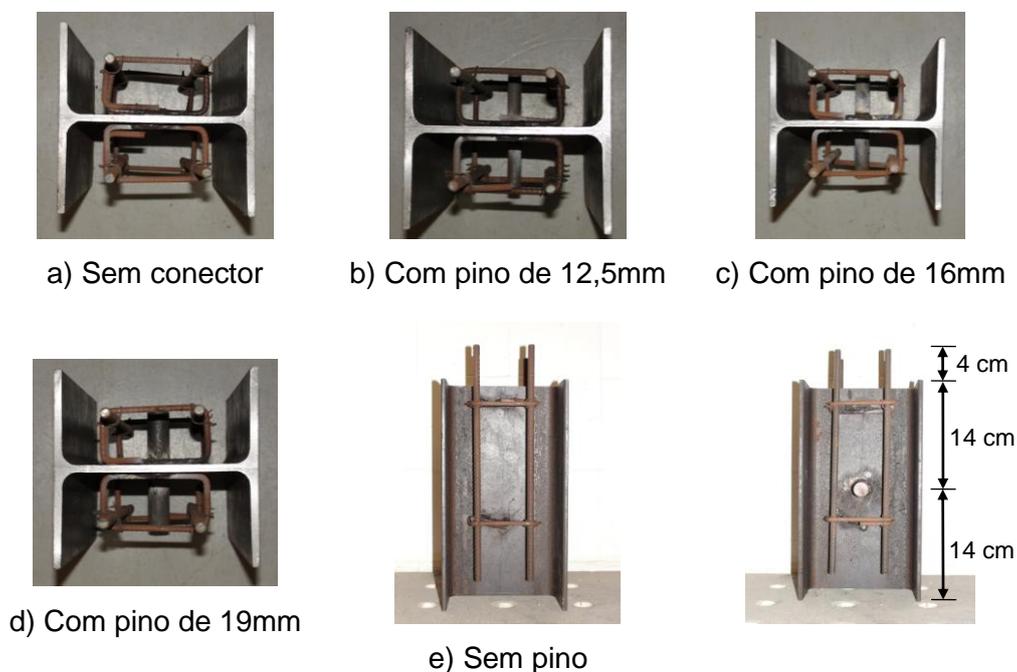


Figura 2.2 – Vistas superior e lateral dos modelos antes da concretagem

Na Figura 2.3 apresentam-se os modelos após a concretagem instalados na máquina de testes SHIMADZU, modelo UH-F, com capacidade de carga igual a 1000kN utilizada para a realização dos ensaios. Como os perfis metálicos possuem 28cm de altura e a finalidade dos ensaios é realizar testes do tipo *push-out*, no momento da concretagem dos blocos de concreto foram introduzidos na parte inferior do modelo, dois gabaritos de madeira com 2cm de espessura entre as mesas do perfil. Esses gabaritos foram retirados logo após a cura do concreto, deste modo os blocos ficaram a uma distância de 2cm da mesa da prensa, permitindo-se assim o deslizamento dos mesmos em relação ao perfil metálico (ver Figura 2.3).

Para que a transferência de carregamento para os blocos de concreto ocorresse de forma uniforme utilizou-se uma placa de aço na parte superior do protótipo.

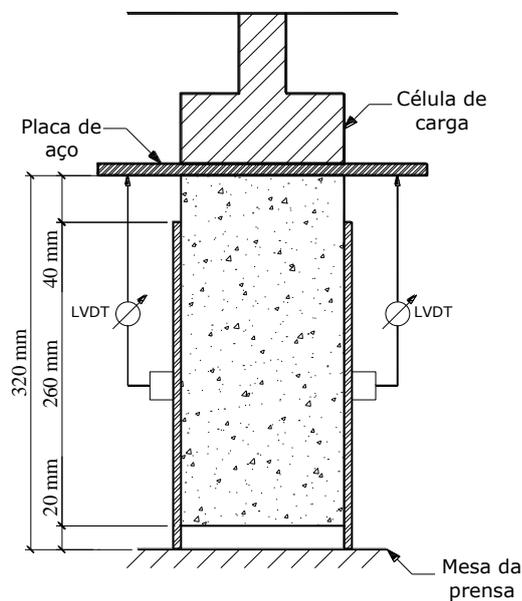


Figura 2.3 – Esquema do modelo na máquina de ensaios

A Figura 2.4 apresenta a configuração dos ensaios do tipo *push-out* à temperatura ambiente.

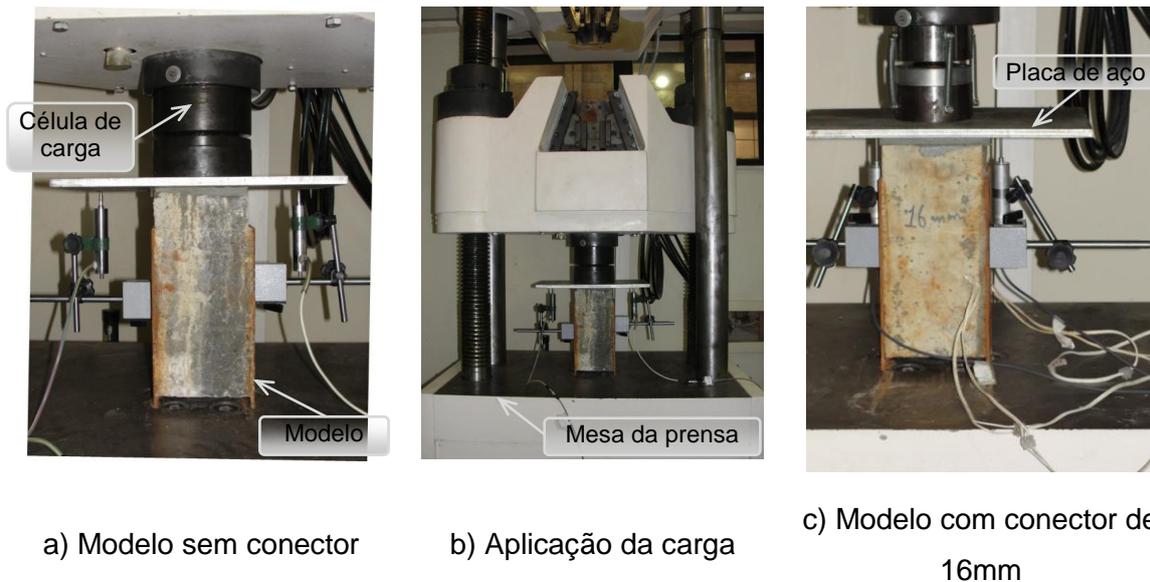


Figura 2.4 – Modelo na máquina de ensaios

Nos ensaios à temperatura ambiente os deslocamentos relativos entre o perfil metálico e os blocos de concreto foram medidos com auxílio de transdutores de deslocamento da KYOWA. Estes dispositivos denominados de *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT) são sensores utilizados para a medição de deslocamento linear. Na Tabela 2.1 apresentam-se os tipos de transdutores de deslocamento utilizados neste trabalho.

Tabela 2.1 – Tipos de transdutores de deslocamento usados nos ensaios

Modelos Ensaçados	Série	Corrente	Curso do transdutor
M1T20SP M2T20SP	DTH-A-5	50A	5mm
M1T2012 M2T2012	DTH-A-5	50A	5mm
M1T2016 M2T2016	DTH-A-50	100A	50mm
M1T2019 M2T2019	DTH-A-50	100A	50mm

Os dispositivos foram fixados nas mesas do perfil metálico conforme detalhes mostrados na Figura 2.5.

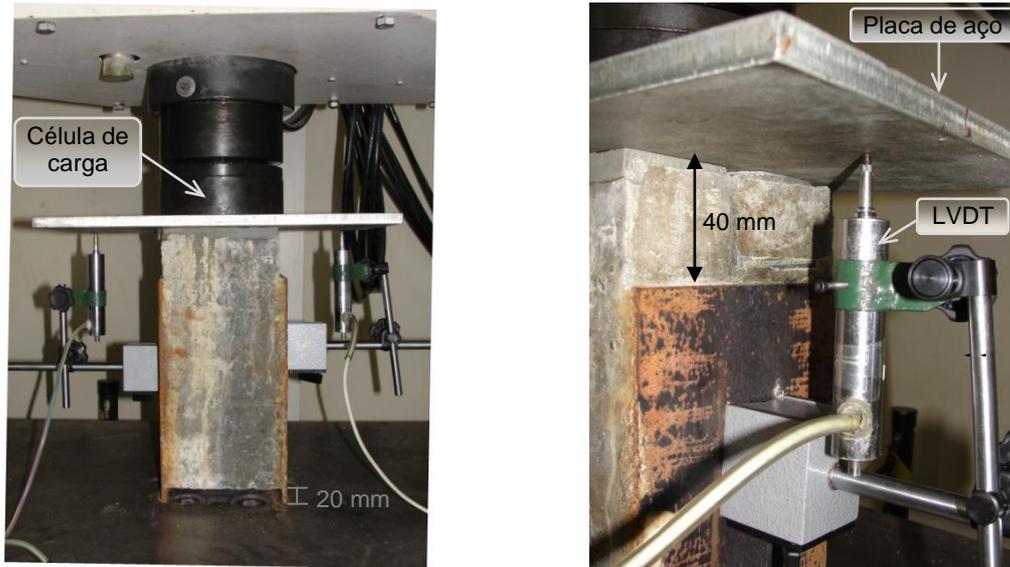


Figura 2.5 – Dispositivos utilizados para medir os deslocamentos relativos no modelo

Os conectores de cisalhamento foram instrumentados com extensômetros elétricos de resistência (EER), como mostram as Figuras 2.6 e 2.7, com a finalidade de registrar a deformação por flexão nos pinos devido à atuação da carga axial nos blocos de concreto.

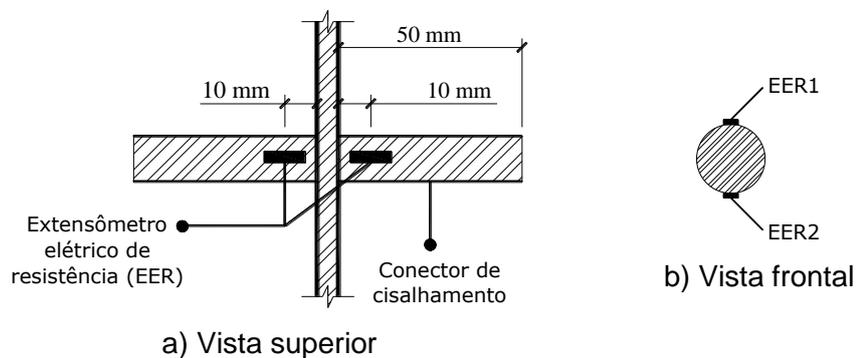


Figura 2.6 – Esquema do posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência nos conectores de cisalhamento



Figura 2.7 – Extensômetros elétricos de resistência colados nos conectores

## 2.3. Caracterização mecânica

Neste item, apresentam-se as considerações necessárias para a obtenção das características mecânicas dos materiais utilizados na construção dos modelos utilizados durante a campanha experimental.

### 2.3.1. Caracterização mecânica do concreto

Os testes de compressão foram realizados com auxílio de corpos-de-prova cilíndricos de 100mm de diâmetro e 200mm de altura, após 28 dias de cura. As espécies foram testadas em uma máquina de testes SHIMADZU com capacidade de aplicação de carga de 1000kN e o carregamento foi aplicado a uma taxa de deslocamento axial igual a 0,15mm/min. A deformação lateral e a deformação axial foram medidas com auxílio de três transdutores de deslocamento (LVDTs), conforme mostra a Figura 2.8. A resistência à compressão ( $f_c$ ) correspondente à tensão de pico foi determinada de forma direta a partir das curvas tensão-deformação do concreto. O módulo de elasticidade ( $E_c$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) foram calculados através das equações (2.1) e (2.2), respectivamente, de acordo com as especificações da ASTM C469/02 (Método de teste para o cálculo do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do concreto em compressão).

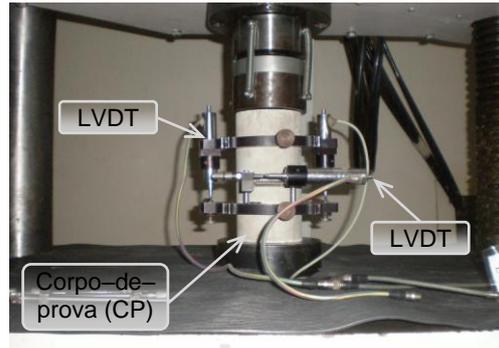
$$E_c = \frac{\sigma_{c2} - \sigma_{c1}}{\varepsilon_{a2} - 0,000050} \quad (2.1)$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_{L2} - \varepsilon_{L1}}{\varepsilon_{a2} - 0,000050} \quad (2.2)$$

em (2.1) e (2.2)  $\sigma_{c2}$  é a tensão de compressão correspondente a 40% da tensão de pico;  $\sigma_{c1}$  é a tensão correspondente à deformação de  $50 \times 10^{-6}$ ;  $\varepsilon_{a2}$  é a deformação axial relativa ao nível de tensão  $\sigma_{c2}$ ;  $\varepsilon_{L2}$  é a deformação lateral referente à tensão  $\sigma_{c2}$  e  $\varepsilon_{L1}$  é a deformação lateral referente à tensão  $\sigma_{c1}$ . Na Figura 2.8, apresentam-se os detalhes da instrumentação dos corpos-de-prova analisados.



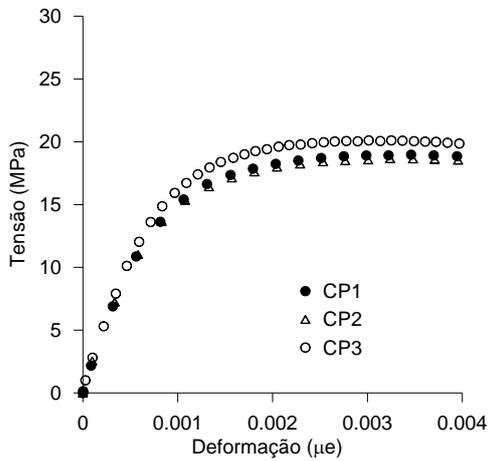
a) Máquina de ensaios



b) Detalhe do corpo-de-prova

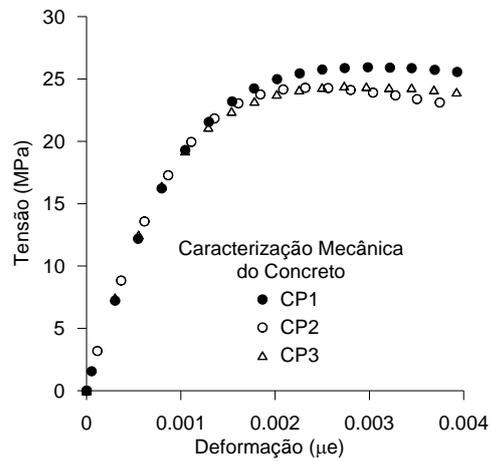
Figura 2.8 – Teste de compressão

Na Figura 2.9 apresentam-se as curvas tensão-deformação do concreto, referentes aos corpos-de-prova cilíndricos ensaiados e comentados anteriormente.



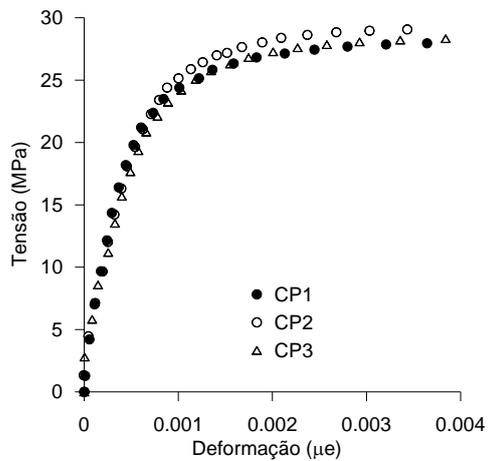
a) Caracterização do concreto

M1T20SP



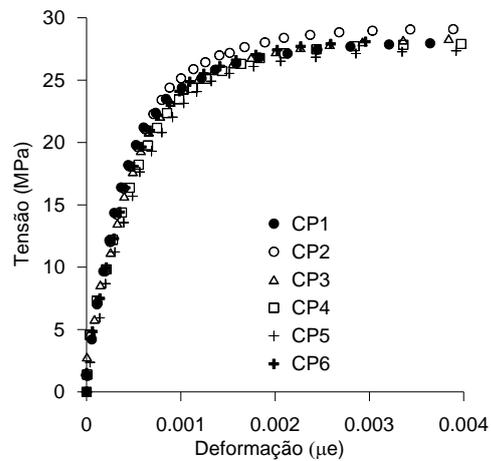
b) Caracterização do concreto

M2T20SP, M1T2012, M2T2012



c) Caracterização do concreto

M1T2016, M2T2016



d) Caracterização do concreto

M1T2019, M2T2019

Figura 2.9 – Caracterização mecânica do concreto

Na Tabela 2.2 apresentam-se os resultados experimentais do módulo de elasticidade do concreto, do coeficiente de Poisson e da resistência do concreto à compressão.

Tabela 2.2 – Caracterização mecânica do concreto (modelos à temperatura ambiente)

Ensaio	Idade do concreto (dias)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$\nu$ (mm/mm)	Diâmetro do pino $\phi$ (mm)
M1T20SP	28	19	20	0,15	Sem pino
M2T20SP	28	25	22	0,17	Sem pino
M1T2012	28	25	22	0,17	12,5
M2T2012	28	25	22	0,17	12,5
M1T2016	28	27	21	0,17	16
M2T2016	28	27	21	0,17	16
M1T2019	28	28	22	0,17	19
M2T2019	28	28	22	0,17	19

### 2.3.2. Caracterização mecânica do aço

Para a caracterização do aço utilizaram-se modelos constituídos por corpos-de-prova com comprimento igual a 86mm, comprimento útil de 38mm e 6mm de diâmetro, como mostra o esquema da Figura 2.10.

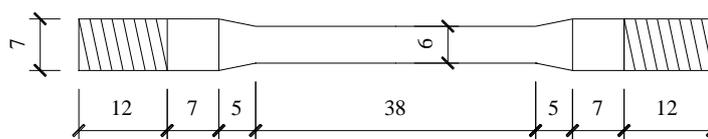


Figura 2.10 – Dimensões nominais dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios à tração (dimensões em mm)

Nos ensaios, os corpos-de-prova foram submetidos à tração e os testes foram realizados a uma taxa de deslocamento axial igual a 2,5mm/min em uma máquina da EMIC, modelo DL-10000, com capacidade de aplicação de carga de 100kN. A Figura 2.11 apresenta o corpo-de-prova, posicionado na máquina de ensaios.



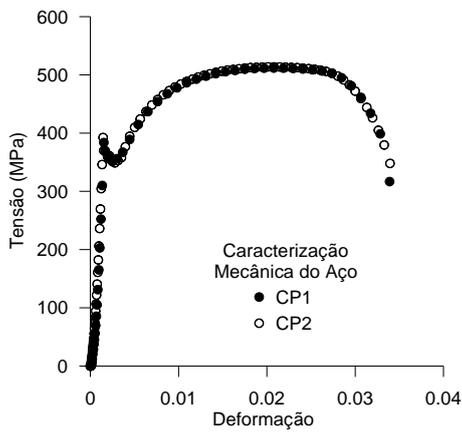
a) Máquina de ensaios



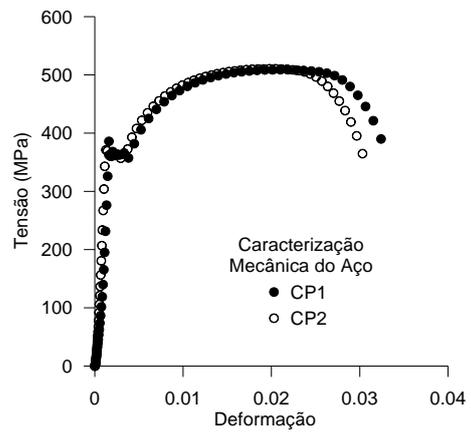
b) Detalhe do corpo-de-prova

Figura 2.11 – Teste de tração

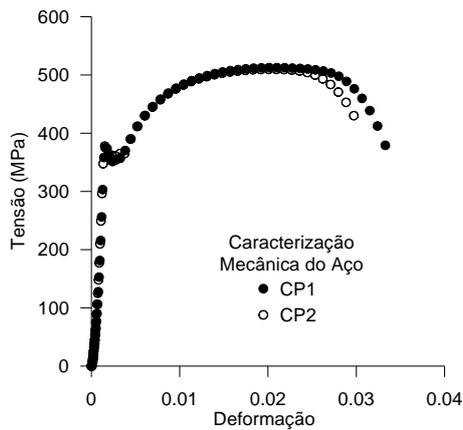
Na Figura 2.12 apresentam-se as relações entre tensão e deformação obtidas para o aço e correspondentes aos corpos-de-prova usinados com as barras de 12,5mm, 16mm e 19mm de diâmetro.



a) Ensaio Pino de 12,5mm



b) Ensaio Pino de 16mm



c) Ensaio Pino de 19mm

Figura 2.12 – Caracterização do aço

Na Tabela 2.3 apresentam-se os resultados experimentais correspondentes ao módulo de elasticidade do aço, à tensão de escoamento e à tensão última.

Tabela 2.3 – Caracterização mecânica do aço

Número de Modelos	Diâmetro do pino $\phi$ (mm)	$E_a$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
2	12,5	205,15	358,90	512,82
2	16	217,32	362,16	509,75
2	19	211,25	360,50	511,30

#### 2.4. Programa experimental à temperatura ambiente

Neste trabalho realizaram-se oito ensaios à temperatura ambiente, sendo dois ensaios correspondentes a cada tipo de protótipo, a saber: modelos sem conector de cisalhamento, modelos com pinos de 12,5mm, 16mm e 19mm de diâmetro.

As espécies foram testadas à temperatura ambiente em uma máquina de testes SHIMADZU com capacidade de aplicação de carga igual a 1000kN e o carregamento foi aplicado a uma taxa de deslocamento axial igual a 0,3mm/min. Neste item apresentam-se os resultados correspondentes aos ensaios realizados com os modelos sem conector e com conectores de cisalhamento à temperatura ambiente.

Na Tabela 2.4 apresenta-se a listagem dos experimentos programados para a primeira etapa da campanha experimental.

Tabela 2.4 – Nomenclatura dos modelos ensaiados à temperatura ambiente (20°C)

Diâmetro do pino (mm)	Nomenclatura	Data do Ensaio
Sem pino	M1T20SP	19-12-2009
Sem pino	M2T20SP	03-02-2010
12,5	M1T2012	04-02-2010
12,5	M2T2012	05-02-2010
16	M1T2016	24-03-2010
16	M2T2016	25-03-2010
19	M1T2019	30-03-2010
19	M2T2019	31-03-2010

## 2.5. Comentários sobre os testes *push-out*

Na Figura 2.13 apresenta-se um esquema geral do aspecto dos diagramas carga x deslocamento relativo dos blocos de concreto em relação ao perfil metálico obtidos durante a campanha experimental realizada no presente trabalho.

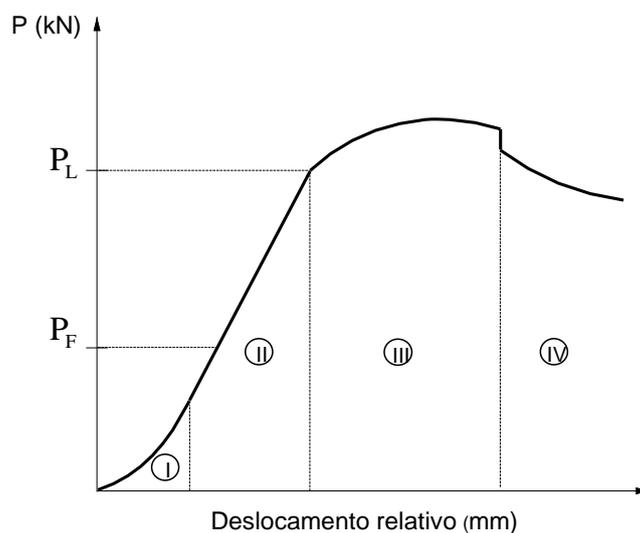


Figura 2.13 – Esquema geral do diagrama carga x deslocamento

Neste esquema identificam-se basicamente quatro trechos correspondentes ao comportamento de modelos ensaiados a partir de testes *push-out*, dentre eles é possível verificar: um trecho retilíneo (II) e três trechos não-lineares (I, III, IV). Os intervalos mostrados representam situações distintas definidas em função da intensidade de carga que atua nos blocos de concreto.

O intervalo I refere-se a uma pequena acomodação do protótipo durante o início da aplicação da carga. Neste estágio ocorre a quebra da aderência química seguida pelo início do deslizamento dos blocos de concreto em relação ao perfil metálico.

No intervalo II verifica-se um trecho linear do diagrama carga x deslocamento relativo, no qual são identificadas as primeiras fissuras nos blocos de concreto e para um valor de carga igual a  $P_F$  inicia-se a deformação dos conectores de cisalhamento por flexão.

A partir da carga  $P_L$  o modelo começa a apresentar um trecho não-linear (intervalo III) que se estende até a máxima resistência ao cisalhamento do protótipo. É durante este estado que o modelo atinge um patamar que será mais pronunciado, quanto maior for o diâmetro dos pinos soldados à alma do perfil, pois estes dispositivos são responsáveis pelo aumento da ductilidade do modelo.

Por fim, o intervalo IV define uma região em que a resistência do modelo decresce com o aumento do deslocamento relativo, ou seja, a partir daí, a resistência é garantida somente pelo atrito entre os blocos de concreto e as mesas do perfil.

### 2.5.1. Ensaio dos modelos sem conectores de cisalhamento

Na Figura 2.14 apresentam-se os resultados dos experimentos realizados com modelos sem conectores de cisalhamento. Neste caso, a aplicação da carga se estendeu até o deslocamento limite dos transdutores de deslocamento que, para os modelos M1T20SP e M2T20SP foi igual a 5mm. Assim sendo, nos testes realizados foi possível verificar o início do descolamento relativo entre o concreto e o perfil metálico, identificar a resistência ao cisalhamento dos protótipos e determinar a tensão por aderência, para cada modelo avaliado.

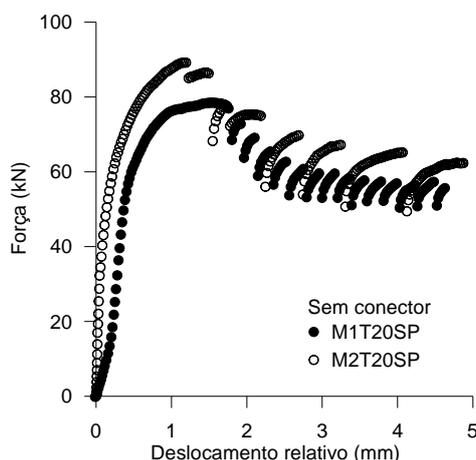


Figura 2.14 – Relação carga deslocamento relativo – Modelo sem conector

Com relação às curvas carga x deslocamento obtidas nos ensaios e mostradas na Figura 2.14 percebe-se, após o modelo atingir a carga máxima, o processo de carregamento e descarregamento do modelo para pequenos deslocamentos relativos. Este fenômeno acontece neste estágio do ensaio devido à ausência de conectores de cisalhamento soldados à alma do perfil, pois os pinos além de permitirem um aumento de resistência, também são responsáveis pelo aumento da ductilidade do conjunto estudado. Assim, verifica-se que, após o protótipo atingir a resistência máxima, somente o atrito entre os blocos de concreto e o perfil metálico, sem contar com a pequena contribuição das armaduras contribuem para a resistência do modelo e como ainda há aderência entre o aço e o concreto são identificados esses mecanismos.

Nos ensaios se verificou que o deslocamento relativo entre os blocos de concreto e o perfil de aço correspondente à carga necessária para o modelo atingir o colapso foi igual a 1,53mm para o ensaio M1T20SP e igual a 1,16mm para o ensaio M2T20SP. Ou seja, os efeitos, comentados anteriormente, foram provocados por uma carga da ordem de 90kN, comprovando-se dessa forma o pequeno desempenho do conjunto quando não são introduzidos conectores de cisalhamento na alma do perfil.

É importante ressaltar também que a tensão por adesão foi garantida apenas pelas parcelas da aderência química e mecânica entre o aço do perfil e o concreto, já que neste caso não houve a contribuição de resistência dos conectores de cisalhamento. Conclui-se deste modo que a introdução de conectores de cisalhamento, nessa região, se faz necessária, pois contribui de maneira bastante significativa para o aumento da resistência na interface entre o aço e o concreto.

### 2.5.2. Ensaios dos modelos com conectores de 12,5mm

Na Figura 2.15 são apresentados os resultados dos ensaios correspondentes ao modelo com conector de cisalhamento de 12,5mm. Nestes casos a aplicação da carga também se estendeu até o deslocamento limite dos transdutores de deslocamento (LVDTs) que, para os ensaios M1T2012 e M2T2012, também foi igual a 5mm. Deste modo foi possível verificar o início do descolamento entre o concreto e o aço do perfil metálico, bem como determinar a carga máxima que cada modelo resistiu e determinou-se também a tensão por adesão para os dois protótipos ensaiados.

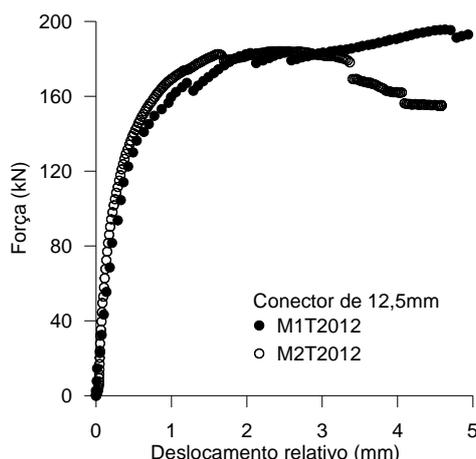


Figura 2.15 – Relação carga deslocamento relativo – Modelo com conector de 12,5mm

Para estes protótipos constatou-se que o deslocamento correspondente à máxima resistência ao cisalhamento no ensaio M1T2012 foi igual a 2,49mm e no

ensaio M2T2012 foi 2,48mm. A partir deste ponto o ensaio seguiu e a resistência do protótipo foi garantida somente pelo atrito existente entre o concreto e o aço do perfil, bem como, pela contribuição das armaduras longitudinais e transversais.

Comparando-se a resistência ao cisalhamento dos modelos com pinos de 12,5mm com os protótipos analisados sem conectores de cisalhamento, verifica-se um aumento de resistência igual a 118,27%.

Deste modo, fica clara a contribuição e eficiência destes dispositivos na região de introdução de cargas nos pilares mistos. No gráfico da Figura 2.15 verifica-se também um aumento da ductilidade do conjunto proporcionada pela presença dos conectores de 12,5mm soldados à alma do perfil metálico.

Na Figura 2.16 apresentam-se os resultados experimentais correspondentes à relação entre as deformações por flexão nos conectores de cisalhamento decorrentes da carga que atua diretamente no pino. Esta relação foi medida com auxílio de extensômetros elétricos colados nos pinos conforme detalhe mostrado na Figura 2.6 e Figura 2.7.

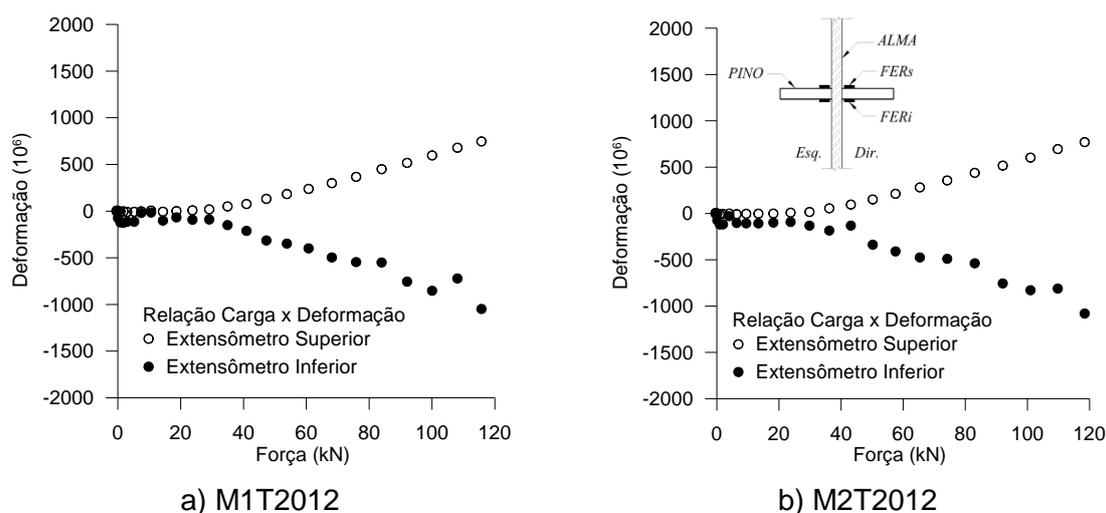


Figura 2.16 – Relação carga x deformação – Pino de 12,5mm

Nos modelos ensaiados, verificou-se que a deformação por flexão aconteceu para um carga atuante no pino igual a 20kN.

### 2.5.3. Ensaio dos modelos com conectores de 16mm

Na Figura 2.17 apresentam-se os resultados dos ensaios M1T2016 e M2T2016, com pinos de 16mm de diâmetro soldados na alma do perfil metálico. Com o intuito de acompanhar o comportamento do conjunto até a ocorrência da ruína do concreto na

região próxima aos pinos ou a provável ruptura do pino ou até a ruptura do conector na região do cordão de solda utilizaram-se para estes modelos dois transdutores de deslocamento (LVDTs) com deslocamento limite igual a 50mm.

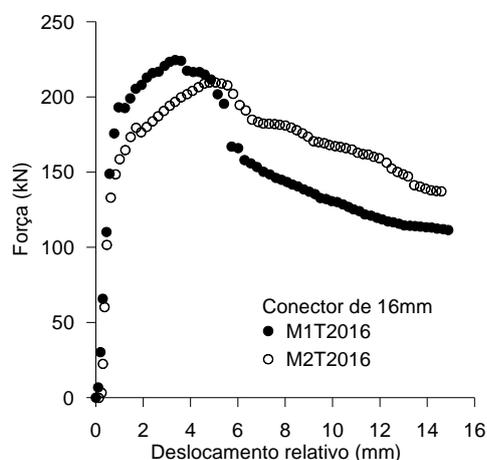
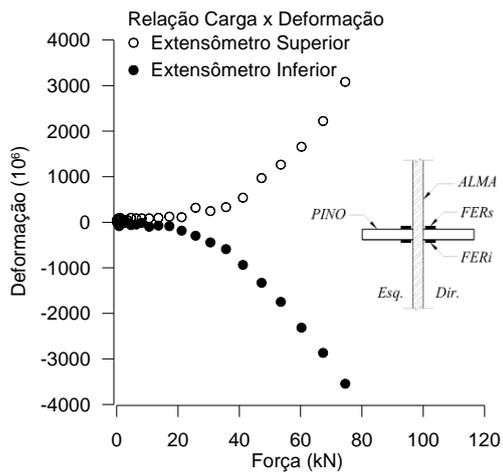
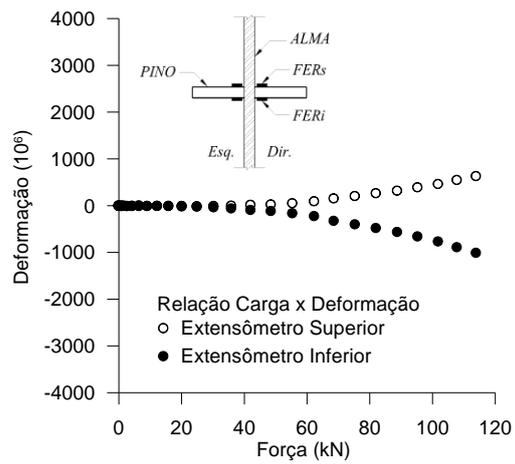


Figura 2.17 – Relação carga deslocamento relativo – Modelo com conector de 16mm

Nestes ensaios os deslocamentos relativos provocados pela carga que originou o colapso do protótipo correspondentes aos ensaios M1T2016 e M2T2016 foram, respectivamente, 3,46mm e 5,11mm. Após o modelo atingir a tensão por adesão observou-se um trecho com inclinação negativa no gráfico apresentado na Figura 2.17, sendo então esta fase, controlada pelo atrito existente entre o concreto e as paredes do perfil. Comparando-se os ensaios com pinos de 16mm com os modelos avaliados sem conectores de cisalhamento, percebe-se um aumento de resistência igual a 159%, demonstrando-se novamente o aumento na resistência ao cisalhamento e conseqüentemente o aumento da ductilidade do conjunto. Na Figura 2.18 apresentam-se os resultados experimentais que correspondem à relação entre a deformação por flexão nos conectores de cisalhamento com diâmetros iguais a 16mm e a carga atuante no pino, obtidos novamente com auxílio de extensômetros elétricos colados nos conectores de cisalhamento.



a) M1T2016



b) M2T2016

Figura 2.18 – Relação carga x deformação – Pino de 16mm

Nos modelos ensaiados com pino de 16mm, verificou-se que a deformação por flexão correspondente ao primeiro modelo aconteceu para uma carga atuante no pino igual a 20kN e no segundo modelo ensaiado verificou-se que a flexão se iniciou para uma carga de aproximadamente 40kN.

Na Figura 2.19 observam-se as primeiras fissuras nos blocos de concreto registradas no estágio II dos ensaios com os modelos com pinos de 16mm.

Neste trecho dos ensaios identificou-se o avanço do descolamento entre os blocos de concreto e o perfil metálico e o aumento da fissuração do concreto. As fissuras começaram a ser formadas na parte central do modelo, ou seja, nas proximidades dos conectores de cisalhamento e este processo foi avançando à medida que a carga foi aumentando nos modelos.



Figura 2.19 – Primeiras fissuras no modelo

#### 2.5.4. Ensaio dos modelos com conectores de 19mm

Na Figura 2.20 apresentam-se os resultados dos ensaios M1T2019 e M2T2019, realizados com pinos de 19mm de diâmetro soldados na alma do perfil. Neste caso, também foi possível acompanhar o comportamento do conjunto até o deslocamento limite dos transdutores de deslocamento (LVDTs), igual a 50mm.

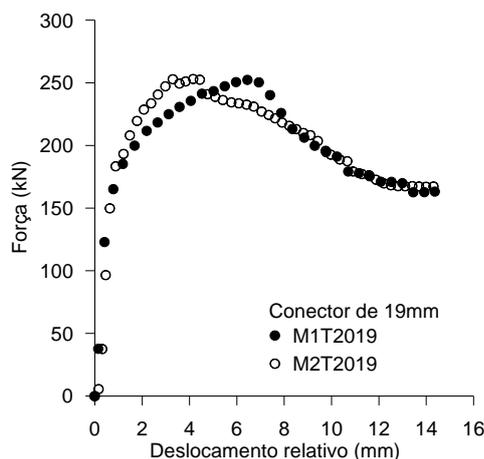


Figura 2.20 – Relação carga deslocamento relativo – Modelo com conector de 19mm

Nestes ensaios os deslocamentos relativos correspondentes às cargas que acarretaram o colapso do modelo, referentes aos ensaios M1T2019 e M2T2019 foram 6,48mm e 3,46mm, respectivamente.

Para os ensaios com conectores de cisalhamento de 19mm de diâmetro verifica-se um ganho de resistência ao cisalhamento da ordem de 203%, ao compararmos estes modelos com os protótipos avaliados sem conectores de cisalhamento soldados à alma do perfil.

A Figura 2.21 apresenta os resultados experimentais correspondentes à relação entre a deformação por flexão e a carga que atua nos pinos para os modelos com conectores de cisalhamento com 19mm de diâmetro.

Essas respostas são correspondentes ao valor médio registrado pelos extensômetros superiores e inferiores localizados em cada conector de cisalhamento.

Esses resultados indicam claramente o processo de transferência de esforços entre o concreto e o elemento de ligação mecânica iniciado para carga de compressão aproximada de 20kN para os modelos com pino de 12,5mm, da ordem de 30kN para os modelos com pinos de 16mm e de aproximadamente 40kN para os modelos com pinos de 19mm.

Este fenômeno também foi identificado nas análises anteriores realizadas com os modelos com pinos de 12,5mm e 16mm de diâmetro, demonstrando-se dessa maneira o comportamento do conector ao longo da aplicação das cargas nos blocos de concreto.

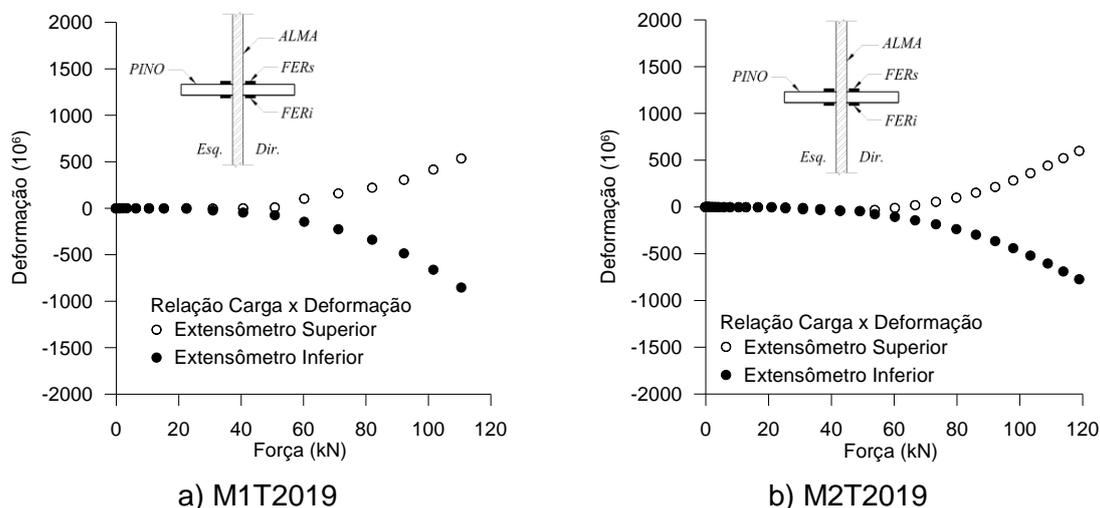


Figura 2.21 – Relação carga x deformação – Pino de 19mm

## 2.6. Comparação entre os resultados experimentais e normativos

Na Tabela 2.5 apresenta-se uma comparação entre os resultados das resistências ao cisalhamento experimentais e normativas dos conectores com diâmetros de 12,5mm, 16mm e 19mm.

### 2.6.1. Resistência ao cisalhamento na interface entre o aço e o concreto

A resistência ao cisalhamento do pilar misto é representada pela parcela da aderência química entre o concreto e o aço, pela aderência mecânica e pela resistência por atrito entre o perfil e os blocos de concreto. Assim, conclui-se que a resistência por atrito total leva em consideração a resistência dos conectores de cisalhamento e a parcela de atrito adicional decorrente do impedimento da expansão lateral do concreto pelas mesas adjacentes do perfil de aço.

Considerando-se que a força de atrito em cada lado do perfil,  $F_R$ , é igual a

$$F_R = \frac{\mu Q_R}{2} \quad (2.3)$$

tem-se que a resistência decorrente do impedimento da expansão lateral do concreto pelas mesas adjacentes do perfil de aço,  $Q_{Rd1}$ , é dada por:

$$Q_{R1} = 2 \left( \mu \frac{Q_R}{2} + \mu \frac{Q_R}{2} \right) \quad (2.4)$$

em que  $\mu$  é o coeficiente de atrito e  $Q_R$  é a resistência do conector, encontrada a partir do menor valor fornecido pelas equações (1.1) e (1.2) definidas pelo EUROCODE 4 (2004) ou (1.5) e (1.6) preconizadas pelo AISC/LRFD (2010).

Como a parcela de resistência por atrito referente aos conectores de cisalhamento é dada por

$$Q_{R2} = n Q_R \quad (2.5)$$

em que  $n$  é o número de conectores inseridos no modelo, tem-se que a resistência ao cisalhamento total,  $Q_{RT}$ , é:

$$Q_{RT} = Q_{R1} + Q_{R2} \quad (2.6)$$

A resistência ao cisalhamento total  $Q_{RT}$  corresponde à carga necessária para provocar o colapso do protótipo.

Tabela 2.5 – Resistência do conector (experimental e normativa)

Diâmetro do pino $\phi$ (mm)	$f_{c \text{ exp}}$ (MPa)	$E_{c \text{ exp}}$ (GPa)	$Q_{R \text{ exp}}$ (kN)	$Q_R$ AASHTO LRFD (kN)	$Q_R$ EUROCODE4 (kN)
12,5	25	22	61,11	26,43	21,14
12,5	25	22	60,87	26,43	21,14
16	27	21	74,99	43,69	34,95
16	27	21	70,10	43,69	34,95
19	28	22	85,14	61,33	49,06
19	28	22	84,26	61,33	49,06

Na Tabela 2.6 apresenta-se a comparação entre os resultados da resistência do conector obtidos experimentalmente e segundo as considerações da AASHTO LRFD (2004) e do EUROCODE 4 (2004).

Tabela 2.6 – Resistência do conector (experimental e normativa)

Diâmetro do pino $\phi$ (mm)	$Q_{R \text{ exp}}$	$Q_{R \text{ exp}}$
	$Q_{R \text{ AASHTO LRFD}}$	$Q_{R \text{ EUROCODE4 (2004)}}$
12,5	2,31	2,89
12,5	2,30	2,88
16	1,72	2,14
16	1,60	2,00
19	1,39	1,73
19	1,37	1,72

Na Figura 2.22 apresentam-se, graficamente, os resultados da resistência do conector baseados nas considerações normativas da AASHTO LRFD (2004), EUROCODE 4 (2004) e nos resultados experimentais.

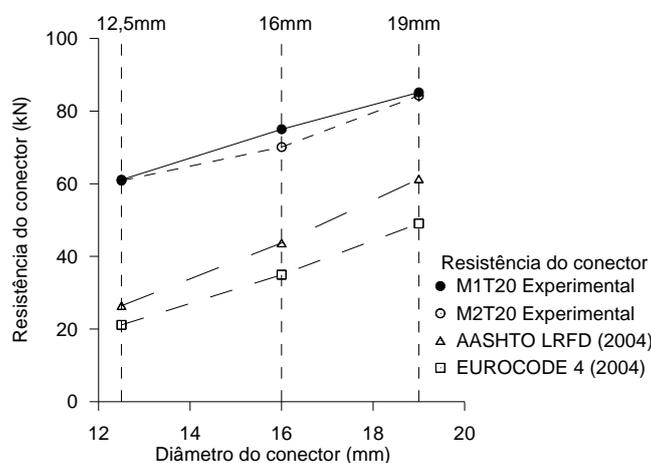


Figura 2.22 – Comparação modelo experimental e resultados normativos

A partir das respostas encontradas referentes à resistência dos modelos, verificou-se que os valores da resistência ao cisalhamento definidos pelo AASHTO LRFD (2004) e do EUROCODE 4 (2004) para os modelos sem conector de cisalhamento e com conectores de cisalhamento são mais conservadores que o comportamento real do modelo.

## 2.6.2. Tensão de aderência na interface entre o aço e o concreto

A tensão de aderência na interface entre o aço e o concreto é calculada a partir de

$$\tau_R = \frac{2F_R}{A_c} \quad (2.7)$$

em que  $A_c$  é a área de contato entre os blocos de concreto e cada mesa do perfil metálico, já que a resistência ao cisalhamento da alma é desprezível.

Na Tabela 2.7 têm-se os valores da tensão de aderência na interface entre o aço e o concreto encontrados experimentalmente e de acordo com as prescrições da parte 1.1 do EUROCODE 4 (2004) e com as considerações do AASHTO LRFD (2004).

Tabela 2.7 – Tensão de aderência na interface entre o aço e o concreto (MPa)

Ensaio	Diâmetro do pino $\phi$ (mm)	Experimental $\tau_{R \text{ exp}}$	AASHTO LRFD (2004) $\tau_{R \text{ AASHTO LRFD (2004)}}$	EUROCODE 4 (2004) $\tau_{R \text{ EUROCODE4 (2004)}}$
M1T20SP	Sem pino	0,258	0,20	0,20
M2T20SP	Sem pino	0,292	0,20	0,20
M1T2012	12,5	0,80	0,35	0,28
M2T2012	12,5	0,80	0,35	0,28
M1T2016	16	0,98	0,57	0,46
M2T2016	16	0,92	0,57	0,46
M1T2019	19	1,12	0,81	0,64
M2T2019	19	1,11	0,81	0,64

Na Figura 2.23 apresentam-se as relações entre as tensões de aderência dos modelos e os diâmetros dos conectores. Os gráficos correspondem aos resultados mostrados na Tabela 2.7 e se referem aos protótipos sem conectores de cisalhamento e com pinos de 12,5mm, 16mm e 19mm soldados na alma do perfil metálico.

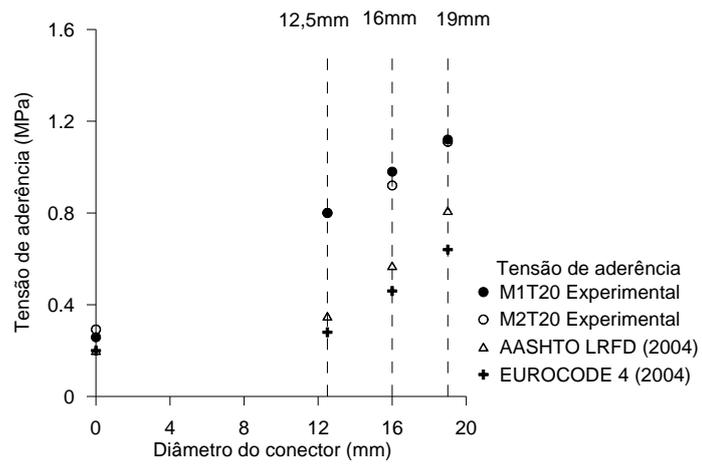


Figura 2.23 – Comparação modelo experimental e EUROCODE 4 (2004)

# 3

## PROGRAMA EXPERIMENTAL A ALTAS TEMPERATURAS

### 3.1. Descrição do programa experimental a altas temperaturas

Neste capítulo apresenta-se a análise experimental do comportamento térmico e mecânico do modelo de um pilar misto parcialmente revestido com concreto a altas temperaturas. O programa experimental foi realizado a partir de ensaios do tipo *push-out* e teve como principal finalidade estudar a resistência ao cisalhamento na interface entre o aço e o concreto para o sistema estrutural submetido a altas temperaturas.

Foram realizados ensaios em 8 modelos de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto com a mesma configuração de seção transversal adotada nos ensaios à temperatura ambiente. Também se utilizaram conectores de cisalhamento do tipo pino sem cabeça, com comprimento de 5cm e diâmetros iguais a 12,5mm, 16mm e 19mm soldados na parte central da alma do perfil. Na Figura 3.1 destacam-se as armaduras longitudinais, transversais e os conectores de cisalhamento.

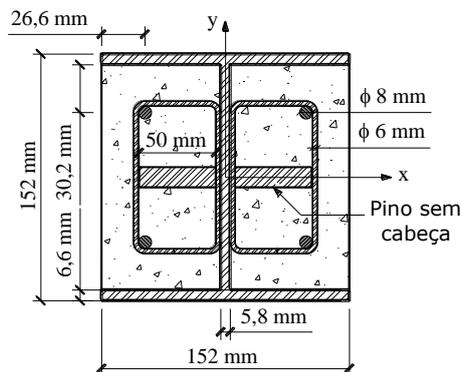


Figura 3.1 – Seção transversal do modelo adotado na campanha experimental

Na Tabela 3.1 apresenta-se a listagem dos experimentos a altas temperaturas programados para o modelo adotado no presente trabalho.

Tabela 3.1 – Nomenclatura dos modelos e data dos ensaios à temperatura de 600°C

Diâmetro do pino (mm)	Nomenclatura	Data do ensaio
Sem pino	M1T600SP	24-02-2011
Sem pino	M2T600SP	25-02-2011
12,5	M1T60012	17-12-2010
12,5	M2T60012	03-03-2011
16	M1T60016	03-12-2010
16	M2T60016	16-12-2010
19	M1T60019	28-10-2010
19	M2T60019	10-12-2010

Nas Figuras 3.2 e 3.3 são apresentados esquemas do modelo de pilar misto de aço e concreto adotado na campanha experimental, nos quais é possível verificar as suas dimensões, bem como, a posição e a distribuição dos termopares tipo K, denominados de T1 a T6, na peça. Estes dispositivos foram introduzidos com a finalidade de registrar a evolução da temperatura em diferentes pontos do protótipo, a saber: alma e mesa do perfil, conectores de cisalhamento e blocos de concreto.

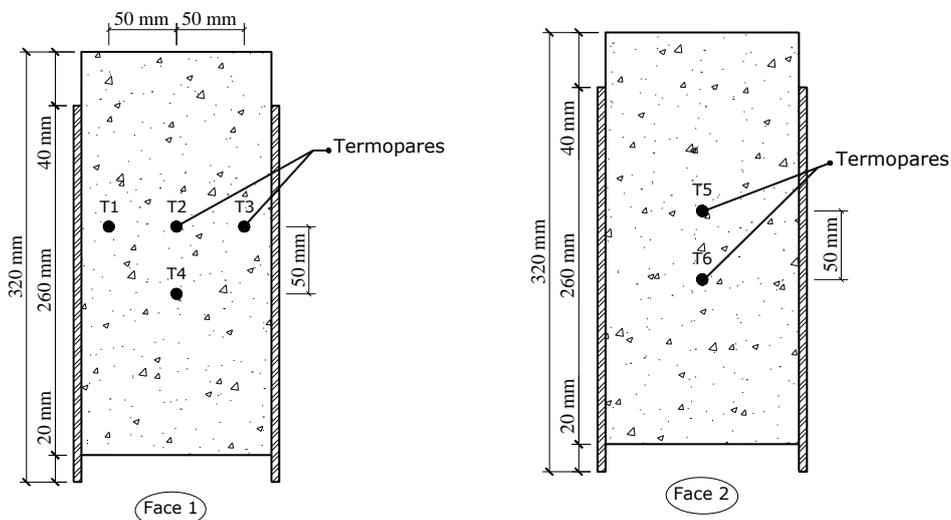


Figura 3.2 – Distribuição dos termopares no modelo (vista lateral)

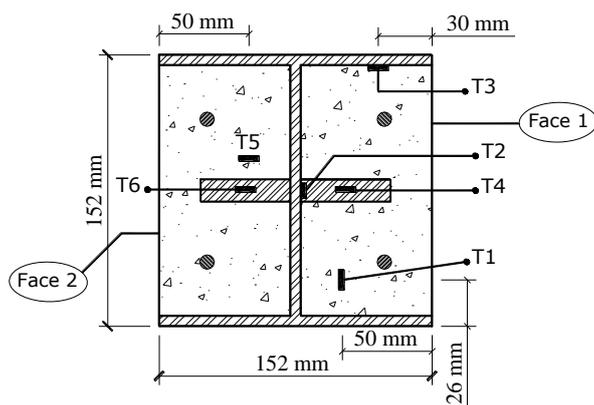


Figura 3.3 – Posicionamento dos termopares T1, T2, T3, T4, T5 e T6 no modelo

Na Tabela 3.2 tem-se a listagem do posicionamento dos termopares (T1 a T6) introduzidos no modelo.

Tabela 3.2 – Listagem do posicionamento dos termopares

Termopar	Posicionamento
T1	Bloco de concreto
T2	Alma do perfil
T3	Mesa do perfil
T4	Conector de cisalhamento
T5	Bloco de concreto
T6	Conector de cisalhamento
TE	Interior da estufa

Na Figura 3.4 têm-se fotos do modelo de pilar misto com pino de 12,5mm antes da concretagem, nas quais é possível observar a distribuição dos termopares na peça.

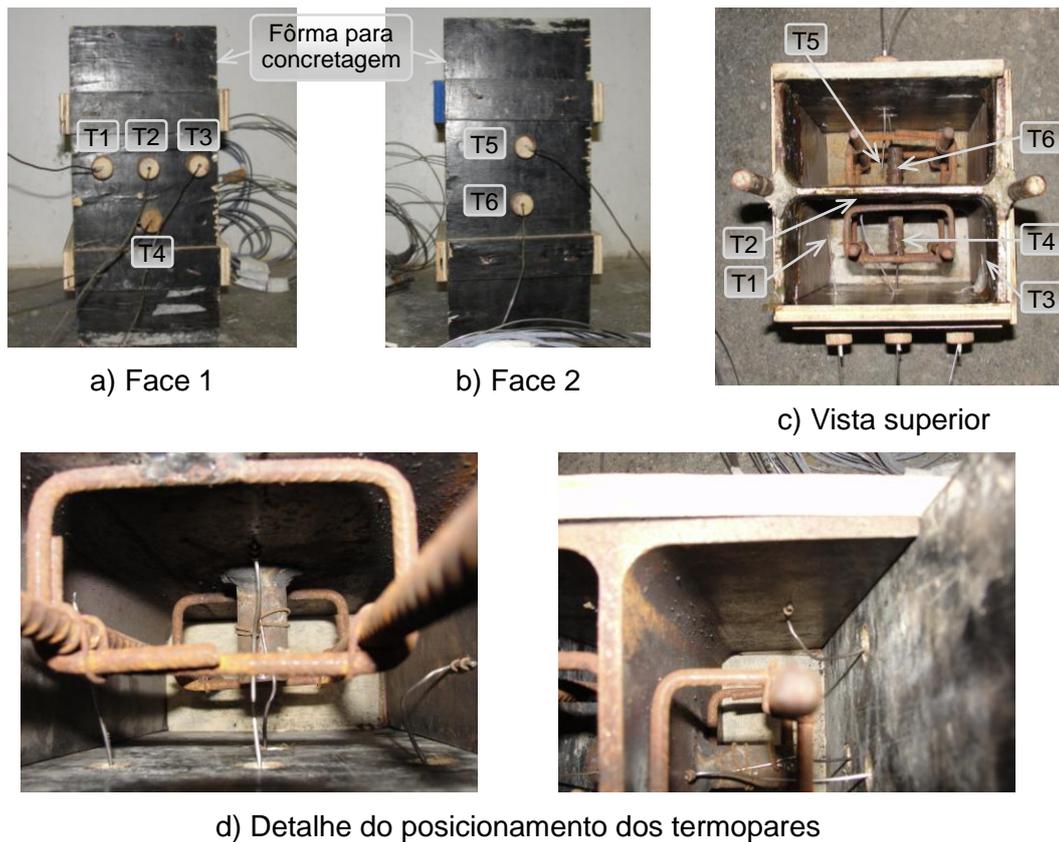


Figura 3.4 – Instrumentação do modelo

Os ensaios foram realizados à compressão axial em uma prensa da SHIMADZU, modelo EHF-EM, com capacidade de carga igual a 300kN. A máquina de ensaios é constituída basicamente por uma estufa, com 60cm de altura e 60cm de diâmetro, e duas hastes de aço inoxidável 316L, responsáveis pela transmissão da carga no interior da estufa. É importante ressaltar que a temperatura da estufa deve ser limitada em até 600°C, de modo a evitar que as hastes se danifiquem. Portanto, como a intensidade de carga é definida em função da temperatura, a máxima carga que poderá ser aplicada no modelo é de 300kN.

O procedimento do programa experimental consiste em introduzir o modelo na estufa e submetê-lo a uma elevação de temperatura com o fim de simular experimentalmente um ensaio a altas temperaturas. A partir da estabilização da temperatura nos diferentes pontos instrumentados do modelo, o mesmo será submetido a um carregamento de compressão axial até que ocorra o deslizamento dos blocos de concreto em relação ao perfil metálico. Durante a realização dos ensaios as hastes de aço transferirão as cargas para dois discos de Inconel 718, com aproximadamente 220mm de diâmetro e 10mm de espessura, que terão a finalidade de garantir a distribuição uniforme da resultante de carga nos dois blocos de concreto. Esse material foi escolhido para a fabricação dos discos para transmissão uniforme

das cargas em virtude dele suportar a alta elevação de temperatura no interior da estufa.

Na Figura 3.5 apresenta-se o esquema do posicionamento do modelo na máquina utilizada para a realização dos ensaios a altas temperaturas (dimensões em mm).

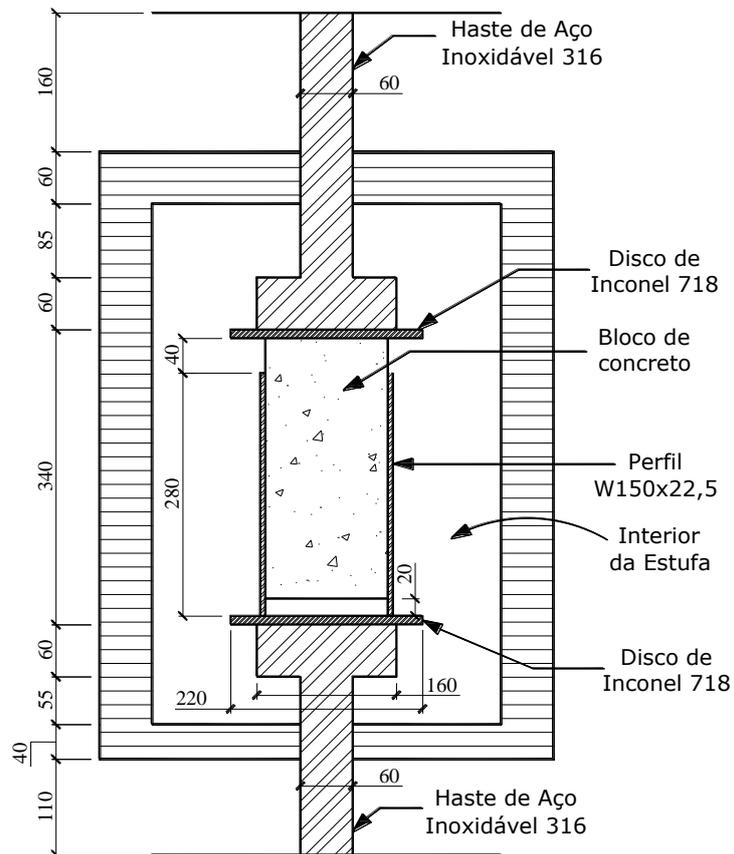


Figura 3.5 – Esquema para o programa experimental a altas temperaturas

Na Figura 3.6 tem-se a estufa escolhida para realizar os ensaios com os modelos a altas temperaturas.



Figura 3.6 – Estufa para ensaios a altas temperaturas

Na Figura 3.7 mostra-se, em detalhe, o sistema de aquisição de dados adotado no programa experimental a altas temperaturas. Neste trabalho, utilizou-se um equipamento da KYOWA tipo UCAM-500A UST 51A, usado como caixa de passagem para os termopares e o controlador UCAM-500B, capaz de registrar a evolução da temperatura ao longo do tempo em cada ponto instrumentado do modelo. A aquisição de dados foi feita para uma frequência de uma amostra por segundo.

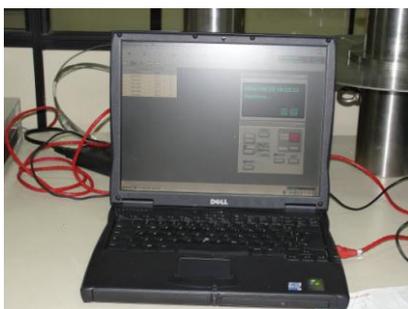


Figura 3.7 – Sistema de aquisição de dados

Na Figura 3.8 apresenta-se um dos modelos posicionado na máquina de ensaios. É possível identificar as hastes de aço inoxidável, os discos de Inconel 718, a região interna da estufa, além dos termopares introduzidos em diferentes pontos do modelo.

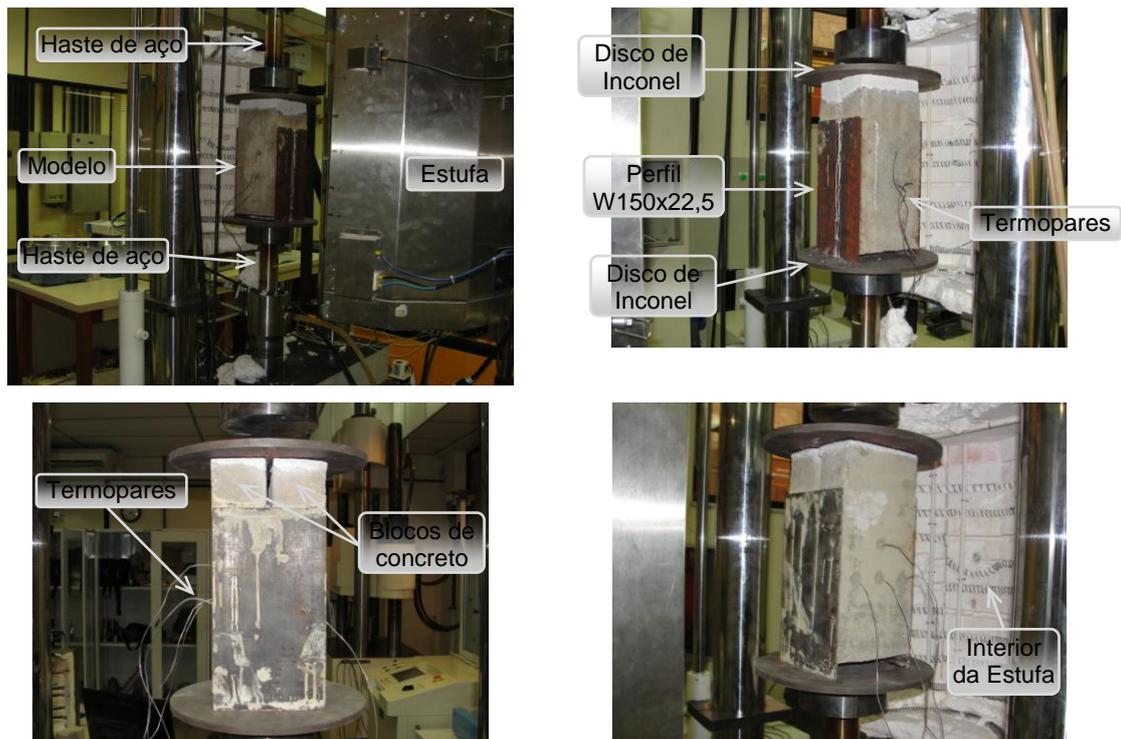
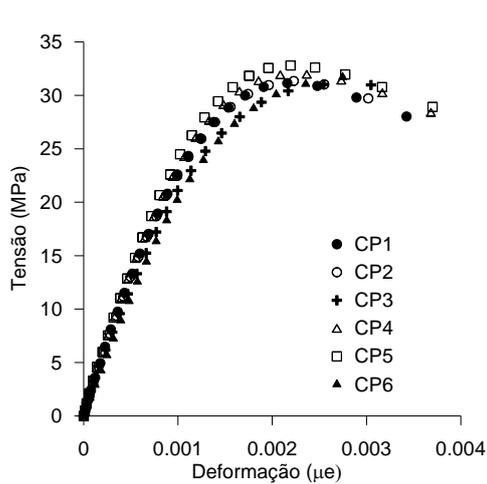


Figura 3.8 – Modelo posicionado na máquina de ensaios

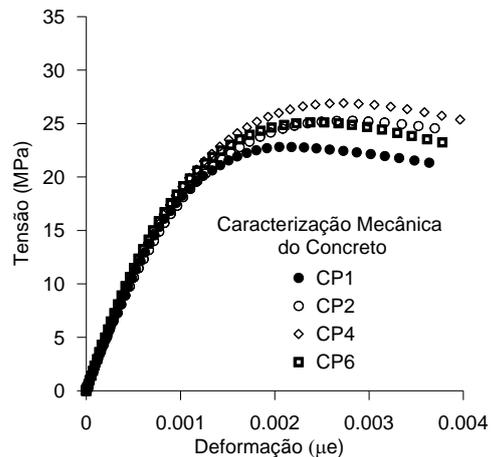
### 3.2. Caracterização mecânica do concreto

A caracterização mecânica do concreto foi realizada com corpos-de-prova de 100mm de diâmetro e 200mm de altura submetidos à compressão simples de modo análogo ao descrito no item 2.3.1 do Capítulo 2. Através dos ensaios foi possível encontrar os valores dos seguintes parâmetros: resistência do concreto, módulo de elasticidade do concreto e coeficiente de Poisson.

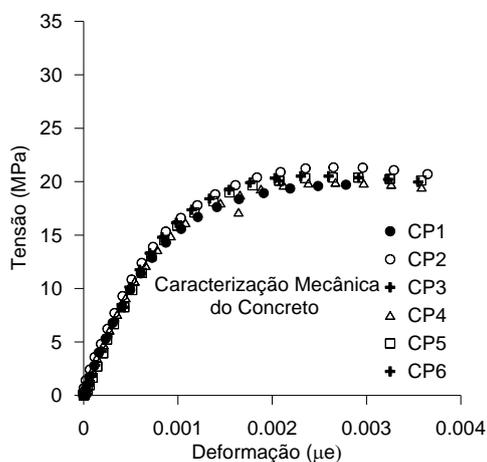
Na Figura 3.9 são apresentadas as relações tensão-deformação do concreto utilizado nos protótipos ensaiados.



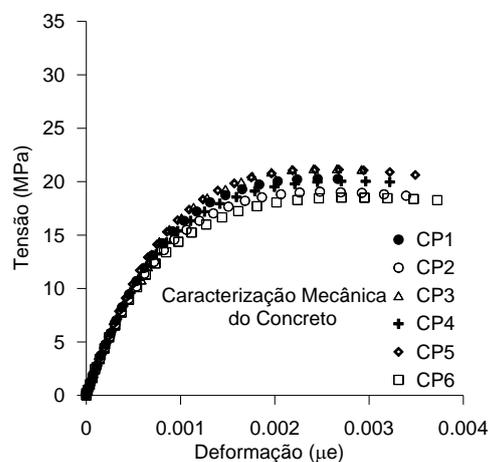
a) Caracterização do concreto  
M1T60019



b) Caracterização do concreto  
M1T60012, M1T60016, M2T60016,  
M2T60019



c) Caracterização do concreto  
M1T600SP, M2T600SP



d) Caracterização do concreto  
M2T60012

Figura 3.9 – Caracterização mecânica do concreto

Na Tabela 3.3 são apresentados os resultados correspondentes à resistência, ao módulo de elasticidade e ao coeficiente de Poisson do concreto. Vale informar que as características mecânicas do primeiro ensaio com o modelo M1T60019 correspondem a um tempo de 150 dias após a concretagem. Este atraso aconteceu em virtude da caracterização do concreto ter sido feita na mesma data do ensaio de compressão do modelo M1T60019.

Tabela 3.3 – Caracterização mecânica do concreto (modelos a altas temperaturas)

Ensaio	Idade do concreto (dias)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$v$ (mm/mm)	Diâmetro do pino $\phi$ (mm)
M1T600SP	28	20	21	0,14	Sem pino
M2T600SP	28	20	21	0,14	Sem pino
M1T60012	28	26	22	0,16	12,5
M2T60012	28	21	21	0,14	12,5
M1T60016	28	26	22	0,16	16
M2T60016	28	26	22	0,16	16
M1T60019	150	32	26	0,15	19
M2T60019	28	26	22	0,16	19

### 3.3. Resultados da medição da temperatura no modelo

A primeira etapa da campanha experimental destinou-se à realização de testes de elevação de temperatura com o objetivo de se determinar a taxa de aquecimento ideal a ser adotada nos ensaios, além de verificar a capacidade do sistema em manter a temperatura constante.

Os resultados apresentados na Figura 3.10 correspondem ao primeiro teste realizado com o modelo adotado para a situação de exposição do sistema estrutural à temperatura de 150°C. Neste ensaio de natureza térmica, o objetivo foi verificar para uma taxa de aquecimento igual a 4°C/min, qual o tempo necessário para todo o protótipo atingir a temperatura de 150°C. Após um período de 6 horas e 36 minutos o teste foi interrompido sem que o modelo atingisse a temperatura desejada. Observa-se na Figura 3.10 que a temperatura máxima registrada nos pontos instrumentados foi de aproximadamente 130°C.

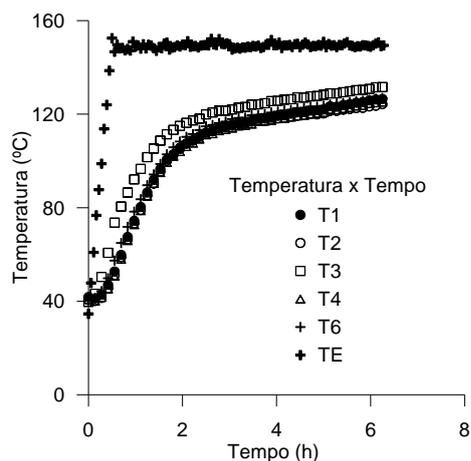


Figura 3.10 – Relação temperatura x tempo (Teste 1)

Um segundo teste foi realizado com uma taxa de aquecimento de 2°C/min. Neste caso a estufa chegou a registrar uma temperatura de 170°C após 1 hora e 30 minutos de ensaio e percebeu-se que após um período de 5 horas e 10 minutos de exposição térmica, os pontos instrumentados do modelo atingiram a temperatura da estufa, como mostra a Figura 3.11.

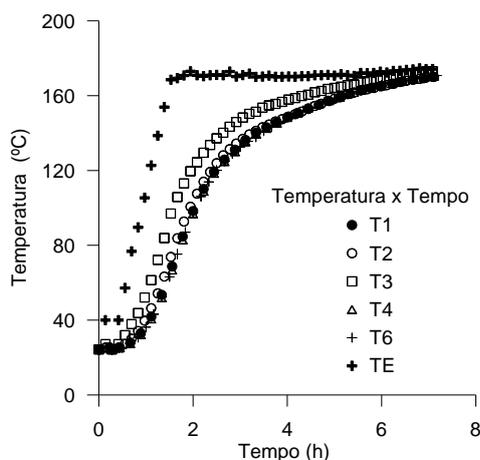


Figura 3.11 – Relação temperatura x tempo (Teste 2)

Considerando-se que a temperatura a ser atingida nos ensaios é superior às adotadas nos dois testes térmicos apresentados, optou-se por utilizar uma taxa de aquecimento igual a 4°C/min, de modo a reduzir o tempo total de execução da primeira etapa do ensaio, referente ao aquecimento do modelo.

Assim, um terceiro teste foi realizado com a taxa de aquecimento de 4°C/min. Neste caso a estufa chegou a registrar uma temperatura de 370°C após 1 hora e 45 minutos de ensaio. Em virtude da grande liberação de fumaça provocada pela resina utilizada para colar os termopares no modelo, o teste foi interrompido antes que a

estufa atingisse a temperatura prevista que era de 600°C. No gráfico da Figura 3.12 observa-se que os pontos instrumentados atingiram uma temperatura próxima a 200°C.

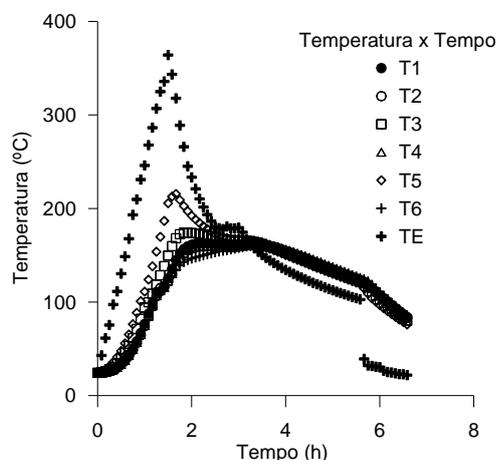


Figura 3.12 – Relação temperatura x tempo (Teste 3)

### 3.3.1. Ensaios dos modelos sem conectores de cisalhamento

O primeiro ensaio realizado com o modelo sem conector de cisalhamento, M1T600SP, se iniciou às sete horas e vinte minutos e considerou-se para controle da evolução de temperatura a taxa de 4°C/min. Durante o ensaio, percebeu-se que a estufa atingiu a temperatura de 600°C às dez horas e quinze minutos e o protótipo às catorze horas e quarenta e cinco minutos. A partir deste momento iniciou-se a aplicação do carregamento mecânico com uma taxa de deslocamento equivalente a 0,1mm/min.

Menciona-se que devido a problemas durante a aquisição de dados, não foi possível representar a curva temperatura x tempo para o primeiro ensaio.

O segundo ensaio, M2T600SP, teve início às sete horas e quarenta minutos. A estufa atingiu a temperatura de 600°C às dez horas e trinta minutos e o modelo chegou a 600°C às catorze horas e cinquenta minutos. Em seguida iniciou-se a aplicação do carregamento mecânico na peça.

Na Figura 3.13 tem-se a relação temperatura x tempo relativa ao segundo ensaio com o protótipo sem conector de cisalhamento.

Neste gráfico é possível verificar a fase de aquecimento e o período em que os modelos permaneceram a 600°C.

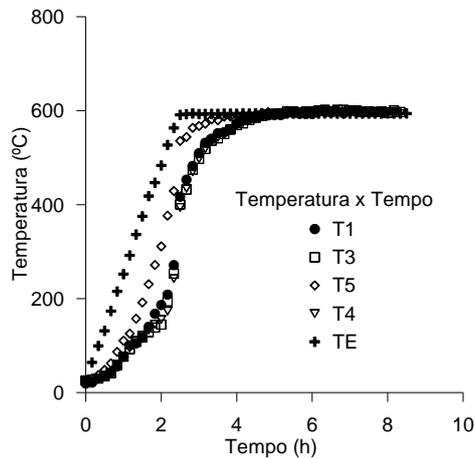


Figura 3.13 – Relação temperatura x tempo (M2T600SP)

O ensaio com o modelo M1T600SP se estendeu até um deslizamento correspondente a 16mm, enquanto que o ensaio com o modelo M2T600SP foi realizado até um deslizamento de 13mm. Na Figura 3.14 apresenta-se a relação carga x deslocamento relativo para cada um dos modelos ensaiados.

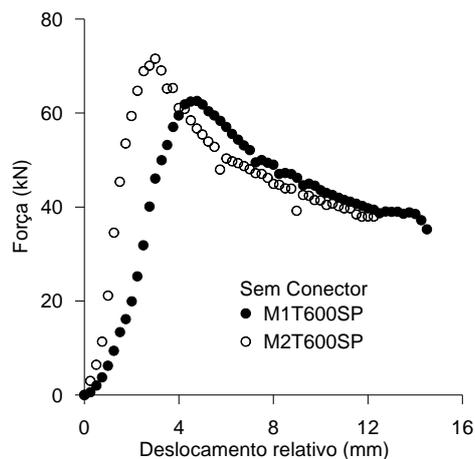


Figura 3.14 – Relação carga x deslocamento (Sem pino)

Comparando-se a relação carga x deslocamento correspondente aos modelos sem pino ensaiados a 600°C e à temperatura ambiente observa-se que após ser atingida a carga de pico não se identificam os trechos de pequenos carregamentos e descarregamentos no gráfico da Figura 3.14. Esses efeitos desapareceram neste estágio do ensaio a altas temperaturas devido à dilatação do aço, o que permitiu que o deslizamento entre os materiais ocorresse com maior facilidade.

Na Figura 3.15 apresenta-se o estado dos modelos após a realização dos ensaios a 600°C.



a) Face 1 (M1T600SP)



b) Face 2 (M1T600SP)



c) Face 1 (M2T600SP)



d) Face 2 (M2T600SP)

Figura 3.15 – Principais linhas de fissuras nos blocos de concreto

Na Figura 3.16 mostra-se o estado das armaduras e do perfil de aço para os dois modelos sem conector de cisalhamento após a retirada do concreto. É possível perceber que as armaduras longitudinais ficaram íntegras após os ensaios devido à proteção garantida pelo revestimento com o concreto. O mesmo não ocorreu com a armadura transversal, na qual se observa a deformação devido à aplicação da carga nos blocos de concreto.



Figura 3.16 – Estado dos modelos após os ensaios com o concreto retirado (Sem pino)

Na Figura 3.17 mostra-se a comparação entre os ensaios dos modelos sem conector de cisalhamento à temperatura ambiente e a 600°C.

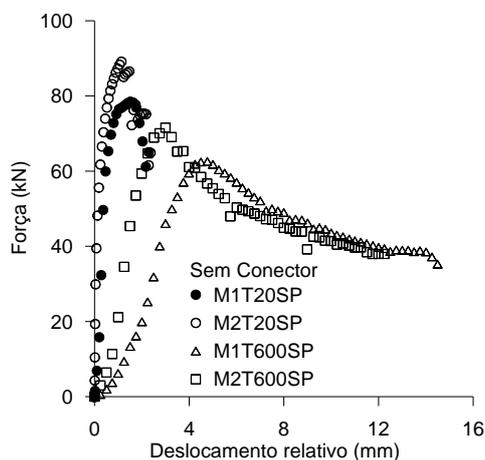


Figura 3.17 – Comparação entre ensaios – Temperatura ambiente x 600°C (Sem pino)

Na Tabela 3.4 são apresentados os valores máximos da resistência ao cisalhamento nos modelos ensaiados e os valores de rigidez da ligação na interface entre o aço e o concreto à temperatura ambiente e a altas temperaturas.

Tabela 3.4 – Resistências ao cisalhamento dos protótipos (Sem conector)

Ensaio	Temperatura (°C)	Carga (kN)	Rigidez (kN/mm)
M1T20SP	20	78,74	182,41
M2T20SP	20	88,93	300,14
M1T600SP	600	63,01	20,18
M2T600SP	600	71,59	41,05

### 3.3.2. Ensaio dos modelos com conectores de 12,5 mm

Nesta seção têm-se os resultados dos ensaios realizados com os modelos com conector de 12,5mm de diâmetro.

O primeiro ensaio M1T60012 se iniciou às oito horas e quinze minutos e a estufa atingiu a temperatura de 600°C às dez horas e cinquenta minutos. Às treze horas e cinquenta minutos percebeu-se que todos os pontos instrumentados do modelo se encontravam à temperatura prevista para o início da aplicação do carregamento mecânico, o qual foi aplicado até o momento em que os blocos de concreto deslizaram 9mm em relação ao perfil de aço.

Na Figura 3.18 verifica-se graficamente a evolução da temperatura em função do tempo registrada pelos termopares T1, T3, T4, T6 e TE localizados em diferentes pontos do modelo.

Neste gráfico é possível verificar a fase de aquecimento, o período em que os modelos permaneceram a 600°C, bem como identificar o arrefecimento da temperatura do protótipo. Este procedimento foi adotado com a finalidade de se determinar o tempo que a máquina levou para retornar a 100°C, que é a temperatura preconizada para a realização do desligamento da estufa com segurança.

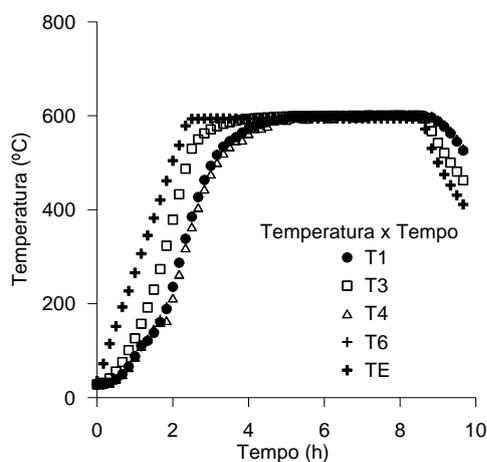


Figura 3.18 – Relação temperatura x tempo (M1T60012)

O ensaio com o modelo M2T60012 se iniciou às oito horas e vinte minutos. A estufa atingiu a temperatura de 600°C às onze horas e dez minutos e o modelo às catorze horas e trinta minutos.

De forma análoga ao ensaio anterior o carregamento foi aplicado até o deslizamento de 13mm dos blocos de concreto em relação ao perfil metálico. Na Figura 3.19 apresenta-se a relação temperatura x tempo relativa a este ensaio.

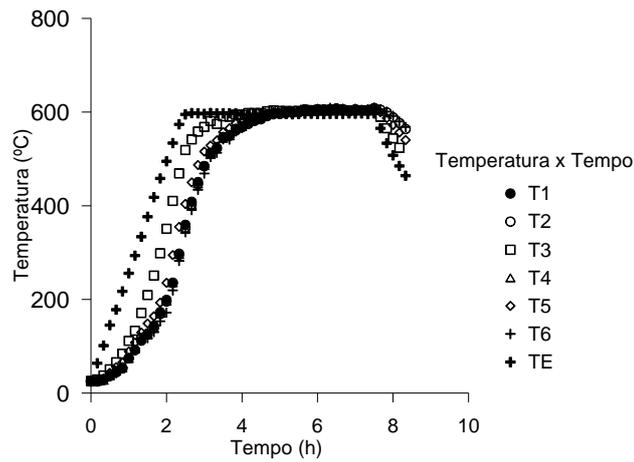


Figura 3.19 – Relação temperatura x tempo (M2T60012)

Na Figura 3.20 são apresentados os resultados das curvas carga x deslocamento correspondentes aos modelos com pino de 12,5mm obtidas à temperatura de 600°C.

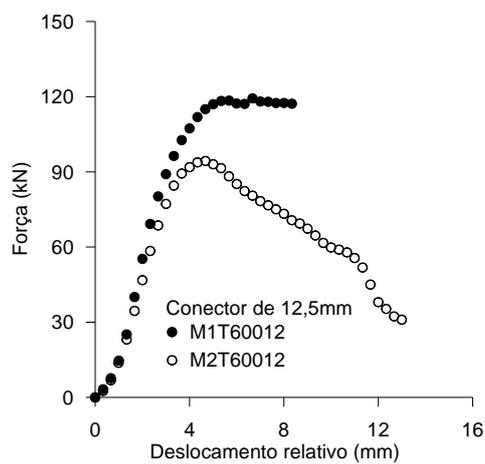


Figura 3.20 – Relação carga x deslocamento (Pino de 12,5mm)

Na Figura 3.21 é possível se identificar as principais linhas de fissuras na peça decorrentes do aquecimento do modelo e também da aplicação do carregamento mecânico. Além disso, verifica-se o deslizamento dos blocos em relação ao perfil de aço.



Figura 3.21 – Principais linhas de fissuras nos blocos de concreto

Nas Figuras 3.22a e 3.22b apresentam-se, após a retirada do revestimento de concreto dos modelos, o estado de degradação do perfil e das armaduras após os ensaios. Nos dois ensaios realizados, houve ruptura do cordão de solda que ligava o conector de cisalhamento à alma do perfil, mas o conector permaneceu intacto. Este efeito aconteceu pelo fato do eletrodo escolhido não ser o mais apropriado para soldar estruturas metálicas. No ensaio com o modelo M1T60012 verificou-se ainda que a armadura se desprendeu da alma do perfil metálico, demonstrando novamente a falha na solda entre a armadura e a alma do perfil (ver Figura 3.22a).



Figura 3.22a – Estado dos modelos após os ensaios com o concreto retirado (M1T60012)



Figura 3.22b – Estado dos modelos após os ensaios com o concreto retirado (M2T60012)

Na Figura 3.23 faz-se uma comparação entre os ensaios à temperatura ambiente e a 600°C referentes aos testes com modelos com pinos de 12,5mm.

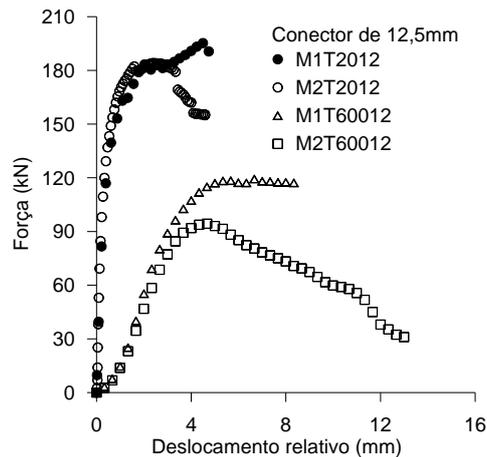


Figura 3.23 – Comparação entre ensaios – Temperatura ambiente x 600°C  
(Pino de 12,5mm)

Na Tabela 3.5 são apresentados os valores máximos das cargas que o modelo suportou e, além disso, são apresentados os valores da rigidez da ligação na interface entre o aço e o concreto à temperatura ambiente e a 600°C em que se percebe graficamente e numericamente, considerável redução decorrente da elevação térmica do conjunto.

Tabela 3.5 – Resistências ao cisalhamento dos protótipos (Pino de 12,5mm)

Ensaio	Temperatura (°C)	Carga (kN)	Rigidez (kN/mm)
M1T2012	20	183,34	354,53
M2T2012	20	182,62	453,17
M1T60012	600	121,83	41,32
M2T60012	600	94,43	33,02

### 3.3.3. Ensaio dos modelos com conectores de 16 mm

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios realizados com o modelo de pilar misto com conectores de cisalhamento de diâmetro igual a 16mm, que seguiram a mesma sequência de atividades dos ensaios realizados com os modelos com pino de 12,5mm.

O primeiro ensaio, M1T60016, se iniciou às sete horas e dez minutos e verificou-se que a estufa chegou à temperatura de 600°C às nove horas e trinta minutos. Às doze horas e vinte minutos todos os termopares registraram a temperatura prevista para a aplicação do carregamento mecânico, ou seja, 600°C, e às doze horas e quarenta minutos iniciou-se a aplicação da carga mecânica.

Na Figura 3.24 apresenta-se graficamente a evolução da temperatura em função do tempo em diferentes pontos do primeiro modelo avaliado. No gráfico apresentam-se apenas as relações referentes aos termopares T1, T3 e TE, pois os demais termopares instalados falharam durante o ensaio.

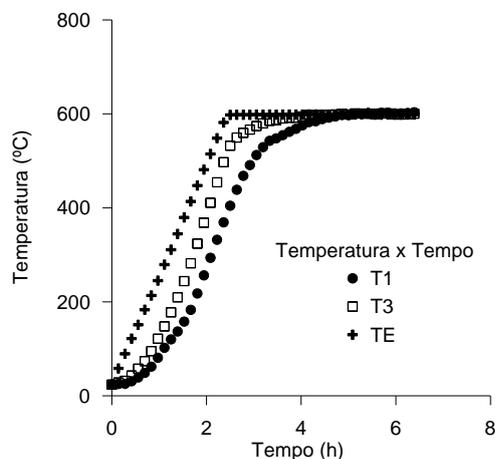


Figura 3.24 – Relação temperatura x tempo (M1T60016)

O segundo ensaio realizado, M2T60016, se iniciou às oito horas e cinco minutos e a estufa chegou à 600°C às dez horas e quarenta minutos. Neste ensaio o protótipo atingiu a temperatura prevista para a aplicação do carregamento mecânico às treze horas e vinte minutos. Na Figura 3.25 tem-se a relação temperatura x tempo referente ao ensaio M2T60016.

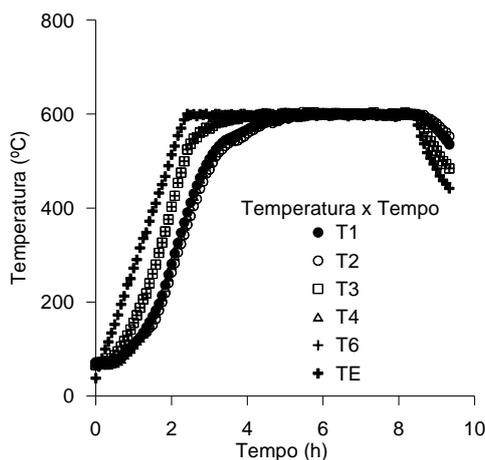


Figura 3.25 – Relação temperatura x tempo (M2T60016)

Menciona-se que o carregamento foi aplicado à peça com uma taxa igual a 0,1mm/min e o tempo previsto para a aplicação da carga foi o necessário para os blocos de concreto deslizarem 20mm em relação ao perfil metálico.

Na Figura 3.26 faz-se uma correlação entre os ensaios M1T60016 e M2T60016 realizados à temperatura de 600°C para os modelos com conectores de cisalhamento de 16mm.

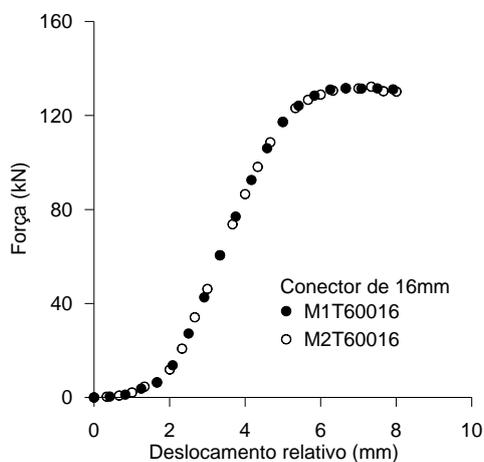


Figura 3.26 – Relação carga x deslocamento (Pino de 16mm)

Como os modelos foram concretados na mesma data e graças ao controle durante os ensaios, verificou-se boa correlação entre os resultados correspondentes ao modelo M1T60016 e M2T60016.

Por fim, na Figura 3.27 são apresentados os estados dos modelos após a realização dos ensaios. Com relação aos blocos de concreto, percebeu-se uma linha principal de fissura na vertical seguida de fissuras menores na região vizinha aos conectores de cisalhamento. As fissuras menores aparecem a partir do descolamento entre os blocos de concreto e o perfil metálico e vão avançando à medida que as cargas aumentam na peça.



a) Face 1 (M1T60016)



b) Face 2 (M1T60016)



c) Face 1 (M2T60016)



d) Face 2 (M2T60016)

Figura 3.27 – Principais linhas de fissuras nos blocos de concreto (Pino de 16mm)

As Figuras 3.28a e 3.28b apresentam o estado dos perfis de aço e das armaduras após a retirada do concreto dos modelos. No primeiro ensaio, M1T60016, percebeu-se a deflexão dos conectores de cisalhamento e a deterioração do perfil de aço. No ensaio M2T60016 também ocorreu a ruptura da solda que ligava os conectores de cisalhamento à alma do perfil metálico.



Figura 3.28a – Estado dos modelos após os ensaios com o concreto retirado (M1T60016)

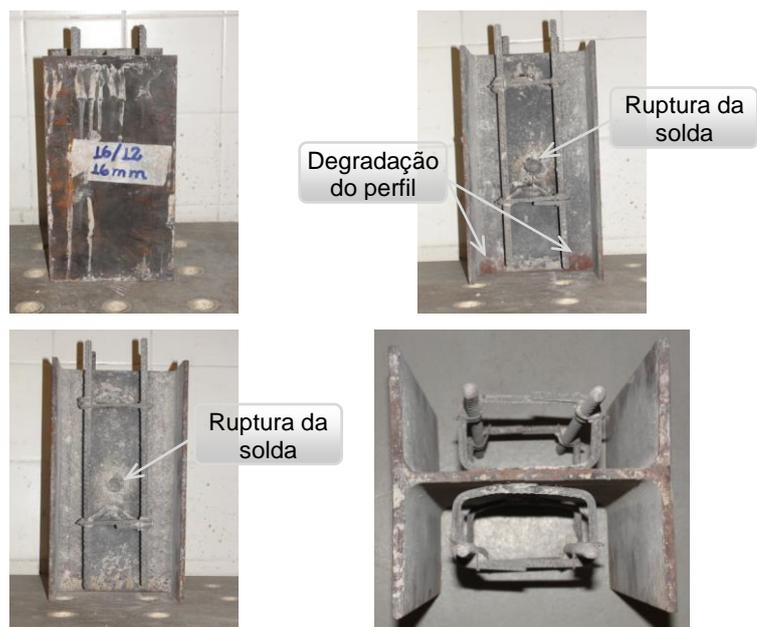


Figura 3.28b – Estado dos modelos após os ensaios com o concreto retirado (M2T60016)

Na Figura 3.29 apresenta-se a comparação dos ensaios do modelo com conector de 16mm à temperatura ambiente e a 600°C.

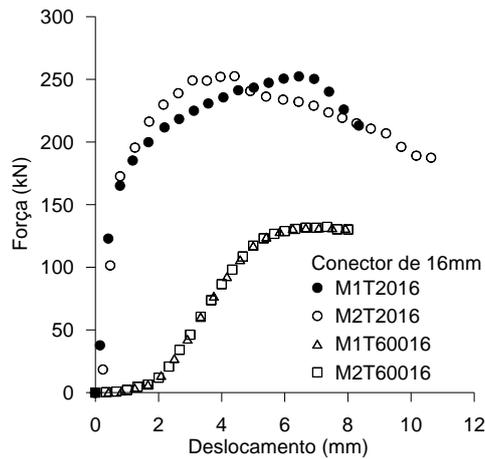


Figura 3.29 – Comparação entre ensaios – Temperatura ambiente x 600°C  
(Pino de 16mm)

A partir do gráfico apresentado é possível identificar claramente tanto a redução da resistência quanto a diminuição da rigidez da ligação entre o aço e o concreto e, além disso, percebe-se uma boa correlação entre os experimentos realizados à temperatura ambiente e a 600°C.

Na Tabela 3.6 são apresentados os valores das cargas máximas que cada modelo suportou à temperatura ambiente e a 600°C. Neste caso também se verifica numericamente a diminuição da capacidade de carga da peça com o aquecimento e a considerável redução da rigidez.

Tabela 3.6 – Resistências ao cisalhamento dos protótipos (Pino de 16mm)

Ensaio	Temperatura (°C)	Carga (kN)	Rigidez (kN/mm)
M1T2016	20	224,97	269,90
M2T2016	20	210,30	287,01
M1T60016	600	133,60	37,02
M2T60016	600	133,60	37,02

### 3.3.4. Ensaio dos modelos com conectores de 19 mm

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios realizados com o modelo de pilar misto com conectores de cisalhamento de diâmetro igual a 19mm soldados na alma do perfil. O primeiro ensaio, M1T60019, se iniciou às sete horas catorze minutos e nove segundos e adotou-se uma taxa de aquecimento igual a 4°C/min.

A estufa atingiu a temperatura de ensaio, 600°C, às nove horas e cinquenta minutos e todos os pontos instrumentados do modelo chegaram a esta temperatura às doze horas e quarenta minutos.

Neste ensaio o pilar misto esteve sujeito a 600°C por um período de aproximadamente 2 horas antes do início da aplicação do carregamento mecânico. Assim, às quinze horas, iniciou-se o procedimento de aplicação da carga nos blocos de concreto a uma velocidade igual a 0,1mm/min.

A Figura 3.30 apresenta a evolução da temperatura em função do tempo em diferentes pontos do modelo.

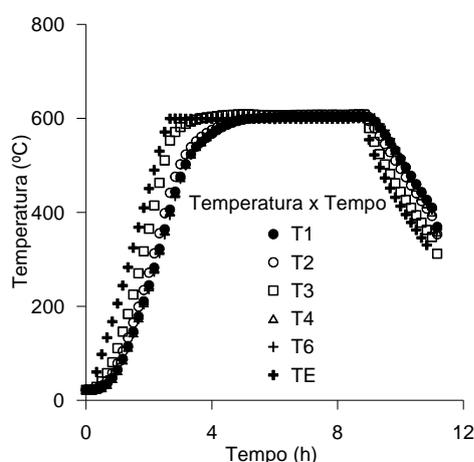


Figura 3.30 – Relação temperatura x tempo (M1T60019)

Na Figura 3.31 apresenta-se um gráfico análogo ao mostrado anteriormente que corresponde ao ensaio térmico com o modelo M2T60019.

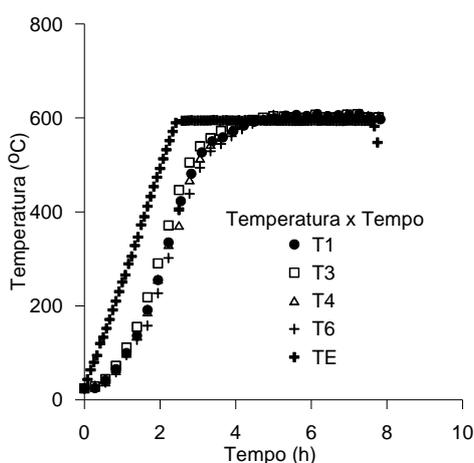


Figura 3.31 – Relação temperatura x tempo (M2T60019)

Na Figura 3.32 são apresentados os resultados da relação carga x deslocamento obtidos nos ensaios realizados à temperatura de 600°C.

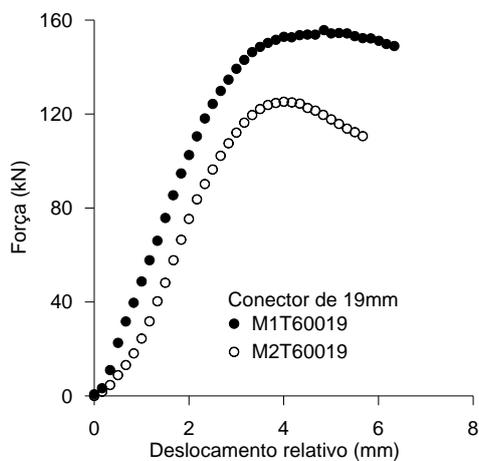


Figura 3.32 – Relação carga x deslocamento (Pino de 19mm)

Na Figura 3.33 são apresentadas as principais linhas de fissuras que surgiram nos blocos de concreto após a realização do programa experimental.

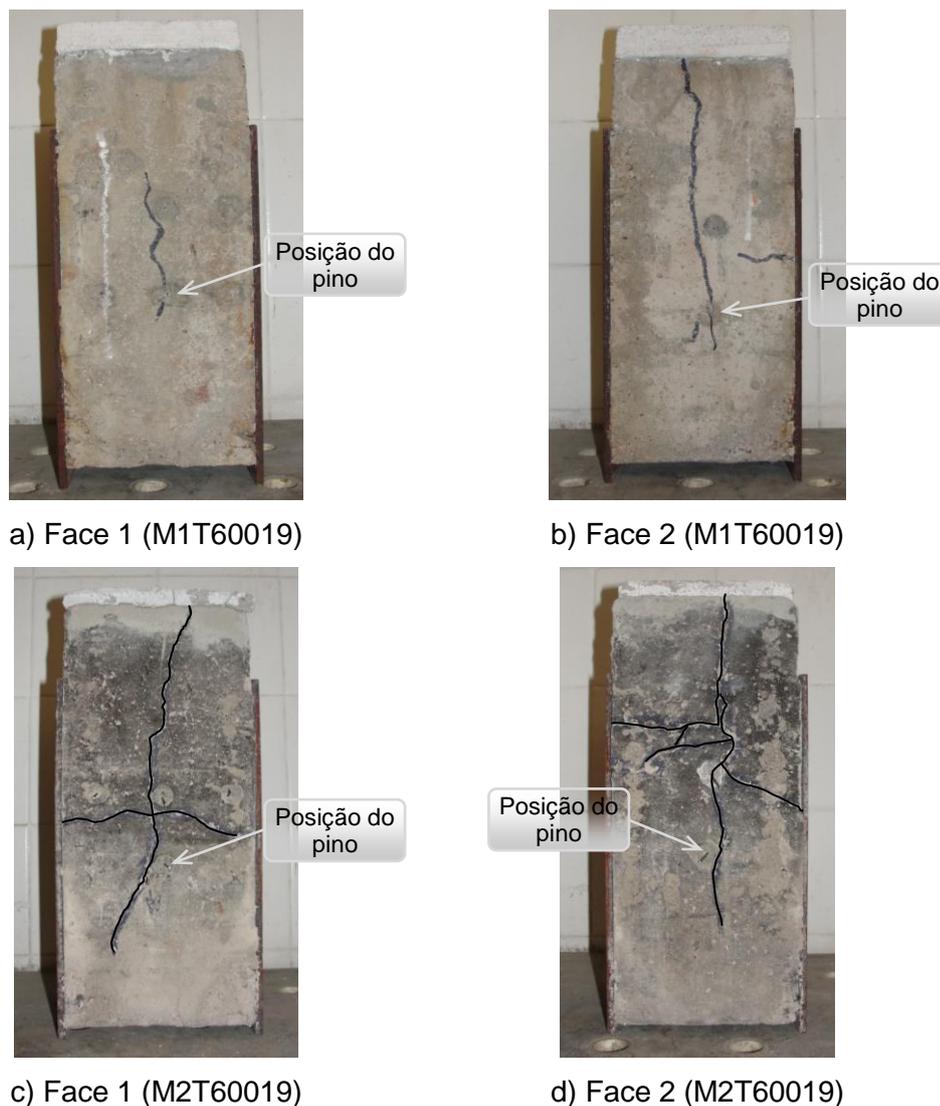


Figura 3.33 – Principais linhas de fissuras nos blocos de concreto (Pino de 19mm)

Após os ensaios M1T60019 e M2T60019 os modelos foram examinados com a retirada do concreto sendo possível perceber a deflexão nos conectores de cisalhamento nos dois ensaios realizados e que a região do cordão de solda permaneceu intacta. Verificou-se a degradação do aço do perfil devido ao aumento de temperatura, além de fissuras verticais e horizontais originadas pela aplicação da carga axial nos blocos de concreto, que foram avançando à medida que os carregamentos aumentaram na peça.

Nas Figuras 3.34a e 3.34b são apresentados os estados dos perfis metálicos e das armaduras longitudinais e transversais após a realização dos ensaios.



Figura 3.34a – Estado do modelo após o ensaio com o concreto retirado (M1T60019)



Figura 3.34b – Estado do modelo após o ensaio com o concreto retirado (M2T60019)

Na Figura 3.35 faz-se uma comparação entre os resultados da resistência dos modelos à temperatura ambiente e a 600°C.

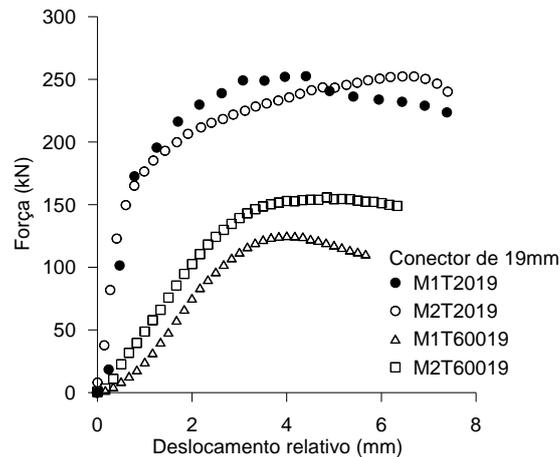


Figura 3.35 – Comparação entre ensaios – Temperatura ambiente x 600°C  
(Pino de 19mm)

Na Tabela 3.7 são apresentados os valores das cargas máximas que cada modelo suportou nos ensaios à temperatura ambiente e a altas temperaturas. A partir deste momento o modelo passou a resistir à carga somente por atrito entre o perfil metálico e os blocos de concreto. Nestes ensaios também são apresentados os valores da rigidez das ligações entre o aço e o concreto para os ensaios à temperatura ambiente e a 600°C e novamente fica evidente a variação na rigidez da ligação entre o aço e o concreto, caso a estrutura seja sujeita a um aumento considerável de temperatura.

Tabela 3.7 – Resistências ao cisalhamento dos protótipos (Pino de 19mm)

Ensaio	Temperatura (°C)	Carga (kN)	Rigidez (kN/mm)
M1T2019	20	255,35	280,06
M2T2019	20	252,78	245,76
M1T60019	600	155,84	49,76
M2T60019	600	125,26	52,92

### 3.4. Resistência dos conectores a altas temperaturas

Na Tabela 3.8 apresenta-se uma comparação entre os resultados das resistências experimentais dos conectores de cisalhamento à temperatura ambiente e à temperatura de 600°C.

Tabela 3.8 – Resistência experimental do conector

Diâmetro do pino $\phi$ (mm)	$Q_{R \text{ exp}}$ (kN)	
	$\theta = 20^{\circ}\text{C}$	$\theta = 600^{\circ}\text{C}$
12,5	61,11	40,61
12,5	60,87	31,48
16	74,99	44,53
16	70,10	44,53
19	85,14	51,95
19	84,26	41,75

Na Figura 3.36 é possível perceber, graficamente, a variação na resistência do pino quando o modelo é aquecido a  $600^{\circ}\text{C}$ .

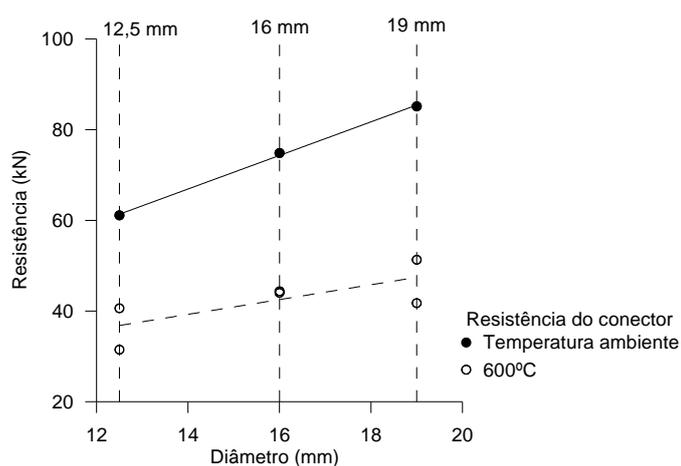


Figura 3.36 – Comparação entre as resistências do conector

### 3.5. Redução da resistência dos modelos

A partir da Tabela 3.9 é possível verificar os resultados das cargas experimentais que provocaram o deslocamento relativo entre os blocos de concreto e o perfil metálico à temperatura ambiente e a  $600^{\circ}\text{C}$ . Na última coluna desta tabela mostra-se a redução da resistência mecânica devido à elevação térmica no protótipo.

Tabela 3.9 – Comparação entre os resultados das resistências ao cisalhamento dos protótipos (Experimental)

Ensaio	$\theta = 20^{\circ}\text{C}$		$\theta = 600^{\circ}\text{C}$		Redução da Resistência (%)
	Carga (kN)	$f_c$ (MPa)	Carga (kN)	$f_c$ (MPa)	
M1T20SP	78,58	19	63,01	20	19,81
M2T20SP	89,32	25	71,59	20	19,85
M1T2012	183,33	25	121,84	26	33,57
M2T2012	182,61	25	94,43	21	48,76
M1T2016	224,97	27	133,60	26	40,61
M2T2016	210,30	27	133,60	26	36,47
M1T2019	255,35	28	155,84	32	38,97
M2T2019	252,78	28	125,26	26	50,45

A partir da comparação entre os resultados dos ensaios à temperatura ambiente e a  $600^{\circ}\text{C}$ , é possível verificar a redução da resistência ao cisalhamento dos modelos. Esta diminuição está diretamente ligada à redução da resistência dos conectores de cisalhamento e à redução da resistência do concreto, provocadas pelos efeitos da temperatura.

Também ficou evidente, a partir dos ensaios realizados, a diminuição da rigidez do conjunto quando a estrutura foi submetida a uma elevação térmica.

Concluiu-se após a realização dos testes com os protótipos com conectores de cisalhamento que o modo de colapso identificado foi fissuração do concreto na vizinhança dos pinos, pois com a retirada dos blocos de concreto que revestiam o perfil metálico verificou-se que os conectores de cisalhamento permaneceram intactos, apesar da deflexão registrada em todos os ensaios.

Para os modelos sem conectores de cisalhamento o padrão de fissuração foi diferente do identificado nos modelos com pinos porque não houve concentração de fissuras em regiões específicas dos blocos de concreto. Neste caso, o descolamento entre o concreto e o aço do perfil metálico ocorreu quando as cargas aplicadas ao modelo ultrapassaram a resistência ao cisalhamento devido à aderência química e mecânica na interface entre o aço e o concreto proveniente do impedimento da expansão lateral dos blocos de concreto.

# 4

## CONCLUSÕES

### 4.1. Conclusões

No presente trabalho realizou-se uma campanha experimental destinada à análise da resistência ao cisalhamento na interface entre o aço e o concreto na região de introdução de cargas em pilares mistos. Este estudo foi conduzido com auxílio de modelos de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto submetidos à compressão simples através de testes do tipo *push-out*. O programa experimental foi dividido em duas partes: ensaios realizados à temperatura ambiente e a altas temperaturas (600°C).

A partir do programa experimental, foi possível monitorar o comportamento estrutural dos protótipos, identificar os seus modos de ruptura, cargas de colapso, bem como, avaliar a tensão de aderência na interface entre o aço e o concreto.

Na primeira etapa da campanha experimental, realizada com os protótipos à temperatura ambiente, percebeu-se ao longo dos ensaios o desenvolvimento de fissuras nos blocos de concreto e deformação por flexão em todos os conectores de cisalhamento dos modelos (ver Figuras 2.16, 2.18 e 2.21).

Com relação aos modos de ruptura, o colapso se iniciou com a formação de uma fissura longitudinal nos blocos de concreto ao longo da linha dos conectores conforme mostra a Figura 2.19, seguida de ruptura do concreto nas proximidades dos conectores de cisalhamento.

Portanto, para os ensaios à temperatura ambiente, conclui-se que o modo de colapso se deu por fissuração do concreto nos trechos próximos aos conectores de cisalhamento. O colapso por ruptura do conector não ocorreu nestes modelos devido à baixa resistência do concreto o que originou a concentração de fissuras nas proximidades dos pinos de ligação soldados na alma do perfil à medida que aconteceu o deslizamento dos blocos de concreto.

Com relação à segunda etapa da campanha experimental, realizada à temperatura de 600°C, os resultados experimentais indicam claramente a redução da resistência estática dos pinos e, conseqüentemente, da resistência ao cisalhamento dos protótipos. Este fato está associado à redução das propriedades físicas dos materiais que compõem o modelo estrutural avaliado devido à elevação de temperatura (ver Tabelas 3.8 e 3.9).

Nos ensaios com pinos de 12,5mm e em um dos modelos testados com conector de cisalhamento de 16mm verificou-se que a falha ocorreu por ruptura do pino na interface entre o cordão de solda e o conector de cisalhamento. Esta ruptura aconteceu graças ao elevado fluxo de calor na alma do perfil, em função da elevada temperatura nesta região, sem contar com a grande concentração de tensões provocadas pelo carregamento mecânico neste trecho dos pinos.

Esta ocorrência não foi devidamente prevista e somente foi verificada ao longo da realização do programa experimental. De qualquer modo, a ruptura poderia ser evitada com reforço no cordão de solda, pois em alguns ensaios verificou-se que, apesar das deflexões registradas nos pinos, a região do cordão de solda permaneceu intacta.

Menciona-se ainda que, apesar de ter sido utilizado um concreto jovem nos ensaios a altas temperaturas, os efeitos do lascamento do concreto ou *spalling* não foram identificados em nenhum protótipo avaliado. Este fenômeno foi evitado porque os modelos foram mantidos, antes da realização dos ensaios, em uma estufa à temperatura de 60°C por um período 24 horas, com o fim de reduzir a umidade do conjunto.

Durante a caracterização do concreto usado nos modelos ensaiados à temperatura ambiente e a altas temperaturas foram registradas variações nos valores da resistência do concreto. Assim, para os testes *push-out* a altas temperaturas com os modelos com pinos de 12,5mm e 19mm podem-se tirar as seguintes conclusões: nos modelos com conector de 12,5mm para um aumento da resistência do concreto de 24% entre o primeiro e o segundo modelo ensaiado ocorreu um acréscimo de resistência ao cisalhamento do modelo correspondente a 29%. E para os modelos com pinos de 19mm, percebeu-se que para um acréscimo de 23% na resistência do concreto houve um ganho de 24% na capacidade de carga do conector do tipo pino sem cabeça. Deste modo, conclui-se que o aumento da resistência do concreto é diretamente proporcional ao aumento da resistência ao cisalhamento do modelo.

Os resultados experimentais também evidenciam que existe uma relação linear entre a resistência do pino sem cabeça e os diâmetros de referência dos conectores usados nos ensaios (ver Figuras 2.22 e 3.36). Estas relações podem ser verificadas

com auxílio das equações normativas definidas pelo EUROCODE 4 (2004) e pelo AISC/LRFD (2010).

Na Tabela 3.9 apresenta-se uma comparação entre os valores das resistências ao cisalhamento dos protótipos à temperatura ambiente e a 600°C, na qual se percebe uma redução da capacidade de carga de até 50,45% nos protótipos com conectores de cisalhamento. Porém, para os modelos sem conectores de cisalhamento verificou-se uma redução de apenas 20%.

A maior redução no valor da resistência dos modelos com conectores de cisalhamento se deve à grande elevação de temperatura nos trechos próximos aos pinos, devido à sua elevada condutividade térmica. Consequentemente, surgem muitas fissuras no concreto nessas regiões e isso acarreta maior redução na resistência do modelo.

A partir da comparação entre os ensaios à temperatura ambiente e a altas temperaturas identificaram-se, para um mesmo valor de carregamento, maiores deslocamentos relativos entre os blocos de concreto e o perfil metálico nos ensaios a 600°C. Este efeito ocorreu graças à elevação de temperatura do conjunto o que contribuiu para o descolamento precoce dos blocos de concreto em relação ao perfil (ver Figuras 3.17, 3.23, 3.29 e 3.35).

Verificou-se também que, apesar da degradação dos conectores de cisalhamento proveniente da elevação de temperatura, estes dispositivos desempenharam um papel importante na resistência ao cisalhamento dos pilares mistos, pois além de ocasionarem um aumento na resistência dos modelos, reduziram de forma significativa o deslizamento dos blocos de concreto em relação ao perfil metálico para um mesmo carregamento aplicado nos modelos. Esta alteração ficou clara à medida que se variou o diâmetro dos conectores (ver Tabela 3.9).

Deste modo, avalia-se através dos ensaios realizados neste trabalho que a presença dos conectores de cisalhamento soldados à alma do perfil metálico proporciona um aumento na capacidade de carga da ligação na interface entre o aço e o concreto e, além disso, verifica-se um acréscimo na ductilidade do conjunto à medida que se aumenta o diâmetro do pino (ver Figuras 2.14, 2.15, 2.17 e 2.20).

#### **4.2. Aspectos futuros**

Durante o desenvolvimento do presente trabalho, observou-se que outros fenômenos devem ser estudados com maior profundidade e estes podem ser inseridos em pesquisas posteriores. Dentre eles citam-se:

- Simulação numérica dos protótipos ensaiados neste trabalho a altas temperaturas com auxílio de um software comercial;
- Estudo da resistência ao cisalhamento de pilares mistos de aço e concreto a altas temperaturas utilizando-se concreto de resistência normal com outros agregados, como por exemplo, argila expandida;
- Estudo do desempenho do conjunto utilizando-se concreto de alto desempenho;
- Verificação da resistência ao cisalhamento de pilares mistos de aço e concreto à temperatura ambiente e a altas temperaturas utilizando-se concreto de resistência normal, sem introduzir armaduras longitudinais e transversais nos blocos de concreto que revestem o perfil metálico e análise das variações na resistência ao cisalhamento do modelo com e sem a contribuição das armaduras de aço.

# REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 14323 (1999), Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 1999. (Projeto de revisão em curso, 2003).

AASHTO LRFD (2004), Bridge design specifications. 3rd ed. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AISC/LRFD (1993), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, 1<sup>st</sup> edn., American Institute of Steel Construction, AISC, Chicago, IL.

AISC/LRFD (1999), Load and Resistance Factor Design Specification for Steel Buildings American Institute of Steel Construction, December, with errata incorporated as of September 4, 2001, Chicago.

AISC/LRFD (2005), Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design. Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, American Institute of Steel Construction.

AISC/LRFD (2010), Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design. Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, American Institute of Steel Construction.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003), NBR 6118:2003. Projeto de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008), NBR 8800:2008. Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço–concreto de edifícios: Projeto de revisão. Rio de Janeiro . (texto base para revisão – Março/08).

BASU, A.K. and SOMMERVILLE, W. (1969), Derivation of formulae for the design of rectangular composite columns. Supplement V. Proc. ICE. paper 7206S, pp. 233–280.

BEUTEL, J., THAMBIRATNAM, D. and PERERA, N. (2001), Monotonic behaviour of composite column to beam connections. *Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 1152–1161.

BRIDGE, R.Q. and RODERICK, W.J. (1978), Behaviour of built-up composite columns. *Journal of Structural Division*, ASCE; 104(ST7), pp. 1141–1155.

BS 5400 (1979), Steel, concrete and composite bridges, Part 5, Code of practice for design of composite bridges. London: British Standards Institution.

CAMPOLINA, B.M., BEZERRA, A.C.S., RODRIGUES, F.C., AGUILAR, M.T.P. e CETLIN, P.R. (2008), Estudo experimental da aderência em pilares mistos preenchidos com concreto.

CARVALHO, J.M.F. (2007), *Análise Tridimensional de Pórticos Mistos de Aço e Concreto*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil.

CHOI, S.; HAN, S.; KIM, S.; NADJAI, A.; ALI, F.; CHOI, J. (2009), Performance of Shear Studs in Fire. *Proceedings of International Conference Application of Structural Fire Design, Prague, Czech Republic*.

CORREIA, J.P.M and RODRIGUES, J.P.C. (2011), Fire resistance of partially encased steel columns with restrained thermal elongation, *Journal of constructional Steel Research*, Vol. 67, pp. 593–601.

COSTA, R.E.N. (2005), *Projeto de pilares mistos preenchidos com concreto refratário de alto desempenho à temperatura ambiente e em situação de incêndio*, Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte.

DA SILVA, R.D. (2006), *Estudo da aderência aço – concreto em pilares mistos preenchidos*, São Carlos. 137p, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

DE NARDIN, S. (1999), *Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência*, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ELGHAZOULI, A.Y. and TREADWAY, J. (2008), Inelastic behaviour of composite members under combined bending and axial loading, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 1008–1019.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1992), EUROCODE 2, Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, Bruxelas, Belgium.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1995), EUROCODE 3, Design of steel structures – Part 1.2: General rules – Structural fire design, CEN, Bruxelas, Belgium.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1992), EUROCODE 4, Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, Bruxelas, Belgium.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1994), EUROCODE 4, Design of composite steel and concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, Bruxelas, Belgium.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2004), EUROCODE 4, Design of composite steel and concrete structures: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, Bruxelas, Belgium.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2005), EUROCODE 4, Design of composite steel and concrete structures: Part 1.2: General rules – Structures fire design, CEN, Bruxelas, Belgium.

FABER, O. (1956), Savings to be affected by the more rational design of encased stanchions as a result of recent full size tests, *The Structural Engineer*, Vol. 34, pp. 88–109.

FIGUEIREDO JR., F.P. (2002), *Simulação via método dos elementos finitos da distribuição de temperatura em estruturas metálicas e mistas no caso de incêndio*, Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte.

FIGUEIREDO, L.M.B. (1998), *Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto*, São Carlos, 142p, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

FURLONG, R.W. (1967), Strength of steel-encased concrete beam columns, *Journal of the Structural Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 93, n. ST5, pp. 113–24.

GE, H., USAMI, T. (1994), Strength analysis of concrete filled thin walled steel Box columns, *Journal of Constructional Steel research 1994*, Vol. 37, pp. 607–612.

HAN, L. e YAO, G. (2003), Behavior of concrete-filled hollow structural steel (HSS) columns with pre-load on the steel tubes. *Journal of Construction Steel Research* 59 (2003).

HU, H.T. e HUANG, C.S. e CHENA, Z.L. (2005), Finite element analysis of CFT columns subjected to an axial compressive force and bending moment in combination, *Journal of constructional Steel Research*, ARTICLE IN PRESS.

HUNAITI, Y.M. and FATTAH, B.A. (1994), Design Considerations of Partially Encased Composite Column, *Proc. Institution of Civil Engineering, Structures & Buildings*, 106 (Feb), pp. 75–82.

IMAGAWA, Y., OHYAMA, O., KURITA, A., (2008), Mechanical Behaviors of Shear Stud in Fire, *EUROSTEEL*, Graz, Austria.

ISO 834–1. (1999), Fire resistance tests – Elements of buildings construction, Part 1: General requirements. ISO – International Organization for Standardization. Geneva.

JOHNSON, R. P. (2004), *Composite Structures of Steel and Concrete – Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings*, 3rd edition, Oxford (UK): Blackwell Science Ltd., Vol.1.

JONES, R. and RIZK, A.A. (1963), An investigation on the behaviour of encased steel columns under load, *The Structural Engineer*, Vol. 41, N° 1, pp. 21–33.

JONHANSSON, M. and GYLLTOFT, K. (2001), Structural behavior of slender circular steel–concrete composite columns under various means of load application, *Steel and Composite Structures*, Vol. 1, N° 4.

KNOWLES, R. e PARK, R. (1969), Strength of concrete filled steel tubular columns, *Journal of structural Division*, Vol. 95, N° 12, pp. 2565–2587, December.

LEONHARDT, F; MÖNNIG, E. (1977), *Construções de concreto: Princípios básicos de dimensionamento de estruturas de concreto armado*. 1ed. Rio de Janeiro, Interciência. V.1.

LI, A. and CEDERWALL, T. (1996), Push–out Tests on Studs in High Strength and Normal Strength Concrete, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 36, pp. 15–29.

LIANG, Q.Q. and UY, B. (2000), Theoretical study on the post–local buckling of steel plates in concrete–filled box columns, *Computers and Structures*, Vol. 75, pp. 479–490.

LIEW, R.J.Y., SAW, H.S. and YU, C.H. (1998), Composite column design in buildings – Assessment of current methods and interim guidance. Research Report n. CE 026/98, National University of Singapore, May.

MIRZA, S.A., HYTTINEN, V. and HYTTINEN, E. (1996), Physical tests and analyses of composite steel–concrete beam–columns, *Journal of Structural Engineering, ASCE*; 122(11), pp. 1317–1326.

MUNIZ, C.F.D.G. (2005), *Modelos Numéricos para Análise de Elementos Estruturais Mistos*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil.

NAKA, T., MORITA, K. and TACHIBANA, M. (1977), Strength and hysteretic characteristics of steel–reinforced concrete columns (in Japanese), *Transaction of AIJ*; 250, pp. 47–58.

NÓBREGA, A.P.M. (2003), *Análise do comportamento de pilares mistos aço–concreto em situação de incêndio*, Dissertação de Mestrado, Curso de Pós–graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte.

PILOTO, P.; GAVILÁN, A.B.R. and MESQUITA, L.M.R. (2007), *Adesão Aço–Betão em Vigas Parcialmente Embebidas para Diferentes Condições Térmicas*, *VI Congresso de Construção Metálica e Mista*, Portugal.

PINHEIRO, L.M. e MUZARDO, C.D. (2003), *Aços para armaduras*, Estruturas de concreto – Capítulo 3, USP – EESC – Departamento de Engenharia de Estruturas.

QUEIROZ, G., PIMENTA, R.J. e DA MATA, L.A.C. (2001), *Elementos das Estruturas Mistas Aço–Concreto*, Belo Horizonte, 1ª edição, Editora O Lutador.

QUEIROZ, F.D. (2003), *Modelos para análise de pilares mistos pelo método dos elementos finitos*, Belo Horizonte 207p., Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG.

REGOBELLO, R. (2007), *Análise numérica de seções transversais e de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio*, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

RIBEIRO, J.C.L. (2004), *Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio*, Dissertação de Mestrado, Curso de Pós–graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte.

RICLES, J.M. and PABOOJIAN, S.D. (1994), *Seismic performance of steel–encased composite columns*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE; 120(8), pp. 2474–2494.

SHAMMUGAM, N.E. and LAKSHMI, B. (2001), *State of the art report on steel–concrete composite columns*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, pp. 1041–1080.

SILVA, C.J. e CALMON, J.L. (2000), *Análise térmica bidimensional em regime transiente pelo método dos elementos finitos*. Aplicação em estruturas metálicas e

mistas em condições de incêndio. *Revista engenharia, ciência e tecnologia* – Edição nº 17. pp. 72–82. Setembro/outubro.

SILVA, V.P. e FAKURY, R.H. (2002), Brazilian standards for steel structures fire design, *Fire Safety Journal*, Vol. 37. pp .217–227, Elsevier Science Ltd.

STEVENS, R.F. (1965), Encased stanchions, *The Structural Engineer*, 43(2), pp. 59–66.

UY, B. (1998), Local and post–local buckling of concrete filled steel welded box columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 47, pp. 47–72.

VERÍSSIMO, G.S., VALENTE, I., PAES, J.L.R., CRUZ, P.J.S., FAKURY, R.H. (2006), Análise experimental de um conector de cisalhamento em chapa de aço endentada para estruturas mistas de aço e concreto, *Anais das XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural*, pp. 410–419.

VILA REAL, P.M.M. (1988), *Modelo por elementos finitos do comportamento térmico e termo–elástico de sólidos sujeitos a elevados gradientes térmicos*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto–Portugal.

VILA REAL, P.M.M. e OLIVEIRA, C.A.M. (1997), Modelação por elementos finitos do comportamento térmico de perfis metálicos sujeitos à ação do fogo, *V Encontro Nacional de Mecânica Computacional*, pp. 415–424, Guimarães–Portugal.

VIRDI, K.S. and DOWLING, P.J. (1973), The ultimate strength of composite columns in biaxial bending, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2 (March)*, Vol. 55, pp. 215–272.

WAKABAYASHI, M. (1987), A historical study of research on composite construction in Japan. In: *Composite construction in steel and concrete. Proc. of eng. foundation conf.* Henniker, New Hampshire: ASCE, pp. 400–427.

WAKABAYASHI, M., MINAMI, K. and KOMURA, K. (1971), An experimental study on elasto–plastic characteristics of concrete members using an encased H–section subjected to combined bending and axial force (in Japanese), *Bulletin of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University*;14A, pp. 417–437.

WAKABAYASHI, M., SHIBATA, M., MATSUI, C. and MINAMI, K. (1974), A study on the behaviour of steel–reinforced concrete columns and frames. In: IABSE Symposium, pp. 53–60.

WANG, Y.C. (2002), Steel and composite structures – Behavior and design for fire safety. Spon Press, 1<sup>st</sup> edition, Londres, Reino Unido.

WANG, A.J. (2011), Numerical studies on shear connectors in push–out tests under elevated temperatures, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 39, Issue 3, pp. 317–338.

WENG, C.C. and YEN, S.I. (2002), Comparisons of concrete–encased composite column strength engineering structures provisions of ACI code and AISC specification, *Engineering Structures*, Vol. 24, pp. 59–72.

WRIGHT, H.D. (1993), Buckling of plates in contact with a rigid medium, *The Structural Engineer*, Vol. 71, N°. 12, pp. 209–215.

XIONG, D. and ZHA, X. (2007), A numerical investigation on the behavior of concrete filled steel tubular columns under initial stresses, *Journal of Construction Steel Research*.

YAMADA, M., KAWAMURA, H., and ZHANG, F. (1991), Research on the elasto–plastic deformation and fracture behaviors of wide flange steel encased reinforced concrete columns subjected to bending and shear (in Japanese), *Journal of Structural Construction Engineering*, AIJ Architectural Institute of Japan); 420, pp. 63–74.

YOKOO, Y., Wakabayashi, M. and Suenaga Y. (1967), Experimental studies on steel concrete members with H–shape steel (in Japanese). Transaction of AIJ; 136, pp. 1–7.

YOUNG, B. and ELLOBODY, E. (2011), Performance of axially restrained concrete encased steel composite columns at elevated temperatures, *Engineering Structures*, Vol. 33, pp. 245 a 254,

YU, Z., DING, F. and CAI, C.S. (2007), Experimental behavior of circular concrete–filled steel tube stub columns. *Journal of constructional steel Research*. Vol. 63, N°. 2, pp. 165–174.