

Universidade de São Paulo
Escola de Engenharia de São Carlos
Departamento de Engenharia de Estruturas

**Estudo da aderência aço-concreto em
pilares mistos preenchidos**

Romulo Dinalli da Silva

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

Orientadora: Profa. Dra. Ana Lucia H. de C. El Debs

São Carlos
2006

Aos meus pais, Romilda e Jacob, aos meus irmãos Maria Auxiliadora e Rodolfo e à minha querida Simone. Amo todos vocês.

AGRADECIMENTOS

Agradeço,

a Deus, o Criador, pelo dom da vida, pela perseverança e paciência nos dias difíceis da pesquisa;

à CNPq pela bolsa de estudos e à Fapesp pela reserva técnica que permitiu a realização da investigação experimental;

à minha orientadora, Professora Ana Lúcia, meu muito obrigado pela confiança em mim depositada, pela leitura e sugestões no texto final e pela oportunidade que me proporcionou durante esses três anos de curso;

ao Professor João Carlos Antunes, meu introdutor no mundo da teoria estrutural. Seu entusiasmo e dedicação ao tema foram exemplos a seguir nos meus estudos;

ao querido Professor de Estruturas Metálicas, Alex Sander, por ter me acolhido como orientado no trabalho de conclusão de curso de graduação e por ter sido um grande incentivador ao meu ingresso no programa de pós-graduação em estruturas;

ao amigo e coordenador, Émerson, pelo apoio, oportunidade e pelo otimismo que me transmitiu nas viagens, sempre ricas em ensinamentos e exemplos de vida.

ao meu pai, Jacob, por ter me ensinado a ser simples e honesto no convívio com meus semelhantes; à minha querida mãe, Romilda, pela sua dedicação, suas orações e por ser uma luz a guiar meus passos rumo ao sucesso;

à minha querida esposa Simone, meu muito obrigado pela paciência, carinho e apoio incondicional;

e à minha co-orientadora, Dra. Silvana De Nardin. Somente Deus para retribuir toda a força, paciência e compreensão durante esses três anos. Sem a sua colaboração este trabalho não teria acontecido. Muito obrigado, que Deus a abençoe.

Sumário

Lista de figuras	i
Lista de tabelas	vi
Resumo.....	vii
Abstract.....	viii
CAPÍTULO 1: Introdução	1
1.1- Considerações iniciais	1
1.2- Os pilares mistos	2
1.2.1- Classificação das seções	2
1.2.2- Propriedades principais	4
1.3- Objetivo	5
1.4- Justificativa	5
1.5- Metodologia	8
CAPÍTULO 2: Princípios teóricos da aderência	9
2.1- Considerações iniciais	9
2.2- A aderência no concreto armado	9
2.2.1- Modos de ruína	10
2.2.2- Mecanismos de resistência da aderência	12
2.3- A aderência nos pilares mistos preenchidos	15
2.3.1- Adesão	15

2.3.2- Aderência mecânica	16
2.3.3- Atrito	17
2.4- Conectores de cisalhamento	18
2.4.1- Os conectores tipo pino-com-cabeça	18
2.4.1.1- Processo de soldagem	19
2.4.1.2- Resistência nominal	20
2.4.1.3- Transferência de tensões nos CFTs	21
2.4.2- Os conectores tipo “shot-fired nail”	22
2.5- Ação conjunta dos materiais	22
2.5.1- Distribuição de forças	24
2.5.2- Redistribuição de forças	25
2.6- Considerações acerca dos princípios teóricos da aderência.....	27
CAPÍTULO 3: Estudos sobre a aderência nos CFTS	28
3.1- Aspectos gerais	28
3.2- Virdi & Dowling (1980)	29
3.3- Cederwall & Engstron & Grauers (1990)	32
3.4- Hunaiti (1991) e Hunaiti et al. (1992)	34
3.5- Okamoto & Maeno (1988)	35
3.6- Yoshioka (1992)	35
3.7- Shakir Khalil (1993a) e Shakir Khalil (1993b)	37
3.8- Kilpatrick & Rangan (1999)	43
3.9- Parsley & Yura & Jirsa (2000)	45
3.10- Johansson & Gylltoft (2002)	50
3.11- Giakoumelis & Lam (2004)	54
3.12- Comentários acerca das pesquisas	55
CAPÍTULO 4: Programa experimental	58
4.1- Considerações iniciais	58
4.2- Apresentação do programa de ensaios	59
4.2.1- Série piloto	60
4.2.2- Série 1	61

4.2.3- Série 2	61
4.3- Construção dos tubos de aço	64
4.4- Obtenção das propriedades mecânicas do aço	65
4.5- Instrumentação	67
4.6- Instrumentos e equipamentos empregados	69
4.7- Dosagem do concreto	71
4.7.1- Insumos para a dosagem do concreto	71
4.7.2- Consumo de insumos	72
4.8- Moldagem, adensamento e cura do concreto	72
4.9- Procedimento de ensaio	74
CAPÍTULO 5: Apresentação e análise dos resultados	76
5.1- Introdução	76
5.2- Propriedades mecânicas dos materiais	77
5.3- Análise dos resultados da <i>Série Piloto</i>	78
5.3.1- Escorregamento do concreto – <i>Série Piloto</i>	78
5.3.2- Deformação axial nos materiais – <i>Série Piloto</i>	79
5.3.3- Distribuição de forças – <i>Série Piloto</i>	83
5.3.4- Configurações finais dos modelos– <i>Série Piloto</i>	85
5.4- Análise dos resultados da <i>Série 1</i>	86
5.4.1- Escorregamento do concreto – <i>Série 1</i>	87
5.4.2- Deformação axial nos materiais – <i>Série 1</i>	88
5.4.3- Distribuição de forças – <i>Série 1</i>	91
5.4.4- Configurações finais dos modelos– <i>Série 1</i>	93
5.5- Análise dos resultados da <i>Série 2</i>	94
5.5.1- Escorregamento do concreto – <i>Série 2</i>	95
5.5.2- Deformação axial nos componentes – <i>Série 2</i>	96
5.5.3- Distribuição de forças – <i>Série 2</i>	101
5.5.4- Configuração final dos modelos – <i>Série 2</i>	103
5.6- Análise comparativa entre as séries	106
5.6.1- Valores de força e escorregamentos correspondentes	106
5.6.2- Escorregamento do concreto	107
5.6.3- Tensão de aderência	109

CAPÍTULO 6: Considerações finais	112
6.1- Conclusão	112
6.2- Sugestões para novas pesquisas	117
Referências bibliográficas	118
Bibliografia complementar	123
APÊNDICE: Determinação da dosagem do concreto	126

Lista de figuras

Figura 1.1:	Exemplos de seções mistas	3
Figura 1.2:	Seções transversais de pilares mistos revestidos	3
Figura 1.3:	Exemplos de pilares mistos preenchidos	4
Figura 1.4:	Exemplos da utilização de pilares preenchidos em sistemas estruturais de edifícios	6
Figura 1.5:	Esquema de aplicação de carregamento e região de ligação viga-pilar misto preenchido	7
Figura 2.1:	Microfissuração do concreto em torno da barra em decorrência da mobilização da aderência – FUSCO (1995)	11
Figura 2.2:	Fendilhamento longitudinal do concreto – FUSCO (1995)	11
Figura 2.3:	Curvas tensão de cisalhamento x escorregamento	12
Figura 2.4:	Aderência por adesão de bloco sobre chapa de aço - FUSCO (1995)	13
Figura 2.5:	Aderência por atrito - FUSCO (1995)	13
Figura 2.6:	Aderência mecânica - FUSCO (1995)	14
Figura 2.7:	Acabamento superficial de fios e barras lisas - REHM & ELIGEHAUSEN ¹ <i>apud</i> FUSCO(1995)	14
Figura 2.8:	Modelos idealizados de transferência de cisalhamento na interface aço-concreto JOHANSSON (2003)	15

Figura 2.9:	Conector tipo pino com cabeça – QUEIROZ & PIMENTA & MATA (2001)	19
Figura 2.10:	Mecanismos idealizados de transferência de cisalhamento por meio de conectores – JOHANSSON (2002)	21
Figura 2.11:	Exemplos de ligações	23
Figura 2.12:	Componentes das ações de cálculo e propriedades geométricas para o cálculo da tensão de cisalhamento - JOHANSSON (2003)	26
Figura 3.1:	Esquema de ensaio	29
Figura 3.2:	Curvas Força x Deslocamento, relativas ao topo, um terço, dois terços e base do modelo – VIRDI & DOWLING (1980)	30
Figura 3.3:	Relação entre valores teóricos e experimentais – HUNAITI et al. (1992)	35
Figura 3.4:	Detalhes dos ensaios realizados por YOSHIOKA (1992)	36
Figura 3.5:	Comportamento Força x Deslocamento lateral para os pilares R3S e F3S – YOSHIOKA (1992)	36
Figura 3.6:	Detalhe dos modelos da “Série X” – SHAKIR-KHALIL (1993a)	37
Figura 3.7:	Curvas Forças x Deslocamentos, dos modelos da “Série X” – SHAKIR-KHALIL (1993a)	38
Figura 3.8:	Modelos das “Séries C e D” – SHAKIR-KHALIL (1993b)	40
Figura 3.9:	Modelos das “Séries G e H” – SHAKIR-KHALIL (1993b)	41
Figura 3.10:	Detalhe dos danos causados às chapas de ligação, modelos <i>D1a</i> e <i>D1b</i> – SHAKIR-KHALIL (1993b)	41
Figura 3.11:	Esquema de furação para a introdução dos parafusos e efetivação da condição de aderência máxima – KILPATRICK & RANGAN (1999)	44
Figura 3.12:	Dispositivo especial para permitir a aplicação de força excêntrica	45

Figura 3.13:	Detalhe de modelos com seção quadrada, com $b = 203$ mm, com e sem a região da ligação – PARSLEY & YURA & JIRSA (2000)	46
Figura 3.14:	Curvas Força x Deslocamento, $b = 203$ mm, sem a região da ligação – PARSLEY & YURA & JIRSA (2000)	47
Figura 3.15:	Curva %P x Comprimento dos modelos, $b = 203$ mm, sem a região da ligação – PARSLEY & YURA & JIRSA (2000)	48
Figura 3.16:	Diferentes tipos de aplicação de ação	51
Figura 3.17:	Esquema das tensões atuantes no tubo de aço e no concreto de preenchimento para diferentes modos de aplicação de força – JOHANSSON & GYLLTOFT (2002)	53
Figura 4.1:	Detalhe dos modelos ensaiados na <i>Série Piloto</i> – medidas em mm	61
Figura 4.2:	Detalhe dos modelos ensaiados na <i>Série 1</i> – medidas em mm	62
Figura 4.3:	Esquema de ensaio adotado na <i>Série 2</i>	63
Figura 4.4:	Ilustração em perspectiva da montagem dos modelos da <i>Série 2</i>	63
Figura 4.5:	Detalhe de alguns elementos da ligação e da seção transversal dos pilares	64
Figura 4.6:	Desenhos esquemáticos do perfil longitudinal e seções transversais dos pilares – <i>Série Piloto</i>	65
Figura 4.7:	Detalhe do perfil longitudinal e seções transversais dos pilares	66
Figura 4.8	: Dimensões de corpo-de-prova para ensaio à tração segundo ASTM A370:1992	66
Figura 4.9:	Ilustrações do processo de obtenção das propriedades mecânicas do aço	67

Figura 4.10:	Posicionamento dos extensômetros nas seções transversais e longitudinais – <i>Séries Piloto e 2</i>	68
Figura 4.11:	Posicionamento dos extensômetros nas seções transversais e longitudinais dos modelos – <i>Série 1</i>	68
Figura 4.12:	Máquina INSTRON e esquema de ensaio da <i>Série 2</i>	69
Figura 4.13:	Concretagem, adensamento e acabamento da superfície de concreto dos modelos	70
Figura 4.14:	Ilustrações das etapas realizadas nos ensaios de arrancamento	73
Figura 5.1:	Comportamento força x escorregamento – <i>Série Piloto</i>	79
Figura 5.2:	Comportamento de deformações axiais nos elementos de aço e de concreto– <i>Série Piloto</i>	80
Figura 5.3:	Distribuição de forças ao longo do comprimento do modelo – <i>Série Piloto</i>	82
Figura 5.4:	Configuração final dos modelos ensaiados na <i>Série Piloto</i>	84
Figura 5.5:	Comportamento <i>força x escorregamento</i> – <i>Série 1</i>	86
Figura 5.6:	Comportamento de deformações axiais nos elementos de aço e de concreto – <i>Série 1</i>	87
Figura 5.7:	Distribuição de forças ao longo do comprimento do modelo – <i>Série 1</i>	89
Figura 5.8:	Distribuição de forças ao longo do comprimento do modelo (Dados originais) – <i>Série 1</i>	91
Figura 5.9:	Configuração final dos modelos ensaiados na <i>Série 1</i>	93
Figura 5.10:	Esquema de ensaio e de instrumentação adotados na <i>Série 2</i>	94
Figura 5.11:	Comportamento <i>força x escorregamento</i> – <i>Série 2</i>	95
Figura 5.12:	Comportamento de deformações axiais nos elementos de aço e de concreto – <i>Série 2</i>	97
Figura 5.13:	Comportamento de deformações axiais nas barras rosqueadas da ligação – <i>Série 2</i>	96

Figura 5.14:	Distribuição de forças ao longo do comprimento do modelo – <i>Série 2</i>	99
Figura 5.15:	Configuração final dos modelos ensaiados na <i>Série 2</i>	100
Figura 5.16:	Comportamento força x deslocamento relativo chapa/tubo de aço	102
Figura 5.17:	Comportamento força x escorregamento – Todas as séries	104
Figura A.1:	Curva de Abrams do cimento CP-V ARI PLUS – <i>HOLCIM / CIMINAS</i>	131
Figura A.2:	Diagrama de dosagem – <i>Traço unitário x Relação água/cimento</i>	131
Figura A.3:	Diagrama de dosagem – <i>Resistência à compressão x Relação água/cimento</i>	134
Figura A.4:	Diagrama de dosagem – <i>Traço unitário x Relação água/cimento</i>	135
Figura A.5:	Diagrama de dosagem – <i>Traço unitário x Consumo de cimento</i>	135

Lista de tabelas

Tabela 1 –	Principais propriedades dos pilares mistos preenchidos	4
Tabela 2.1 –	Dimensões e tolerâncias de conectores de Cisalhamento usuais – AWS D1.1:2000 apud QUEIROZ & PIMENTA & MATA (2001)	19
Tabela 2.2 –	Espessuras mínimas de chapas de aço para asolda por arco elétrico do conector	20
Tabela 3.1 –	Capacidade resistente dos pilares – CEDERWALL & ENGSTRON & GRAUERS (1990)	33
Tabela 3.2 –	Programa de ensaios em seções mistas Preenchidas – JOHANSSON & GYLLTOFT (2002)	51
Tabela 4.1 –	Nomenclatura dos modelos e legenda	60
Tabela 4.2 –	Propriedades dos modelos das séries de ensaios	60
Tabela 4.3 –	Instrumentos de medição utilizados nos ensaios	69
Tabela 4.4 –	Consumo de insumos – um metro cúbico de concreto	72
Tabela 5.1 –	Propriedades dos modelos ensaiados	76
Tabela 5.2 –	Propriedades mecânicas dos materiais	78
Tabela 5.3 –	Valores de força máxima e escorregamentos correspondentes	107

Tabela A.1 –	Composição granulométrica do agregado miúdo segundo a NBR 7217:1987	127
Tabela A.2 –	Composição granulométrica do agregado graúdo, segundo a NBR 7217:1987	127
Tabela A.3 –	Parâmetros preliminares do concreto a ser dosado	130
Tabela A.4 –	Resumo dos dados obtidos no estudo experimental	133
Tabela A.5 –	Traço individual definitivo e consumo dos materiais constituintes da mistura	136

RESUMO

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

Este trabalho aborda o estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos através de revisão bibliográfica e de investigação experimental. De modo esquemático, a aderência é dividida em três parcelas: adesão, aderência mecânica e atrito, que em conjunto compõem a *aderência natural*. Adicionalmente, podem ser empregados conectores de cisalhamento, que são dispositivos mecânicos fixados nas superfícies internas dos tubos, como meio de ampliar a resistência ao escorregamento. Foram realizados ensaios de arrancamento em alguns tipos de modelos de pilar preenchido: modelos simples, com adição de conectores tipo pino com cabeça, com cantoneiras na interface aço-concreto e semelhantes aos anteriores mais elementos de ligação. Com os resultados obtidos traçaram-se comportamentos *força x escorregamento do concreto*, *força x deformações axiais nos materiais* e curvas de distribuição de força ao longo do comprimento dos modelos. Concluiu-se que conectores tipo pino com cabeça e cantoneiras são uma excelente alternativa como dispositivos auxiliares na transferência de tensões de cisalhamento na interface aço-concreto. Entretanto, é necessário garantir resistência à ligação para que esses mecanismos sejam mobilizados.

Palavras-chave: aderência, cisalhamento, pilares mistos preenchidos, estrutura mista, investigação experimental, escorregamento.

ABSTRACT

SILVA, R. D. (2006). A study on the steel-concrete bond in concrete filled steel tubular columns. Master dissertation, 2006. São Carlos Engineering School, São Paulo University.

This research presents a study about the influence of bond on concrete-filled steel tubes by means of a bibliography review and an experimental investigation. The bond strength counts on three mechanisms: adhesion of the concrete to the steel surface, friction and wedging of the concrete core. In order to improve the shear resistance of the steel-concrete interface, shear connectors can be used. A series of push-out tests of rectangular concrete-filled steel tubes was conducted in specimens without mechanical shear connectors, specimens with stud-bolt shear connectors, and specimens with angles. They were also tested the corresponding beam-column connections. The results are shown in curves *force x slip of concrete*, *force x axial deformation of materials* and distribution of axial load to the steel and to the concrete. The results of the tests permitted to identify the mechanisms of natural bond and indicated that the stud bolts and the angles are excellent alternatives as auxiliary mechanisms to transfer shear between concrete and steel in the concrete filled composite columns. However, it is necessary to guarantee the connection enough strength in order to permit these resistance be developed.

Keywords: bond, shear forces, concrete filled steel tubes, composite construction, push-out tests, slip.

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1- Considerações iniciais

Ao longo da a história, o homem tem explorado diversas concepções estruturais, sempre em função da cultura, dos padrões arquitetônicos vigentes, dos aspectos financeiros e das limitações técnicas existentes. Diversos são os materiais e infinitas são as combinações entre eles, porém, a associação entre o aço e o concreto para formar peças estruturais resistentes aos diferentes tipos de esforços, mostrou ser a solução mais viável, não somente pelo aspecto econômico e técnico como também pela disponibilidade dos materiais.

A associação entre o aço e o concreto em vigas, pilares e lajes tem ocorrido em maior escala nas estruturas de concreto armado. Nestas, os elementos são compostos por concreto de qualidade estrutural e as barras de armadura adequadamente dimensionadas e detalhadas são inseridas no concreto simples. Nos elementos de concreto armado, admite-se a interação completa entre os dois materiais para que ocorra a integral transferência dos esforços e a compatibilidade de deformações.

As últimas três décadas têm presenciado a adoção de uma nova alternativa para a associação aço-concreto nas edificações. São as estruturas mistas aço-concreto, que se diferenciam das estruturas de concreto armado usuais pela maneira como se apresenta o aço estrutural.

Nos elementos mistos, o aço é empregado na forma de perfis laminados, soldados ou formados a frio. Estes perfis trabalham em conjunto com o concreto, simples ou armado, formando as vigas, os pilares e as lajes mistas. Neste trabalho

são abordados os pilares mistos, particularmente os preenchidos, cujas propriedades e classificação são apresentadas nas próximas seções.

1.2- Os pilares mistos

1.2.1- Classificação das seções

Ao elemento vertical sujeito a forças predominantes de compressão, formado pela união de um ou mais perfis estruturais de aço preenchidos ou revestidos por concreto estrutural, dá-se o nome de pilar misto aço-concreto. A diferenciação entre um e outro tipo de pilar misto se dá em função da posição que o concreto ocupa na seção.

Quando o concreto reveste parcial ou totalmente os perfis metálicos, têm-se os pilares mistos revestidos. Aos elementos em que o concreto preenche o núcleo dos tubos de aço dá-se a designação de pilares mistos preenchidos. Além desses dois tipos principais, destacam-se ainda os pilares tipo “battened” e os parcialmente revestidos.

Os pilares tipo “battened” são elementos formados por dois perfis tipo “U”, unidos entre si por meio de pequenas talas e preenchidos com concreto. Foram investigados por HUNAITI et al. (1992) por facilitarem a instrumentação do concreto, mas não têm tido aplicação prática corrente. Já nas seções parcialmente revestidas não ocorre o envolvimento completo da seção de aço pelo concreto. A Figura 1.1 mostra esses dois tipos de pilares mistos.

A criação dos pilares mistos revestidos foi uma solução simples e pouco onerosa de amenizar a ação nociva do fogo e da corrosão atuantes nesses elementos em edifícios. Apresentam duas vantagens principais: o fato de o concreto contribuir para o aumento da capacidade resistente do pilar, minimizando os fenômenos de flambagem local e global, e por proporcionarem grande variabilidade de formatos de seção transversal final.

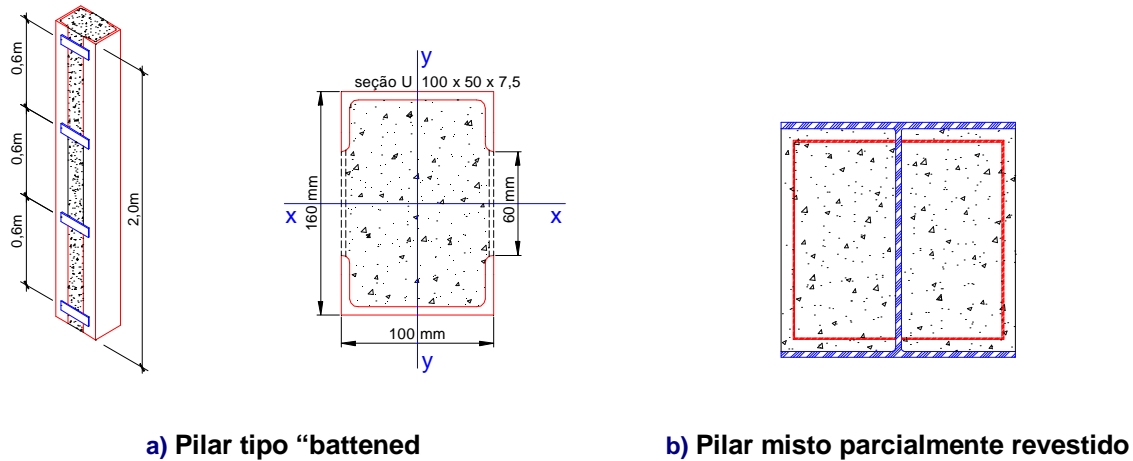


Figura 1.1: Exemplos de seções mistas

Como possíveis inconvenientes, os pilares revestidos carecem de fôrmas durante a concretagem e maior atenção para posicionar e fixar os perfis e barras de armaduras. Estas barras são empregadas para evitar o surgimento de fendilhamento na capa de concreto e são dispostas próximas às extremidades da seção transversal. A Figura 1.2 ilustra as seções de pilares mistos revestidos usualmente empregadas.

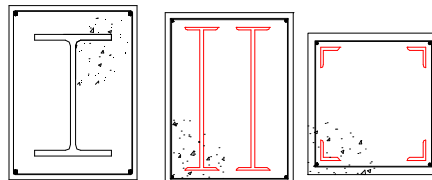


Figura 1.2: Seções transversais de pilares mistos revestidos

Nos pilares mistos preenchidos, o concreto de preenchimento tem a função de aumentar a rigidez e a resistência do pilar, em comparação aos pilares formados apenas por perfis metálicos. Exemplos de seções mistas preenchidas podem ser vistas na Figura 1.3.

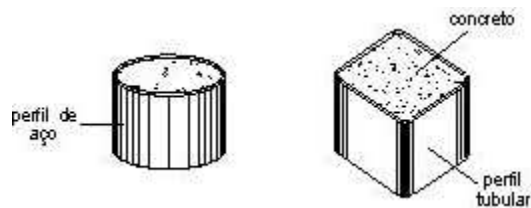


Figura 1.3: Exemplos de pilares mistos preenchidos

1.2.2- Propriedades principais

As diversas propriedades associadas ao emprego dos pilares preenchidos são responsáveis pela sua crescente utilização na composição de sistemas estruturais de edifícios residenciais e comerciais. Algumas dessas propriedades são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Principais propriedades dos pilares mistos preenchidos

Em relação ao concreto armado	Em relação ao aço
<ul style="list-style-type: none"> – Dispensa fôrmas e escoramentos; – Redução de peso; – Aumento da precisão dimensional; – Maior industrialização da construção com conseqüente redução de custos de mão-de-obra. 	<ul style="list-style-type: none"> – Aumento da resistência ao fogo e corrosão; – Redução substancial do consumo de aço estrutural; – Melhoria geral do desempenho estrutural do elemento e da estrutura como um todo.

Uma das principais vantagens da utilização de pilares preenchidos é a redução do desperdício de materiais, fundamental para a redução do custo final da edificação e, de maneira direta, para a racionalização da construção civil. Decorrente da sua composição, o pilar preenchido representa além de uma opção estrutural, uma opção construtiva e, em função disso, o processo construtivo deve ser planejado com cuidado a fim de que se usufrua de todos os benefícios construtivos intrínsecos à sua utilização.

Ainda em relação ao processo construtivo, o tubo de aço atua como seção resistente parcial durante o lançamento e bombeamento do concreto, até que se

atinja a resistência adequada do concreto para compor a seção resistente mista final.

A grande capacidade de absorver energia confere aos pilares mistos preenchidos papel importante na resistência às ações sísmicas. Nesse contexto, esses elementos têm sido empregados nos países do continente asiático. UY & PATIL (1996) ressaltam que a alta resistência e o baixo custo do pilar misto são fatores que se completam, contribuindo para um melhor comportamento diante das ações sísmicas em edifícios de múltiplos andares.

1.3- Objetivo

Este trabalho tem como objetivo principal avaliar os efeitos da aderência aço-concreto no comportamento dos pilares mistos preenchidos. Para isso, foi estudada a influência da aderência no mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento entre o núcleo de concreto e o perfil tubular que o envolve.

Como objetivos específicos deste estudo podem ser citados:

- Estudar a importância da aderência nas ligações viga-pilar preenchido;
- Analisar as diferenças nos valores de capacidade resistente, decorrentes da utilização de conectores de cisalhamento tipo “stud bolts” e cantoneiras, como dispositivos auxiliares na transferência de tensões do concreto para o aço;
- Investigar os diversos componentes do mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento na interface aço-concreto.

1.4- Justificativa

A utilização de pilares mistos preenchidos na composição de sistemas estruturais apresentou crescimento significativo nas últimas décadas. Tal crescimento é justificado por vantagens econômicas, construtivas e estruturais inerentes a estes elementos. Exemplos da presença de pilares preenchidos na composição do sistema estrutural de edifícios são mostrados na Figura 1.4.

Estes exemplos estão presentes em diversos continentes e demonstram que as propriedades favoráveis dos pilares preenchidos são fato já comprovado pelo meio técnico. No Brasil, provavelmente já tenham sido utilizados pilares preenchidos

na composição de sistemas estruturais de alguns edifícios, entretanto, o acesso a tais informações é difícil e fica restrito à região em que tais elementos estruturais foram utilizados. Contudo, há diversos edifícios construídos no Brasil em que foram utilizados sistemas estruturais mistos, compostos por vigas, lajes e pilares mistos, mas estes são do tipo revestido ou parcialmente revestido.

Os aspectos econômicos e de desenvolvimento inerentes aos pilares preenchidos justificam investimentos em pesquisas de ponta, que se propõem a disseminar importantes fatores do comportamento estrutural, como é o caso desse trabalho.



a) Ed. Casselden Place: Melbourne-Austrália. Pilares de seção circular¹



b) Ed. Forrest Centre: localizado em Perth – Austrália²



c) Ed. Two Union Square: Washington-EUA³



d) Ed. Commerzbank: Frankfurt-Alemanha. Pilares de seção triangular⁴

Figura 1.4: Exemplos da utilização de pilares preenchidos em sistemas estruturais de edifícios

Estudos com pilares preenchidos vêm sendo realizados desde 1995 no Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP. Dentre eles destaca-se um estudo teórico-experimental em pilares curtos, de seção quadrada, retangular e circular, preenchidos com concreto de alta resistência e submetidos à compressão axial – DE NARDIN (1999).

Posteriormente, pilares com geometria e materiais semelhantes foram investigados à flexo-compressão em DE NARDIN (2003). Este estudo consistiu em investigação experimental com pilares mistos preenchidos, sendo que a influência da aderência aço-concreto no comportamento do pilar e na sua capacidade resistente

¹ Council on tall buildings and urban habitat. Committee 3, p. 128, 1985.

² Council on tall buildings and urban habitat. Committee 3, p. 357, 1985.

³ Commercial design (1998). <http://www.nbbj.com/SEAPRO-3.HTM> (06/06/1998).

⁴ The highest office building in Europe (1998). <http://www.hebel.com/commerz.htm> (06/06/1998).

foi investigada. Na tentativa de reduzir ao mínimo possível a aderência aço-concreto, as superfícies internas de alguns tubos foram revestidas com desmoldante, semelhante àquele utilizado para impedir a aderência de peças de concreto armado à fôrma metálica.

Alguns problemas ocorridos durante a concretagem dos modelos acarretaram o comprometimento dos resultados e apontaram para a necessidade de investigar mais detalhadamente a questão da aderência entre o núcleo de concreto e o perfil tubular, sobretudo nas situações em que a ação é aplicada apenas em um dos materiais que compõe a seção preenchida.

Em DE NARDIN (2003), foram desenvolvidas análises experimental e numérica de ligações viga de aço-pilar misto preenchido. Nestas análises, foram investigados os mecanismos de transferência de tensões entre a viga e o pilar, mediante a aplicação de força constante em toda a seção mista do pilar, e de forças verticais variáveis nas extremidades das vigas – Figura 1.5. O esforço predominante na ligação para este neste método de aplicação de força foi o momento fletor.

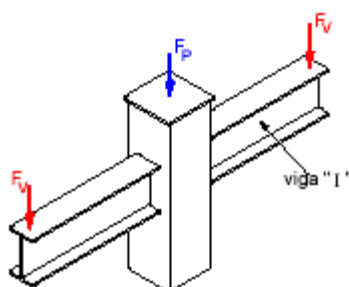


Figura 1.5: Esquema de aplicação de carregamento e região de ligação viga-pilar misto preenchido – DE NARDIN (2003)

Baseando-se na Tipologia 1 empregada em DE NARDIN (2003), pretende-se dar nova abordagem ao problema, mediante a aplicação de força apenas no concreto de preenchimento do perfil tubular, com reação nas vigas ligadas ao pilar por meio de chapas de extremidade e parafusos passantes.

Com esse esquema de aplicação de forças, predominam as tensões de cisalhamento e, portanto, permite-se avaliar a influência da aderência aço-concreto também na região de ligação.

Além desses aspectos, a revisão bibliográfica inicial revelou a necessidade de mais estudos relativos à aderência na transferência de tensões entre os materiais

componentes das seções. Este fato se comprova diante da escassez de trabalhos abordando este tema e dos resultados, ainda inconclusivos, apresentados pelos seus autores.

Dentro deste contexto, o presente trabalho se propõe a investigar os mecanismos de transferência de tensões concreto-tubo de aço em seções mistas preenchidas, buscando quantificar em ensaios a parcela de tensões transferida do concreto ao tubo de aço, usando-se para tal conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça e cantoneiras.

1.5- Metodologia

A fim de atingir os objetivos propostos, adotou-se a seguinte metodologia de investigação:

Revisão bibliográfica realizada com o objetivo de compreender melhor o fenômeno da aderência e da transferência de forças aço-concreto e coletar estudos já realizados e relacionados com o tema: pilares mistos preenchidos e estudo da aderência;

Investigação experimental visando obter dados do comportamento da interface aço-concreto e do mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento, aplicado à região de ligação viga-pilar. A investigação experimental foi dividida em três etapas, a saber:

a) Série Piloto – para avaliar a instrumentação e o esquema de ensaio adotado;

b) Série 1 - ensaios em pilares utilizando conectores de cisalhamento tipo “stud bolts” e cantoneiras;

c) Série 2 - ensaios em pilares utilizando conectores de cisalhamento tipo “stud bolts” e cantoneiras. Nesta série adotou-se esquema de ligação como meio de reação.

Análise de resultados obtidos no programa experimental e comparação desses com os apresentados nos estudos presentes na literatura. Com base nas análises e estudos comparativos desenvolvidos neste item, serão elaboradas as conclusões possíveis e pertinentes ao assunto em questão e serão propostos trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

Princípios teóricos da aderência

2.1- Considerações iniciais

O presente capítulo compreende uma introdução teórica à aderência aço-concreto em estruturas. Primeiramente, é feita uma abordagem geral sobre a aderência nas estruturas de concreto armado, apresentando os modos de ruína freqüentes e os mecanismos de transferência de tensões entre o concreto e as barras de armadura.

Em seguida, trata-se da aderência aço-concreto nas estruturas mistas, particularmente nos pilares mistos preenchidos. São apresentados os meios de transferência de tensões de cisalhamento entre o perfil tubular e o concreto de preenchimento e como se consolida a ação conjunta dos materiais constituintes das seções mistas.

2.2- A aderência no concreto armado

Nas estruturas de concreto armado, a aderência entre as barras da armadura e o concreto é um fator determinante no comportamento estrutural dos elementos. Esta propriedade é a responsável pela transferência de tensões e pela compatibilidade de deformações entre os materiais, que caracteriza o concreto armado e o define como material de construção.

Os elementos estruturais em concreto armado são solicitados simultaneamente à compressão e à tração. Nas regiões comprimidas, o concreto e o

aço apresentam as mesmas deformações. Já nas regiões onde predominam as tensões de tração, a aderência impede o deslocamento relativo entre as barras da armadura e o concreto circunvizinho. Resumindo: o concreto armado existe somente se ocorrer a interação entre os materiais.

Segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1977), a aderência em peças de concreto armado surge sempre que houver variação de tensões em determinado trecho de barras de aço. As principais causas dessas variações de tensões são: ações externas, fissuras, forças de ancoragem nas extremidades das barras, variações de temperatura, retração do concreto e deformação lenta.

A aderência permite a absorção das tensões de tração pelas barras da armadura e a ligação entre essas e o concreto controla as aberturas das fissuras. Conseqüentemente, quanto maior a aderência, maior a possibilidade de ocorrência de fissuras com menor abertura individual, o que melhora as condições de proteção da armadura.

2.2.1- Modos de ruína

Os principais modos de falha da aderência são a ruína por arrancamento ou por fendilhamento. No primeiro caso, a perda da aderência se dá, principalmente, em decorrência do corte do concreto entre as nervuras das barras de armadura, propiciando o arrancamento da barra. Esse tipo de ruína está intimamente relacionado à resistência do concreto e ao tipo e geometria das nervuras das barras.

FUSCO (1995) salienta que a ruptura da aderência não se dá por simples deslizamento da barra de aço dentro do concreto, visto que os esforços mobilizados pela aderência criam no concreto uma região microfissurada no entorno das barras - Figura 2.1.

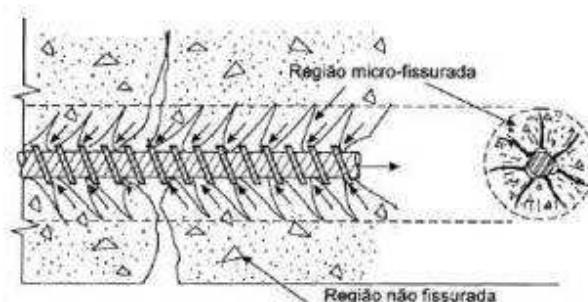


Figura 2.1: Microfissuração do concreto em torno da barra em decorrência da mobilização da aderência – FUSCO (1995)

O segundo modo de ruína ocorre quando as forças de tração causam fendilhamento longitudinal do concreto circunvizinho à barra, que tende a se propagar em direção às bordas. A capacidade de aderência exaure-se logo que a fissuração radial atinge a superfície externa do elemento estrutural e rompe o cobrimento de concreto - Figura 2.2. A ruptura por fendilhamento é brusca e, normalmente, ocorre sem aviso prévio, manifestando-se em situações onde a armadura não esteja confinada.

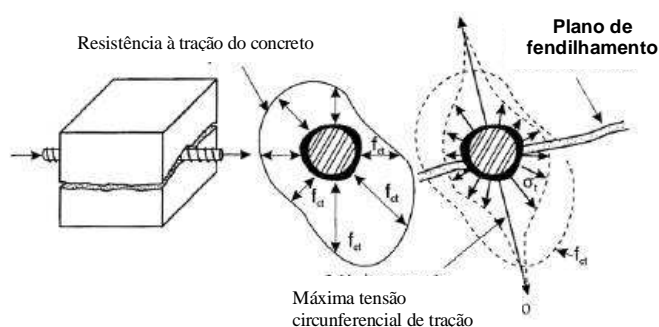


Figura 2.2: Fendilhamento longitudinal do concreto – FUSCO (1995)

Vale lembrar que somente em ensaios experimentais, representando curtos comprimentos de ancoragem ou de emenda por traspasse, é possível estudar, separadamente, esses dois modos de falha, porque em estruturas reais é provável que ocorra fendilhamento em maior ou menor intensidade. Nos casos de arrancamento, freqüentemente pode-se observar um fendilhamento parcial, embora pequenas e delgadas fissuras radiais prejudiquem a eficiência da aderência.

2.2.2- Mecanismos de resistência da aderência

Com o objetivo de melhor entender o fenômeno da aderência, faz-se uma separação esquemática dos seus mecanismos resistentes. As três parcelas são: aderência por adesão, por atrito e aderência mecânica. A separação entre estas três parcelas na prática é muito difícil, porém, alguns autores procuram caracterizá-las por meio de curvas *tensão de cisalhamento x deslocamento relativo*, como ilustrado na Figura 2.3.

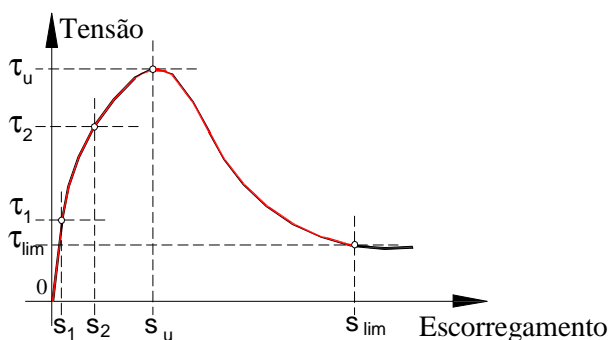


Figura 2.3: Curvas *tensão de cisalhamento x escorregamento*

De modo geral, a variação inicial muito inclinada da curva corresponde à aderência por adesão; o trecho inclinado está relacionado à aderência mecânica e o trecho plano, típico de barras lisas, se refere à aderência por atrito. Se a curva for horizontal ou descendente, a aderência foi destruída e a barra desliza com resistência ao atrito insuficiente.

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. Essa parcela também depende da rugosidade e da limpeza da superfície das armaduras. Pode ser constatada pela resistência de adesão, R_{b1} , que se opõe à separação de um bloco concretado diretamente sobre uma chapa de aço, conforme ilustra a Figura 2.4. A adesão é destruída logo que ocorrem os primeiros deslocamentos relativos entre os materiais, ainda que pequenos.

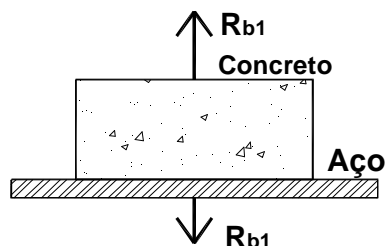


Figura 2.4: Aderência por adesão de bloco sobre chapa de aço

O atrito se manifesta quando há a tendência de deslocamento relativo entre os dois materiais. Essa parcela depende do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto, que segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1977) varia entre 0,3 e 0,6. A contribuição do atrito na tensão de aderência só tem importância nas barras lisas.

A aderência por atrito é identificada pela pressão transversal, p_t , decorrente da retração. A barra de aço que restringe as deformações do concreto faz surgir essa pressão transversal que é exercida pelo concreto na barra. Outros fatores podem ser citados como de grande relevância para o aumento da capacidade de aderência por atrito. A presença de confinamento e de compressão transversal externa, usualmente encontrada nos apoios diretos das vigas, aumentam essa parcela de aderência.

A parcela relativa ao atrito pode ser verificada por ensaios de arrancamento, conforme apresentado na Figura 2.5. Neste caso existe também uma parcela de aderência por adesão, que segundo FUSCO (1995), pode ser considerada como acréscimo na resistência de aderência, pois a força de arrancamento, R_{b2} , é consideravelmente superior aos limites que podem ser previstos a partir da resistência R_{b1} .

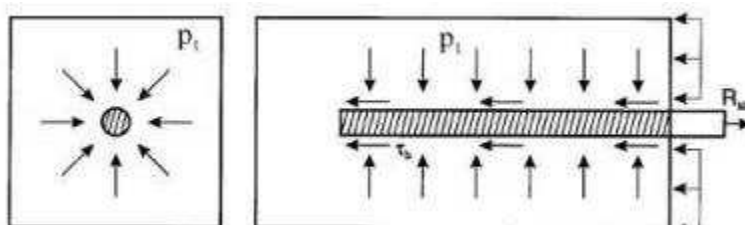


Figura 2.5: Aderência por atrito - FUSCO (1995)

As saliências presentes na superfície da barra, que funcionam como peças de apoio, são as responsáveis pela parcela de aderência mecânica. Quando a barra é tracionada e tende a deslizar, são mobilizadas tensões de compressão que surgem perpendicularmente às saliências, como pode ser visto na Figura 2.6.

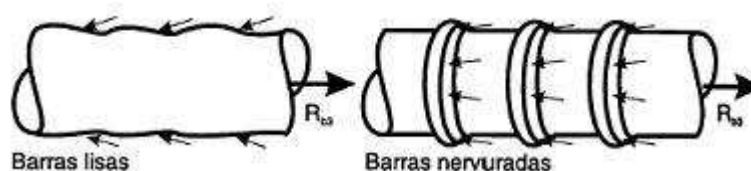


Figura 2.6: Aderência mecânica - FUSCO (1995)

Nas barras nervuradas, a aderência mecânica é a principal responsável pela solidariedade das barras ao concreto. O valor da resistência de aderência mecânica dessas barras depende da forma e da inclinação das nervuras, da altura e da distância livre entre elas.

Nas barras lisas, existe o efeito da aderência mecânica, em virtude das irregularidades superficiais inerentes ao processo de laminação, conforme constatado pela investigação realizada por REHM & ELIGEHAUSEN¹ *apud* FUSCO (1995), apresentada na Figura 2.7.

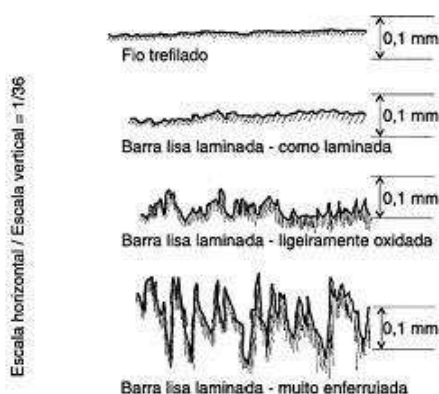


Figura 2.7: Acabamento superficial de fios e barras lisas - REHM & ELIGEHAUSEN¹ *apud* FUSCO(1995)

¹ REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R. (1973). *Einfluss von dauerlast und ermüdungsbeanspruchung auf das rissverhalten von stahlbetonbauteilen unter ubernoiegender biege beanspruchung*. CEB, Bulletin d'Information n.89 *apud* FUSCO (1995).

2.3- A aderência nos pilares mistos preenchidos

O modo pelo qual se dá a transferência de cisalhamento na interface aço-concreto em pilares mistos preenchidos é usualmente investigada através de comportamento *força x escorregamento*. Após análises das formas das curvas, os pesquisadores identificaram três mecanismos de transferência distintos, denotados por: adesão, aderência mecânica e atrito, que em conjunto compõem a *aderência natural*. Adicionalmente, podem ser empregados conectores de cisalhamento, que são dispositivos mecânicos dispostos nas superfícies internas dos tubos, como meio de ampliar a resistência ao escorregamento.

A adesão é uma parcela desprezível quando comparada com as demais e pode ser considerada separadamente, pois tanto o atrito quanto a aderência mecânica estão intimamente ligadas e dependem das propriedades mecânicas da interface aço-concreto. Por representarem fenômenos semelhantes, as tensões provenientes desses dois últimos mecanismos podem ser somadas no cálculo da tensão de aderência. A Figura 2.8 ilustra o comportamento existente na interface, decorrente dos mecanismos de transferência de cisalhamento.

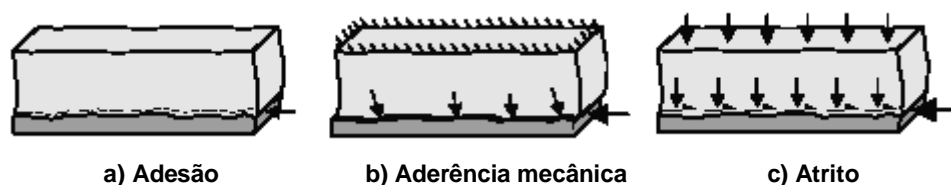


Figura 2.8: Modelos idealizados de transferência de cisalhamento na interface aço-concreto – JOHANSSON (2003)

2.3.1- Adesão

A adesão, ou aderência química entre o concreto e o tubo de aço (Figura 2.8a) está relacionada ao primeiro trecho da curva *força x escorregamento*. É considerado um mecanismo elasto-frágil que se manifesta nos estágios iniciais do carregamento, quando os deslocamentos ainda são pequenos e as tensões atingem valores máximos equivalentes a 0,1 MPa. Segundo KENNEDY (1984), a contribuição decorrente da adesão em pilares preenchidos pode ser desprezada

desde que a tensão de aderência devida à adesão não corresponda a deslocamentos superiores a 0,1 mm.

Dentre os fatores que influenciam a intensidade da adesão aço-concreto, a retração do concreto que preenche o núcleo é o predominante. De acordo com ROEDER et al. (1999), a ocorrência da adesão está relacionada à combinação entre a retração e o deslocamento radial do tubo, sendo este uma função da pressão exercida pelo concreto fresco no momento de seu lançamento no interior do tubo. Para que a adesão atue de modo integral, a pressão deve ser exercida até que a retração se complete, sendo requeridas altas pressões, o que em geral, não ocorre na prática. Portanto, há o predomínio da retração em detrimento da adesão.

2.3.2- Aderência mecânica

Segundo VIRDI & DOWLING (1980), a aderência mecânica está relacionada ao grau de rugosidade da superfície interna do tubo e é definido pelo termo *micro-engrenamento*. Esse mecanismo de transferência resulta do engrenamento mecânico entre o concreto do núcleo e as irregularidades superficiais do do tubo de aço.

A parcela mecânica tem maior relevância apenas enquanto as superfícies do aço e do concreto estão em contato; com o aumento da força aplicada, há a tendência ao deslocamento relativo entre os materiais. Por outro lado, como o tubo confina passivamente o concreto do núcleo, a separação entre as partes é impedida e surgem, conseqüentemente, tensões normais resistentes ao escorregamento – Figura 2.8b. Conclui-se daí que a aderência mecânica pode ser considerada um mecanismo parcial de atrito.

A aderência mecânica contribui para o trecho de rigidez inicial do comportamento *força x deslocamento*, obtida dos ensaios de arrancamento. Ainda de acordo com VIRDI & DOWLING (1980):

a) A ruptura desse mecanismo ocorre quando o concreto da interface atinge uma deformação específica de aproximadamente 0,0035 e

b) Superfícies internas mais rugosas acarretam maior engrenamento aço-concreto, concorrendo para tensões de cisalhamento mais elevadas.

Assim como no caso da adesão, a retração também é um fator adverso à intensidade da aderência mecânica. Todavia, a experiência tem mostrado que a propriedade que mais influencia a parcela mecânica é o grau de adensamento do

concreto. Desse modo, adensamentos bem efetuados conduzem a maior engrenamento aço-concreto, isto é, a maiores valores de aderência mecânica.

2.3.3- Atrito

A transferência de cisalhamento ao longo da interface também pode se dar por atrito. Esta parcela depende da força normal aplicada na interface e do coeficiente de atrito, μ . Este, por sua vez, está relacionado ao grau de rugosidade da superfície de aço e à condição da interface – Figura 2.8c.

O coeficiente de atrito pode variar de zero, para superfície interna revestida por óleo lubrificante, a 0,60, em condições normais de utilização. Alguns estudos tentaram revelar o valor médio desse coeficiente. BALTAY & GJELSVIK (1990) desenvolveram ensaios para determinar o coeficiente de atrito entre o aço e o concreto para uma ampla faixa de tensões normais: de 7 kPa a 490 MPa . Obteve-se o valor médio de 0,47. OLOFSSON & HOLMGREN (1992)² apud JOHANSON (2002) chegaram a um valor médio de 0,60. As variáveis do estudo foram a força normal, a rugosidade da superfície e a velocidade de escorregamento.

As tensões normais podem advir de forças normais externas e ativas ou de restrições ao deslocamento, que são causas passivas. As forças ativas ocasionam *atrito ativo* e as passivas, *atrito passivo*. Nos pilares mistos preenchidos, o atrito ativo pode ser causado pelas rotações das ligações que acarretam o efeito conhecido na literatura por “pinching effect”; o atrito passivo nos CFTs provém de irregularidades de forma do tubo de aço, denominadas “macro-engrenamentos”. Essas irregularidades decorrem das tolerâncias de fabricação do diâmetro interno do tubo.

Nos ensaios de arrancamento, o macro-engrenamento possibilita a manutenção de forças em níveis superiores aos picos de carregamentos associados à aderência mecânica. Essa reserva corresponde à tensão de aderência dada no Eurocode 4 :1994, que é obtida baseando-se nos resultados de ensaios de arrancamento apresentados em ROIK et al (1994). No entanto, a parcela

² Olofsson, U. and Holmgren, M. (1992). *Användning av en servo-hydraulisk drag-vridningsmaskin för friktionsmätning mellan stål och betong vid låga glidhastigheter.* (Using a Servo Hydraulic Tension-Torsion Machine for Measurement of Friction at Low Sliding Speed. In Swedish.) Swedish National Testing and Research Institute, Borås, Sweden.

proveniente das forças normais externas ativas pode ser muito superior à tensão de projeto, segundo JOHANSSON (2003).

Como citado em 2.3.2, a parcela de atrito relacionada à aderência mecânica pode ser classificada como atrito passivo, induzido por restrições passivas. Apesar de a aderência mecânica ser um fenômeno parcial de atrito, a literatura muitas vezes a trata como um mecanismo independente, pois essa atua em níveis de atrito baixos comparados aos devidos ao macro-engrenamento. Contudo, é difícil e talvez desnecessária a separação de resistência por atrito decorrente de micro-engrenamento e de macro-engrenamento.

2.4- Conectores de cisalhamento

Quando a aderência natural não é capaz de resistir às tensões de cisalhamento requeridas, faz-se uso dos conectores de cisalhamento. Existe uma grande variedade de conectores, com diferentes formas e dimensões, no entanto, nem todos são adequados ao uso em pilares preenchidos. Nessa seção são apresentados os conectores tipo pino-com-cabeça e os “shot-fired nails”, os quais já foram estudados por outros pesquisadores.

2.4.1- Os conectores tipo pino-com-cabeça

Os conectores tipo pino-com-cabeça, também denotados por “stud bolts”, são bastante empregados como instrumento de transmissão de tensões de cisalhamento em vigas mistas e, em alguns casos, também em pilares mistos preenchidos. Estes dispositivos foram desenvolvidos na década de 40 pela *Nelson Stud Welding* e consistem de pinos especialmente projetados para atuarem como eletrodos de solda por arco elétrico e, ao mesmo tempo, após a soldagem, como conectores de cisalhamento – Figura 2.9. As suas cabeças são padronizadas para cada diâmetro, conforme ilustra a Tabela 2.1.

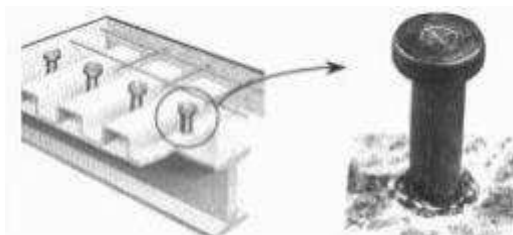
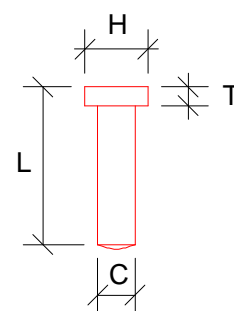


Figura 2.9: Conector tipo pino com cabeça – QUEIROZ & PIMENTA & MATA (2001)

Tabela 2.1 – Dimensões e tolerâncias de conectores de cisalhamento usuais – AWS D1.1: 2000³
apud QUEIROZ & PIMENTA & MATA (2001)

Diâmetro (C)		Tolerâncias de comprimento (L)	Diâmetro da cabeça do conector (H)	Altura mínima da cabeça do conector (T)
(pol)	(mm)			
5/8"	15,9	+0,00 -0,25	31,7±0,4	7,1
3/4"	19,1	+0,00 -0,38	31,7±0,4	9,5
7/8"	22,2	+0,00 -0,38	34,9±0,4	9,5



O aço usado na fabricação dos pinos é o ASTM A-08, graus 1010 e 1020, dimensionados para resistirem à tração mínima de 415 MPa e limite de escoamento não inferior a 345 MPa.

2.4.1.1- Processo de soldagem

A soldagem compreende os mesmos princípios e aspectos metalúrgicos de uma solda por arco elétrico convencional, no qual um arco elétrico controlado é usado para fundir a extremidade do pino ou do eletrodo com o metal base, resultando em uma solda de excelente qualidade, mais resistente que o próprio pino - QUEIROZ & PIMENTA & MATA (2001). Este processo de soldagem é tratado no Capítulo 4 da norma americana AWS D1.1:2000.

Há uma relação entre o diâmetro do pino e a espessura da chapa onde ele será soldado. A espessura da chapa, para que não ocorra danificação do material-base, não deve ser inferior àquela dada na Tabela 2.2. No entanto, para que a

³ AMERICAN WELDING SOCIETY (2000). AWS D1.1:Structural Welding Code – Steel. 17th Edition.

resistência do pino seja alcançada integralmente, essa espessura não deve ser inferior a 40% do diâmetro do pino.

Tabela 2.2 – Espessuras mínimas de chapas de aço para a solda por arco elétrico do conector - *Nelson Stud Welding apud QUEIROZ & PIMENTA & MATA (2001)*

Diâmetro do conector		Espessura mínima do material-base
(pol)	(mm)	(mm)
5/8"	15,9	3,75
3/4"	19,1	4,75
7/8"	22,2	6,30

2.4.1.2- Resistência nominal

A resistência nominal ao cisalhamento dos conectores tipo pino-com-cabeça é dada, de acordo com a NBR 8800:1986 e com o AISC-LRFD:1993, pelo menor dos dois valores:

$$R_n = 0,5 \cdot A_{cs} \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \quad (2.1)$$

$$R_n = A_{cs} \cdot f_u \quad (2.2)$$

onde,

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, não podendo ser tomado valor superior a 28 MPa (NBR 8800:1986) – conectores dúcteis;

A_{cs} = área da seção transversal do conector;

f_u = limite de resistência à tração do aço do conector;

E_c = módulo de elasticidade do concreto.

O Eurocode 4:1992 traz expressões semelhantes para o cálculo da resistência nominal, mas com coeficientes mais conservadores – 0,37 em vez de 0,5 na Eq. 2.1 e 0,8 no lugar de 1,0 na Eq. 2.2 – e permite a utilização de conectores não-dúcteis, com relação comprimento/diâmetro a partir de 3,0. Já no AISC-LRFD:1993 não há limitação da resistência característica à compressão do concreto; o conector é considerado dúctil se o seu comprimento após a soldagem for igual ou superior a quatro vezes o seu diâmetro.

2.4.1.3- Transferência de tensões nos CFTs

Os conectores de cisalhamento têm a função de impedir a separação entre as superfícies, assim como se faz no caso das vigas mistas. Nos pilares preenchidos, porém, não existe a necessidade real desse tipo de elemento, visto que o perfil tubular envolve o concreto de preenchimento e, dessa forma, impede a separação.

As tensões de cisalhamento são transferidas por meio do efeito de pino que produz concentração de tensões próximo à região de fixação dos conectores, no concreto que o envolve – Figura 2.10a. Assim sendo, a resistência à compressão do concreto influencia o modo de ruptura. A máxima força, característica da ruptura da ligação conector-concreto pode ser atingida quando o concreto da vizinhança fissura; porém, em concretos de alta resistência a concentração de tensões pode levar ao deslizamento do conector em sua base. Em ambos os casos, são evidenciados comportamentos bastante dúcteis em função das deformações plásticas tanto do concreto quanto do pino. A ruptura, no entanto, pode ocorrer repentinamente.

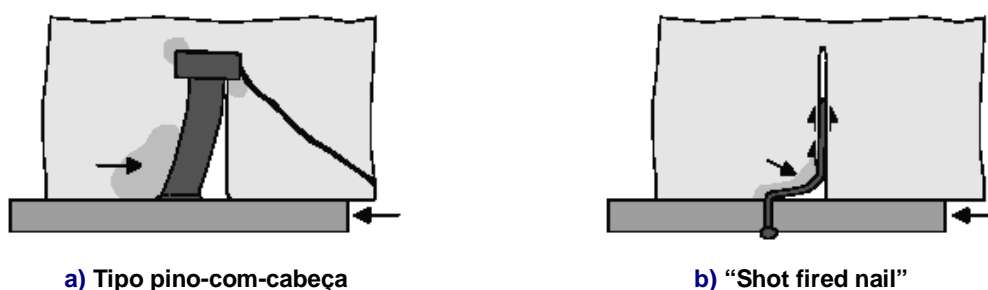


Figura 2.10: Mecanismos idealizados de transferência de cisalhamento por meio de conectores – JOHANSSON (2002)

2.4.2- Os conectores tipo “shot-fired nail”

Os “shot-fired nails” são inseridos nos perfis metálicos por meio de furação - processo “flow-drilling” - conforme descreve BECK (1999). Esse tipo de conector apresenta diâmetro do fuste menor que o do tipo pino-com-cabeça, e conseqüentemente, são mais deformáveis, o que torna o efeito de pino menos pronunciado; ao se deformarem, assumem a forma de gancho sem, no entanto, perderem a aderência com o concreto, conforme ilustra a Figura 2.10b. Eles perdem

o contato com o concreto que os envolve somente quando são arrancados após sofrerem grandes deslocamentos e, em alguns casos, podem ter suas cabeças cortadas, conforme relatado em SHAKIR KHALIL (1993b).

Uma propriedade comum a qualquer tipo de conector é a grande capacidade de se deformar, sendo susceptíveis a deslocamentos maiores que os observados quando somente ocorrem os mecanismos de aderência natural. Este fato pode limitar o seu emprego como dispositivo de transferência de cisalhamento em pilares preenchidos, visto que estão presentes apenas pequenos deslocamentos. ROEDER et al. (1999) recomendam que a transferência de cisalhamento seja efetuada de modo integral, através dos mecanismos de aderência natural ou somente por meio de conectores.

2.5- Ação conjunta dos materiais

As vantagens obtidas pelo emprego dos pilares mistos preenchidos somente são alcançadas quando há a ocorrência de transferência integral de tensões entre o tubo de aço e o concreto do núcleo, de modo que a ação conjunta seja concretizada.

Esse fenômeno é ainda mais indispensável quando se preenche o tubo com concreto de alta resistência, pois nesses elementos o concreto tende a absorver a maioria dos esforços, surgindo a necessidade de maior transferência ao aço do tubo que o envolve.

Para que o carregamento proveniente das vigas, em edifícios de múltiplos andares, seja introduzido de modo correto nos pilares é importante que as extremidades dos pilares simplesmente apoiados ou as ligações entre as vigas e os pilares contínuos sejam devidamente detalhadas. Segundo KILPATRICK & RANGAN (1999) e JOHANSON (2001), não ocorrem grandes problemas quanto à transferência das tensões em pilares simplesmente apoiados, uma vez que as forças provenientes das vigas contínuas são transferidas aos pilares por meio de chapas de extremidade, conforme ilustrado na Figura 2.11a.

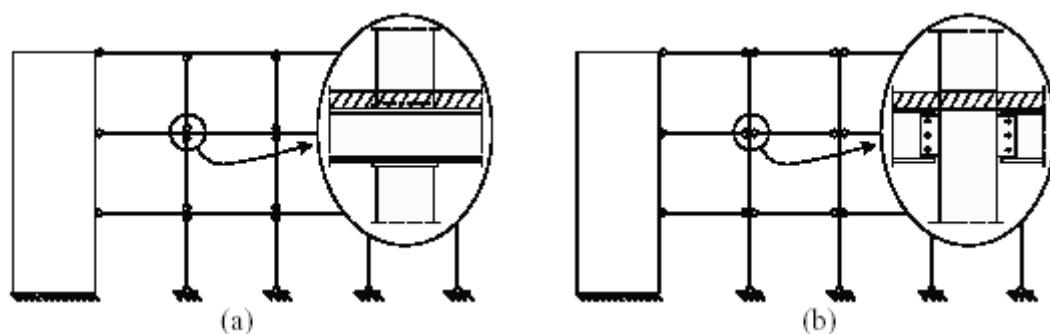


Figura 2.11: Exemplos de ligações: **a)** Pilares simplesmente apoiados com chapas de extremidade e **b)** Pilares contínuos com ligações simples – JOHANSSON (2003)

No caso dos pilares contínuos – Figura 2.11b – a compatibilidade de deformações não é facilmente atingida, pois as ligações são geralmente efetuadas por meio de chapas soldadas às superfícies externas dos pilares, ficando a transferência das tensões entre o tubo e o concreto sob a dependência exclusiva da capacidade resistente ao cisalhamento da interface.

Segundo relata JOHANSSON (2003), apesar de existir um grande número de estudos que abordam a realização de ensaios de arrancamento, são fornecidas informações limitadas sobre o real comportamento da aderência e, muitas vezes, os resultados dos ensaios não são capazes de expressar com fidelidade as reais condições de introdução das forças nos pilares. De modo geral, os mecanismos pelos quais as tensões são transferidas entre o aço e o concreto não são ainda bem entendidos. Na próxima seção introduz-se o modo pelo qual o Eurocode 4:1992 considera a distribuição de forças entre os materiais constituintes da seção mista dos pilares preenchidos.

2.5.1- Distribuição de forças

O Eurocode 4:1992 define a ação conjunta aço-concreto como sendo a compatibilidade de deformações entre a seção de aço e o concreto do núcleo, ou seja, não deve ocorrer o deslocamento relativo entre os materiais. Isto equivale ao seguinte: forças internas e momentos atuantes sobre o pilar devem ser distribuídos entre o concreto e o aço do perfil de acordo com as suas respostas às deformações impostas.

No estado limite último, a distribuição de força normal pode ser calculada a partir da resistência plástica das partes da seção transversal. A relação entre a parcela de força resistida pelo aço, $N_{a,Sd}$, e a força normal de cálculo, N_{Sd} , comumente definida como taxa de contribuição, δ , pode ser expressa por meio da Eq. 2.3:

$$\delta = \frac{N_{a,Sd}}{N_{Sd}} = \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{A_a \cdot f_y}{A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_{co}} \quad (2.3)$$

onde, $N_{pl,a,Rd}$ é a força resistente de cálculo da seção de aço, $N_{pl,Rd}$ é a força resistente de cálculo da seção integral, A_a é a área de aço, A_c é a área de concreto, f_y é a tensão de escoamento do aço e f_{co} é a resistência à compressão do concreto. A parte restante da força normal corresponde à parcela de força resistida pelo concreto, que pode ser expressa por:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{Sd}} = 1 - \delta \quad (2.4)$$

A distribuição de forças no estado limite último não necessariamente coincide com a distribuição no estado limite de serviço. Para esse, a distribuição depende da rigidez longitudinal. Os componentes de força relativos ao aço e ao concreto são expressos, respectivamente, por:

$$\delta = \frac{N_{a,Sd}}{N_{Sd}} = \frac{A_a \cdot E_a}{A_a \cdot E_a + A_c \cdot E_c} \quad (2.5)$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{Sd}} = 1 - \frac{N_{a,Sd}}{N_{Sd}} \quad (2.6)$$

onde E_a e E_c são os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente. Se o concreto do núcleo possuir armadura complementar, a parcela correspondente à força por ela conduzida deve ser somada ao componente do concreto.

2.5.2- Redistribuição de forças

Na região de introdução do carregamento, pode ser difícil garantir que as tensões sejam distribuídas às partes constituintes da seção de acordo com suas resistências. Desse modo, a ação conjunta não se consolida, sendo necessário que ocorra a redistribuição das tensões ao longo da interface aço-concreto. De acordo com o Eurocode 4:1992, essa parcela de tensões é transmitida por meio dos mecanismos mecânico e atrito, ou por conectores de cisalhamento.

Para tanto, o comprimento de transferência, l_v , não deve exceder duas vezes a dimensão predominante da seção transversal. No caso de seções quadradas, aquele comprimento não deve ser maior que duas vezes a largura da seção. Por exemplo, se uma força externa é introduzida apenas no tubo de aço, o componente de força dado pelas equações 2.4 e 2.6 devem ser transferidos ao concreto ao longo do comprimento de transferência, l_v , para o estado limite último e de serviço, respectivamente.

Não existe um procedimento padrão para o cálculo da tensão de cisalhamento transferida longitudinalmente na interface. Contudo, o cálculo geralmente se baseia na obtenção de um valor médio dessa tensão, dado pela razão entre o componente da força normal do concreto, $N_{c,Sd}$, e a área de transferência na interface. Esta área corresponde ao produto do perímetro transversal, u_a , pelo comprimento, l_v – Figura 2.12. A tensão de cisalhamento de cálculo é dada por:

$$\tau_{Sd} = \frac{N_{c,Sd}}{u_a \cdot l_v} \quad (2.7)$$

O valor da tensão de cisalhamento atuante, τ_{Sd} , não deve exceder o valor da tensão resistente de cálculo, $\tau_{Rd} = 0,40$ MPa. Se isso acontecer, a transferência de forças deve ser efetivada por meio de conectores de cisalhamento, o que não é recomendado para pilares de seções transversais de dimensões reduzidas.

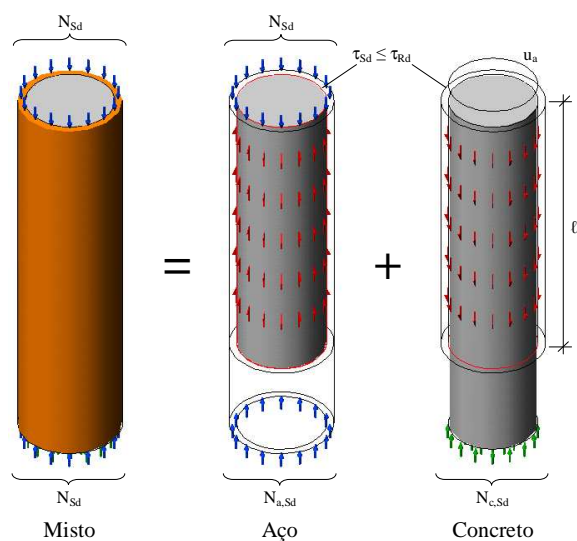


Figura 2.12: Componentes das ações de cálculo e propriedades geométricas para o cálculo da tensão de cisalhamento – JOHANSSON (2003)

Preenchendo o tubo com concreto de alta resistência, há o aumento tanto da resistência à compressão quanto do módulo de elasticidade, o que ocasiona maior participação do concreto na transferência das tensões, nos estados limites último e de serviço.

Nas regiões de ligação, isso significa maiores tensões sendo transferidas ao longo da interface e, portanto, a redistribuição de forças do concreto para o tubo de aço é efetivada pelos efeitos de longo-prazo, melhor representados pelo estado limite de serviço. Segundo ROIK & BODE (1980), os efeitos relativos à fluência podem ser considerados no cálculo mediante adoção de módulo de elasticidade fictício para o concreto, na Eq. 2.5.

2.6- Considerações acerca dos princípios teóricos da aderência

Nas estruturas de concreto armado a aderência é a propriedade que garante a transferência de tensões e a compatibilidade de deformações entre o aço da armadura e o concreto circunvizinho. Essa propriedade se manifesta também nos pilares mistos preenchidos, nos quais ocorre transferência de tensões ao longo da interface aço-concreto.

Os resultados dos ensaios de arrancamento representados na forma de comportamento *força x escorregamento* permitiram aos pesquisadores distinguir os

mecanismos de transferência e expressar a contribuição de cada um deles no valor da tensão de aderência. Tanto nas peças de concreto armado quanto nos pilares mistos preenchidos, os mecanismos de transferência, que juntos formam a *aderência natural* são a adesão, o atrito e a parcela mecânica de aderência.

A adesão é a menor das parcelas e corresponde aos estágios iniciais de aplicação de força; o atrito e a aderência mecânica representam mecanismos semelhantes e dependem principalmente do coeficiente de atrito da superfície interna dos perfis, valor esse compreendido entre 0 e 0,6.

A ação conjunta dos materiais também foi abordada, concluindo-se que as vantagens obtidas pelo emprego dos pilares mistos preenchidos somente são alcançadas quando há a ocorrência de transferência integral de tensões entre o tubo de aço e o concreto do núcleo, condição complexa de se obter na prática devido aos modelos de ligação empregados. Um valor médio para tensão de aderência, dado pelo Eurocode 4:1992, pode ser calculado pela razão entre o componente da força normal do concreto, $N_{c,Sd}$, e a área de transferência na interface. Se esse valor for maior que 0,40 MPa, o emprego de conectores é necessário.

CAPÍTULO 3

Estudos sobre a aderência nos CFTs

3.1- Aspectos gerais

A análise e o projeto de pilares mistos têm sido temas de muitas investigações atualmente. Invariavelmente, assume-se continuidade integral das deformações entre o aço do perfil e o concreto do núcleo, isto é, admite-se que não ocorra a perda da aderência entre os materiais com o aumento das forças atuantes ao longo da interface aço-concreto.

Em alguns casos, particularmente quando há a aplicação de força em toda a seção transversal, vários estudos já comprovaram a pequena significância da aderência no comportamento dos pilares mistos preenchidos. Em contrapartida, existem casos em que ocorre a predominância de tensões de cisalhamento longitudinais, notadamente quando a estrutura é submetida a forças laterais, nos quais torna-se interessante o estudo da tensão de aderência.

As próximas seções trazem uma coletânea dos principais estudos relacionados à aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos. As metodologias e esquemas de ensaio foram fundamentais na definição do programa de ensaios desenvolvido neste trabalho.

3.2- Virdi & Dowling (1980)

O trabalho desenvolvido por VIRDI & DOWLING (1980) foi um dos primeiros trabalhos relacionados à influência da tensão de aderência no comportamento e capacidade resistente de pilares mistos preenchidos. A pesquisa objetiva estabelecer um valor de referência para a tensão de aderência na interface aço-concreto e investiga a influência de alguns parâmetros nessa tensão.

A análise experimental compreendeu ensaios de arrancamento em pilares curtos de seções circulares, com as seguintes variáveis: idade e resistência à compressão do concreto de preenchimento, relação comprimento/diâmetro (L/D), relação diâmetro/espessura da chapa de aço do perfil (D/t), tecnologia de execução do concreto e condições de tratamento da superfície interna do perfil tubular.

Para a aplicação da ação foi usada uma placa cilíndrica com diâmetro 12 mm menor que diâmetro interno do tubo, de modo que o carregamento fosse introduzido somente no concreto do núcleo (41 MPa). Na extremidade inferior do modelo deixou-se um trecho sem preenchimento (37 mm), para que a reação se desse apenas no perfil tubular. O esquema do ensaio é ilustrado na Figura 3.1.

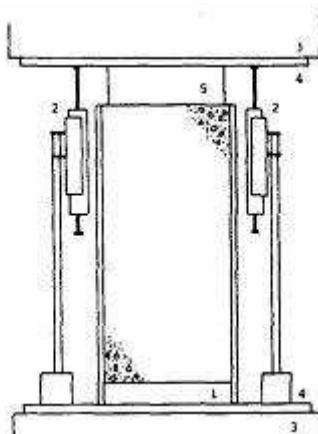


Figura 3.1: Esquema de ensaio. (1) Trecho sem concreto de preenchimento - 37 mm; (2) transdutores de deslocamento; (3) Atuador mecânico; (4) placas auxiliares para a aplicação da força (400 mm x 400 mm x 18 mm); (5) placa circular para a aplicação da força com diâmetro 12 mm inferior ao diâmetro interno do tubo – VIRDI & DOWLING (1980).

Para calcular o valor da tensão de aderência na interface aço-concreto dispunha-se de dois métodos: (a) adotar uma tensão de compensação, correspondente a 0,2% de deformação, desprezando-se a parcela decorrente do atrito nos estágios finais de carregamento, uma vez que os dois materiais têm comportamentos não-lineares, ou, (b) considerar a deformação última do concreto (compreendida entre 0,0035 e 0,0040) como referência para calcular a tensão de aderência. Ambos os métodos forneceram valores equivalentes; foi adotado o segundo procedimento no cálculo.

Por meio de barras de aço inseridas no concreto de preenchimento, mediuse o escorregamento do concreto em relação ao tubo de aço. Essas barras foram dispostas em quatro pontos do comprimento dos modelos. Pôde-se constatar que, para pequenas forças aplicadas, o escorregamento foi maior junto à extremidade superior, diminuindo nos demais. Nos últimos estágios de força, registraram-se escorregamento e comportamento semelhantes, como ilustrado na Figura 3.2. Por esses ensaios confirmou-se que próximo da ruína, o atrito é o mecanismo de transferência predominante.

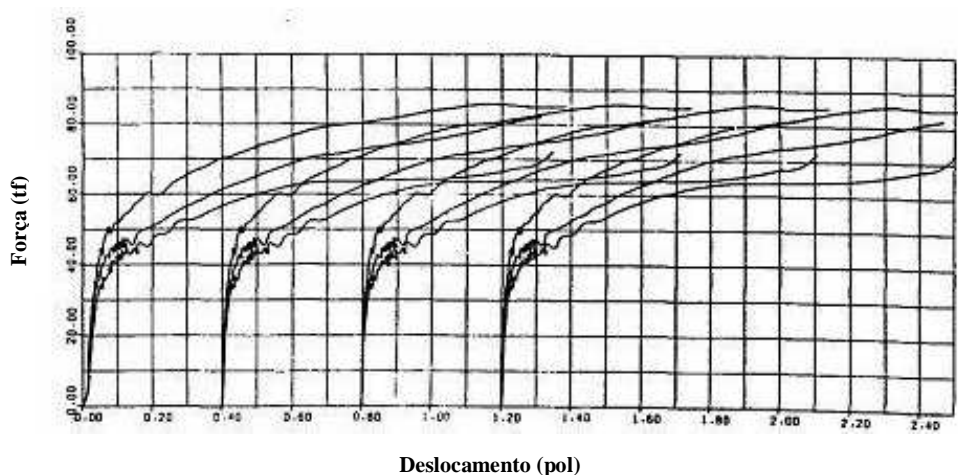


Figura 3.2: Comportamentos força x deslocamento, relativos ao topo, um terço, dois terços e base do modelo – VIRDI & DOWLING (1980).

Com o objetivo de considerar diferentes condições de tratamento da superfície interna do tubo de aço, dividiram-se os modelos em dois grupos: no primeiro fez-se a usinagem dos tubos ao longo de seus comprimentos para

regularizá-los e obter um formato o mais próximo possível de um cilindro reto e no outro grupo, aplicou-se lubrificante às faces internas dos modelos para tentar reduzir a tensão de aderência entre o concreto e o tubo de aço.

Os resultados dos ensaios mostraram que nos modelos que receberam lubrificante, o comportamento e força máxima aplicada foram semelhantes aos observados nos modelos sem tratamento de interface, porém, com menor rigidez inicial. Nos pilares com perfis usinados, observou-se alguma rigidez inicial, mas com forte redução da força última resistida, evidenciando a importância das irregularidades da superfície de contato na transferência de força.

Em relação aos demais parâmetros considerados no estudo, concluiu-se o seguinte:

a) Idade do concreto - até os 21 dias houve crescimento das tensões de aderência e decréscimo em idades mais avançadas;

b) Resistência à compressão do concreto – para uma variação entre 24 MPa e 41 MPa, as tensões correspondentes foram semelhantes, mostrando que a resistência à compressão do concreto exerce influência desprezível na tensão de aderência.

c) Relação *Comprimento x Diâmetro do tubo* (L/D) - foram consideradas cinco relações *Comprimento x Diâmetro*, compreendidas entre 1,0 e 3,0, concluindo-se que ocorreu uma variação linear entre a tensão de aderência e o comprimento da interface aço-concreto, porém, sem influência significativa no valor da tensão de aderência.

d) Relação *Diâmetro x Espessura do tubo* (D/t) - concluiu-se, observando os ensaios, que a dimensão do tubo e a espessura da chapa pouco influenciam a tensão de aderência.

e) Tecnologia para preparo do concreto - foram consideradas as seguintes variáveis na preparação do concreto: relação água/cimento, modo e intensidade de adensamento. O adensamento mecânico forneceu maiores tensões de aderência que o adensamento manual e, quanto maior o grau de compactação do concreto, maior o engrenamento entre as irregularidades da superfície interna do tubo e o concreto e, conseqüentemente, maior a tensão de aderência.

Como conclusão geral do programa de ensaios, foi possível constatar que a tensão de aderência não é influenciada por nenhum desses fatores: comprimento da

interface aço-concreto, diâmetro e espessura do tubo e resistência à compressão do concreto.

Por outro lado, a resistência ao arrancamento em pilares mistos preenchidos está diretamente relacionada com o grau de rugosidade ou de ondulação natural da superfície interna do tubo metálico e com a forma da seção. A primeira corresponde à resistência oferecida no início do carregamento, isto é, à rigidez inicial da curva *força x escorregamento*. Esta parcela inicial é rompida quando se atinge a deformação específica de 0,0035, correspondente à deformação última do concreto na compressão.

O formato da seção transversal interfere nos últimos estágios de forças. Quanto mais próxima da forma circular for a seção, mantendo-se regular ao longo do comprimento, menor a influência da forma da seção no valor da tensão de aderência.

Por meio de correções estatísticas, obteve-se um valor de referência para a tensão de aderência: 1,0 MPa. Os autores ressaltam que este valor pode ser utilizado tanto para os pilares preenchidos como para outros tipos de seção mista, tais como os pilares revestidos.

3.3- Cederwall & Engstron & Grauers (1990)

CEDERWALL & ENGSTRON & GRAUERS (1990) estudaram o emprego de concreto de alta resistência no preenchimento de pilares, com enfoque nos seguintes aspectos: efeitos do confinamento do concreto pelo tubo de aço e transferência de tensões de cisalhamento entre os materiais constituintes da seção. As variáveis adotadas na pesquisa foram: resistência à compressão do concreto, resistência ao escoamento do aço e espessura do tubo de aço.

Para verificar a eficiência da aderência aço-concreto no comportamento e capacidade resistente dos pilares submetidos à flexo-compressão procedeu-se da seguinte forma:

redução da aderência por meio de utilização de filme plástico de 0,2 mm de espessura no interior dos tubos;

variação da área de aplicação da força excêntrica: somente no concreto, somente no perfil ou simultânea nos dois materiais.

A Tabela 3.1 reproduz os valores de capacidade resistente encontrados no estudo.

Tabela 3.1 - Capacidade resistente dos pilares - CEDERWALL & ENGSTRON & GRAUERS (1990)

Pilar	f_c (MPa)	Aderência	Força	N_u (kN)	N_o (kN)
4	96	Sim	Seção total	830	2240
15	96	Sim	Concreto	920	2340
16	96	Não	Concreto	1040	1160
17	92	Sim	Aço	1010	1380
18	92	Não	Aço	750	1460

N_u : força excêntrica última aplicada com 20 mm de excentricidade
 N_o : máxima força axial correspondente à situação de compressão simples

Os resultados apresentados na Tabela 3.1 permitem afirmar que:

Pilares com aderência: para força aplicada somente no concreto, a capacidade resistente foi menor quando comparada com o modelo sob força aplicada somente no tubo de aço. Em relação ao comportamento, quando a aderência foi mantida, pilares com forças excêntricas apresentaram os mesmos comportamentos, independente da força ser exercida no tubo, no concreto ou simultânea nos elementos da seção;

Pilares sem aderência: foi verificada maior capacidade resistente quando a força foi aplicada apenas no concreto. Ao se aplicar a força no tubo e se eliminar a aderência ao concreto, aquele se comportou como um tubo isolado, sem núcleo de concreto. Provavelmente, o concreto submetido à flexão apresentou grande número de fissuras e não foi capaz de contribuir para a capacidade resistente. Ao contrário, quando somente o núcleo de concreto foi solicitado e se suprimiu a aderência aço-concreto, a força não pôde ser transferida para o tubo e, com isso, o escoamento do aço na região comprimida foi adiado em relação ao pilar preenchido sob força simultânea nos dois materiais e com aderência.

3.4- Hunaiti (1991) e Hunaiti et al. (1992)

HUNAITI (1991) estudou pilares mistos do tipo "battened" - Figura 1.1. No total, foram investigados 139 elementos submetidos à compressão simples e os resultados mostraram que a presença ou não da aderência não influencia a capacidade resistente.

Ao estudar seções "battened" flexo-comprimidas, HUNAITI et al. (1992) ensaiaram 14 pilares, divididos em dois grupos:

Grupo 1: Aderência natural aço-concreto mantida;

Grupo 2: Redução da aderência por meio de aplicação de graxa na superfície interna dos perfis tipo "U".

A seção transversal era semelhante à do estudo anterior. O emprego desse tipo de seção facilitou a realização dos ensaios por permitir a instrumentação do concreto de preenchimento, exposto entre os perfis metálicos. O uso prático dos pilares com essa configuração não tem sido explorado.

De acordo com os resultados obtidos por HUNAITI et al. (1992), a aderência aço-concreto não exerce nenhum efeito sobre a capacidade resistente dos pilares mistos tipo "battened" submetidos à flexo-compressão – Figura 3.3. Os pesquisadores ressaltam que, por se tratar de uma seção mista do tipo "battened", os resultados encontrados podem ser estendidos para as seções revestidas e preenchidas e, portanto, valem também as mesmas conclusões. Desse modo, seria possível afirmar que a aderência aço-concreto não exerce influência significativa sobre o comportamento e a capacidade resistente à flexo-compressão dos pilares mistos preenchidos.

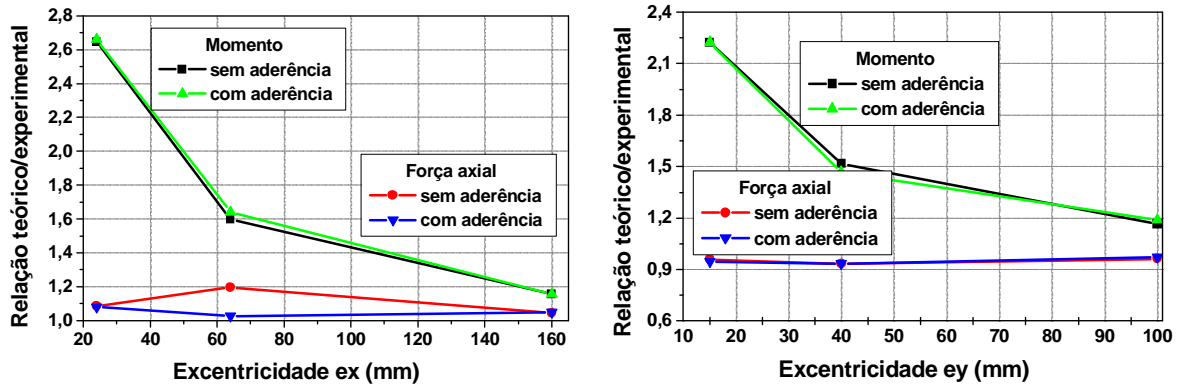


Figura 3.3: Relação entre valores teóricos e experimentais - HUNAITI et al. (1992)

3.5- Okamoto & Maeno (1988)

Este foi o primeiro estudo visando avaliar a importância da aderência nos pilares preenchidos submetidos a flexo-compressão. Utilizando concreto de alta resistência (98,1 MPa) como material de preenchimento, foi aplicado carregamento somente no tubo de aço. A fim de controlar a tensão de aderência aço-concreto, foi aplicada uma camada de argamassa com 10 mm de espessura entre o núcleo de concreto e o tubo de aço.

Os autores destacam que, em função dos resultados obtidos, a aderência não tem efeito significativo na capacidade resistente a flexo-compressão de pilares preenchidos, porém, o fato de se variar a intensidade da força axial e a resistência da argamassa, para cada elemento, dificulta e compromete as conclusões decorrentes do estudo experimental.

3.6- Yoshioka (1992)

A influência da aderência em pilares submetidos a forças horizontais cíclicas foi estudada em YOSHIOKA (1992) por meio de ensaios em pilares de seção quadrada, submetidos a força axial constante e a uma força horizontal cíclica. Para melhorar a aderência aço-concreto foram utilizados alguns tubos de aço com saliências internas. A Figura 3.4 ilustra o detalhe da superfície com saliências e o esquema de ensaio utilizados por YOSHIOKA.

Para avaliar a influência da presença de saliências internas no tubo de aço, foram ensaiados pilares nos quais o carregamento era aplicado simultaneamente nos dois materiais e outros em que a força era aplicada apenas no tubo de aço e transferida para o concreto pelas saliências.

De modo geral, foi constatado que os pilares cujos perfis possuíam saliências nas paredes internas apresentaram maior ductilidade e capacidade de dissipar energia.

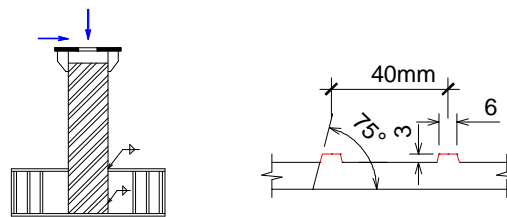


Figura 3.4: Detalhes dos ensaios realizados por YOSHIOKA (1992)

Na Figura 3.5 é reproduzido o comportamento *força x deslocamento* para os elementos R3S e F3S que correspondem, respectivamente, a tubo com e sem saliências, ambos com a força aplicada apenas no tubo de aço - correspondente a 30% da força última à compressão simples (F_0).

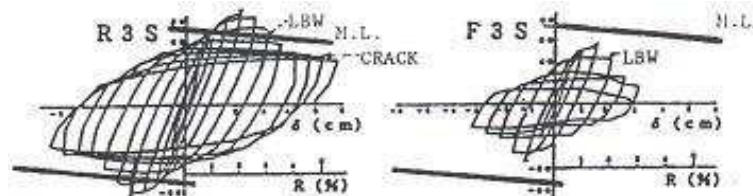


Figura 3.5: Comportamento Força x Deslocamento lateral para os pilares R3S e F3S – YOSHIOKA (1992)

De acordo com os resultados experimentais, quando a força foi aplicada simultaneamente nos dois materiais, a aderência não exerceu efeito significativo na capacidade resistente à flexão e a presença das saliências no tubo não se mostrou relevante.

Em contrapartida, quando a força foi aplicada somente no tubo de aço, o comportamento global do pilar foi fortemente afetado pela presença de tensão de

aderência e as saliências revelaram-se importantes, tanto para melhorar o comportamento quanto para aumentar a capacidade resistente. Isto porque a presença das saliências foi fundamental para a transferência das forças do perfil para o núcleo de concreto.

3.7- Shakir Khalil (1993a) e Shakir Khalil (1993b)

SHAKIR KHALIL (1993a) desenvolveu ensaios de arrancamento em pilares mistos preenchidos para estudar a influência do emprego de conectores de cisalhamento na transferência de tensões em ligações viga-pilar. Ao todo, foram ensaiados 40 pilares mistos de seções quadradas, retangulares e circulares, preenchidos com concreto de 40 MPa de resistência à compressão, nos quais as forças foram aplicadas apenas no núcleo de concreto.

Adicionalmente, em alguns modelos, foi aplicado óleo na superfície interna do tubo antes da moldagem do concreto para avaliar o efeito da redução da aderência entre os materiais.

As seções transversais estudadas tinham as seguintes dimensões: 120 mm x 80 mm x 5,0 mm (retangular), 150 mm x 150 mm x 5,0 mm (quadrada) e 168,3 mm x 5,0 mm (circular). Na “*Série X*” avaliou-se o comportamento das seções retangulares com 450 mm de comprimento, sem conectores ou com 2, 4 e 6 conectores de cisalhamento. Na “*Série Y*” foram ensaiadas as seções circulares e as quadradas, com 250 mm, 450 mm e 600 mm de comprimento. A Figura 3.6 ilustra os modelos da “*Série X*”.

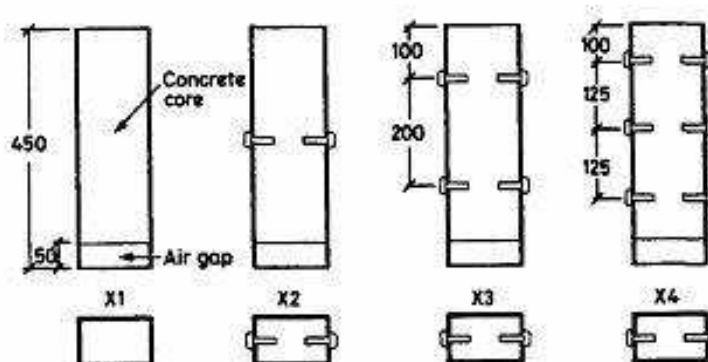


Figura 3.6: Detalhe dos modelos da “*Série X*” – SHAKIR-KHALIL (1993a)

Os valores teóricos da tensão de aderência e da força de ruína foram calculados segundo as Normas Britânicas BS 5400:1979, BS 5950:1985 e BS 8110:1985. O valor de referência da tensão de aderência, dado pela primeira das anteriores, era de 0,40 MPa.

Dos resultados dos ensaios da “Série X”, obtiveram-se valores de tensão de aderência duas vezes superiores aos respectivos valores teóricos e a capacidade resistente mostrou-se proporcional ao número de conectores.

Nesta mesma série, o comportamento *força x escorregamento do concreto* revelaram que o conector de cisalhamento estudado não interfere no valor da tensão de aderência. Esta conclusão se deu mediante a análise da mudança de inclinação das curvas, que evidenciam solicitação dos pinos somente após a ruína da aderência aço-concreto. A Figura 3.7 ilustra a curva *Força x Deslocamento* de alguns modelos da “Série X”.

Os autores ressaltam que as maiores forças de ruína se deveram provavelmente ao giro do perfil na região da fixação dos conectores, para grandes deslocamentos. Esta rotação acarretou a transferência de parte dos esforços aos pinos por tração e o respectivo aumento da área de transferência de cisalhamento.

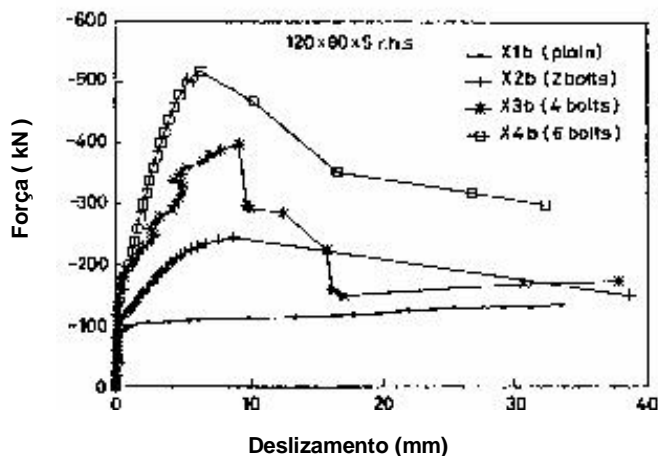


Figura 3.7: Curvas *força x Deslizamento* para os modelos da “Série X” – SHAKIR-KHALIL (1993a)

A “*Série Y*” tinha como principais diferenciais o emprego de seções circulares e a aplicação de óleo à superfície interna dos perfis tubulares visando à redução da aderência. Obtiveram-se as seguintes conclusões:

- a relação entre o comprimento de interface e a força de ruína deve ser mais bem investigada em ensaios futuros;
- as seções circulares propiciaram maiores valores de tensão de aderência quando comparadas às retangulares, tanto nas seções com aderência quanto naquelas que receberam óleo em suas superfícies internas;
- a rugosidade da interface e a forma da seção transversal influenciaram significativamente a tensão de aderência, assim como foi comprovado por VIRDI & DOWLING (1980);
- seções transversais de áreas maiores acarretaram menores tensões de aderência em virtude dos efeitos de retração mais pronunciados em maiores volumes de concreto;
- a relação *b/t x tensão de aderência* deve ser novamente considerada em estudos futuros;
- as seções circulares resistiram uniformemente ao longo de todo o perímetro transversal, enquanto que as retangulares apresentaram maior resistência ao escorregamento junto aos cantos – maior rigidez nessas regiões em função dos efeitos do trabalho a frio;
- as deformações aumentaram do topo para a base dos pilares, comprovando a transferência de tensões de cisalhamento ao longo da interface aço-concreto;
- os deslocamentos do concreto nos modelos que receberam a aplicação de óleo foram mais expressivos que aqueles registrados nos demais modelos. Mais estudos são necessários para investigar melhor este parâmetro.

Desse estudo preliminar o autor indica que o emprego do conceito de largura efetiva, dependente da espessura da chapa do perfil, pode ser uma alternativa viável para calcular a resistência ao arrancamento de seções retangulares mistas preenchidas com concreto.

Com o objetivo de complementar o trabalho, SHAKIR-KHALIL (1993b) realizou outros ensaios de arrancamento em perfis preenchidos de seções quadradas e circulares, variando o tipo e o número de conectores de cisalhamento e a vinculação dos modelos.

Ao todo foram ensaiados 56 pilares, divididos em oito séries; todos com 450 mm de comprimento, sendo 400 mm de interface aço-concreto. Utilizaram-se os conectores tipo pino-com-cabeça, modelo M12 com 50 mm de comprimento, idênticos aos do estudo anterior e os conectores tipo “Hilti”, com 3,7 mm de diâmetro e 62 mm de comprimento. Todos eles foram inseridos nas paredes dos tubos por meio de furação – processo “flow drilling”.

As vinculações adotadas na investigação experimental foram as seguintes:

- sem dispositivos de ligação
- emprego de chapa soldada à lateral dos perfis tubulares;
- emprego de chapa delgada, também soldada à face externa dos perfis.

Em todos os modelos a força foi introduzida apenas no concreto de preenchimento; as chapas soldadas aos pilares foram utilizadas com o objetivo de simular a transmissão de esforços solicitantes que usualmente ocorrem em ligações viga-pilar e também para medir as capacidades resistentes dos diferentes tipos de vínculos. As Figuras 3.8 e 3.9 ilustram os modelos das *Séries C & D e G & H*, onde podem ser vistos os elementos empregados para simular a ligação.

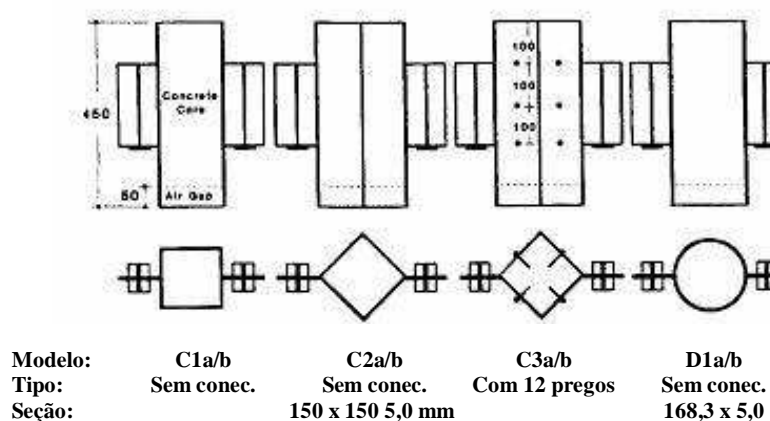


Figura 3.8: Modelos das “Séries C e D” – SHAKIR-KHALIL (1993b)

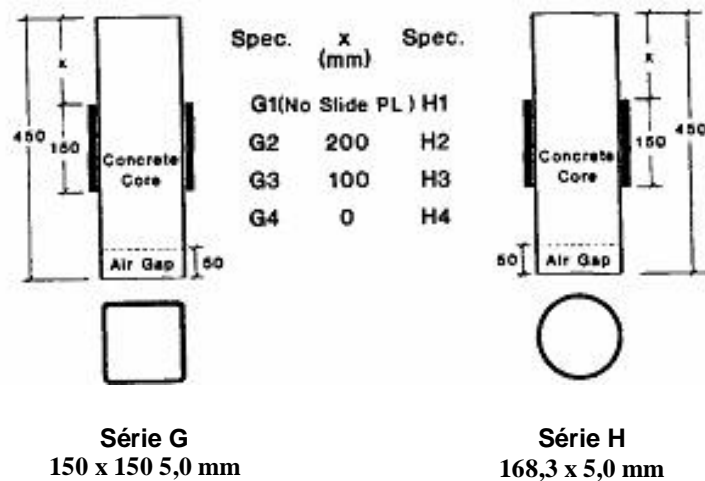


Figura 3.9: Modelos das “Séries G e H” – SHAKIR-KHALIL (1993b)

O uso de chapas para simular a região da ligação viga-pilar não se mostrou adequado, pois em alguns modelos ensaiados com estes dispositivos o modo de falha se deu pela ruptura das chapas e não pelo deslizamento aço-concreto como se havia previsto. Em virtude desses acontecimentos, os demais modelos providos de chapas foram ensaiados apoiando-os nos perfis tubulares. A Figura 3.10 mostra os danos causados às chapas instaladas nos modelos da “Série D”.

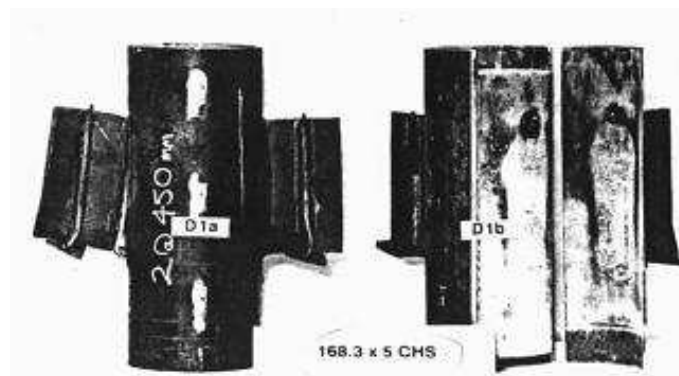


Figura 3.10: Detalhe dos danos causados às chapas de ligação, modelos *D1a* e *D1b* – SHAKIR-KHALIL (1993b)

A tensão de aderência e a força de ruína foram calculadas pelo mesmo procedimento do estudo anterior, sendo que os conectores modelo M12 tinham

valores teóricos de capacidade resistente ao cisalhamento de 13,5 kN e os tipo “Hilti”, 4,03 kN.

Conclusões do estudo:

- a)** Os conectores tipo “Hilti” mostraram-se mais eficientes, de fixação mais simples e com melhor custo-benefício. Na maioria dos ensaios não sofreram ruína, apenas grandes deformações, não acontecendo o mesmo nos conectores modelo M12;
- b)** A tensão de aderência aço-concreto não foi influenciada pelo emprego de conectores, comprovando o que se havia observado no estudo anterior. O aumento de tensão, registrado nos modelos com conectores, foi proveniente da rotação e deformação das paredes dos tubos. Os modelos com conectores tipo “Hilti” resistiram às maiores forças e puderam ser descarregados e carregados novamente sem perda de resistência;
- c)** As seções circulares resultaram mais resistentes às forças de arrancamento do que as quadradas. Pôde-se explicar este fato pela abertura dos modelos após os ensaios. Nas seções circulares, as marcas relativas ao atrito entre o aço-concreto se distribuíram uniformemente ao longo de toda a superfície, enquanto que nos modelos de seções quadradas, elas se concentraram junto aos cantos, onde as seções se mostraram mais rígidas. Além disso, irregularidades na forma da seção circular ao longo do comprimento também contribuíram para o aumento das tensões de aderência;
- d)** As chapas, soldadas nos cantos das seções quadradas, forneceram capacidades resistentes maiores aos modelos do que aquelas registradas nos modelos com chapas fixadas nas almas dos perfis. A resistência média dos pilares, quando apoiados nesses dispositivos de ligação, foi cinco vezes superior a dos modelos submetidos a reação no perfil tubular;
- e)** A associação de pilares mistos preenchidos com conectores de cisalhamento resultou mais eficiente quando se combinou seção circular com conectores tipo “Hilti”. A fixação de chapas ou de chapas delgadas às laterais dos tubos aumentou os valores de forças de ruptura em decorrência da constrição gerada junto à região desses dispositivos, que acarretou compressão da extremidade inferior das chapas e conseqüente tração do lado superior, quando da aplicação da ação no concreto de preenchimento.

3.8- Kilpatrick & Rangan (1999)

KILPATRICK & RANGAN (1999) realizaram ensaios em pilares mistos de seções circulares, preenchidos com concreto de alta resistência, para estudar a influência da transferência de tensões de cisalhamento, por aderência, entre o concreto de preenchimento e a superfície interna do perfil tubular no comportamento e capacidade resistente desses elementos.

As variáveis do estudo foram as seguintes: condição de aderência da superfície interna dos tubos, modo de aplicação da força e índice de esbeltez dos modelos. Paralelamente, desenvolveram-se ensaios em pilares de seções circulares sem preenchimento para medir a ação conjunta dos materiais.

Para controlar a aderência aço-concreto na interface adotaram-se três procedimentos:

- a) Aderência máxima** – introdução de parafusos com 30 mm de comprimento por 4,9 mm de diâmetro do fuste, por meio de furação das paredes dos tubos. A Figura 3.11 ilustra a seção transversal e o perfil longitudinal dos pilares. Além da utilização de parafusos, mergulharam-se os perfis de aço em meio ácido, e em seguida em banho alcalino para a neutralização;
- b) Aderência média** – limpeza da superfície interna dos perfis. A parcela de aderência química foi melhorada pela rugosidade natural das superfícies internas dos perfis;
- c) Aderência mínima** – aplicação de óleo à superfície interna do perfil tubular;

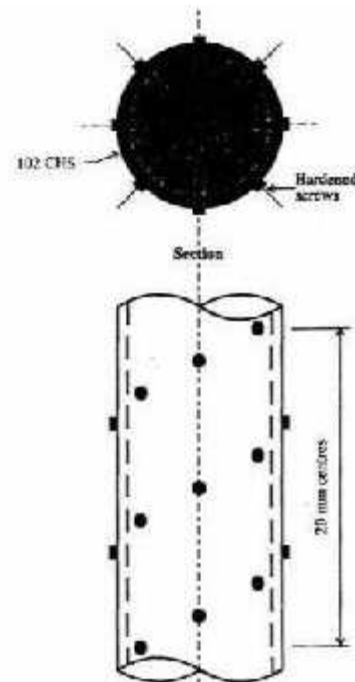


Figura 3.11: Esquema de furação para a introdução dos parafusos e efetivação da condição de aderência máxima – KILPATRICK & RANGAN (1999)

Foram construídos modelos muito curtos ($L/D = 3,5$), curtos ($L/D = 10,0$) e esbeltos ($L/D = 19,0$), mantendo-se o diâmetro ($D = 101,5$ mm) e variando-se o comprimento. Usou-se para o preenchimento dos tubos, concreto de resistência à compressão de 105,5 MPa e com 230 mm de abatimento.

A força foi aplicada simultaneamente nos dois materiais, centrada ou com excentricidades de 20 mm. Para possibilitar a aplicação da força excêntrica, construíram-se dispositivos especiais – Figura 3.12. Estes equipamentos, acoplados às extremidades, eram compostos por uma placa móvel de aço, sobreposta a outra placa; nesta adaptou-se um encaixe (fêmea) que permitia a ligação com uma terceira placa metálica. Esse conjunto garantia dois graus de liberdade: rotação e translação da placa móvel para a obtenção da excentricidade.

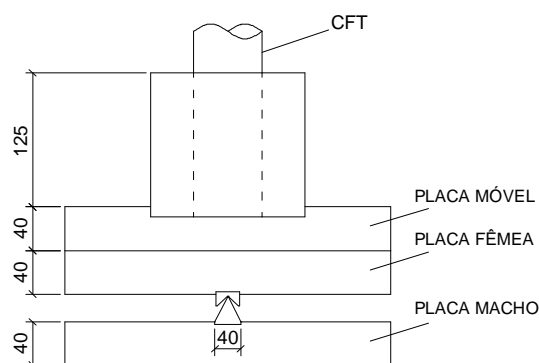


Figura 3.12: Dispositivo especial para permitir a aplicação de força excêntrica

Os resultados dos ensaios mostraram que a variação das condições de aderência na interface aço-concreto não exerceu grande influência na capacidade resistente dos modelos. A redução de resistência observada nos pilares muito curtos foi conseqüência da dificuldade encontrada no adensamento do concreto, conseqüência comum em modelos mais curtos.

A análise das curvas *força x Deslizamento* mostrou que não houve diferenças consideráveis de comportamento em relação às três condições de aderência. Nos pilares muito curtos, com aderência de interface mínima e média, registraram-se descontinuidades nas curvas que podem ter sido decorrentes do adensamento do concreto do núcleo.

Os autores ressaltaram que há carência de pesquisas nessa área de conhecimento e sugeriram que sejam desenvolvidos estudos complementares, principalmente em modelos em escala real (10 a 20 vezes maiores), nos quais podem ocorrer fissuras no concreto, decorrentes dos efeitos de retração, mais pronunciados nos concretos de altas resistências.

3.9- Parsley & Yura & Jirsa (2000)

O trabalho apresentado em PARSLEY & YURA & JIRSA (2000) compreende ensaios de arrancamento em pilares mistos preenchidos de seções quadradas com os objetivos de identificar os mecanismos responsáveis pela transferência de tensões de cisalhamento ao longo da interface aço-concreto e de desenvolver um método para a determinação da capacidade resistente da interface aço-concreto.

Foram ensaiados 8 pilares, divididos em 4 pares, variando-se as relações largura-espessura (b/t), os comprimentos dos tubos e os tipos de vinculações nas extremidades inferiores dos modelos. As seções tinham larguras de 203 mm e 254 mm e espessura de chapa de perfil de 6,35 mm. O concreto de preenchimento tinha resistência à compressão de 45 MPa (modelos com $b = 203$ mm) e 40 MPa nos demais.

A força foi aplicada somente no concreto de preenchimento. Alguns modelos foram apoiados diretamente em uma placa, enquanto que em outros, soldaram-se perfis tipo "T" às extremidades inferiores para simular a transferência de tensões, comumente existente em ligações viga-pilar. A Figura 3.13 ilustra o esquema de ensaio dos pilares com $b = 203$ mm, com e sem a região de ligação.

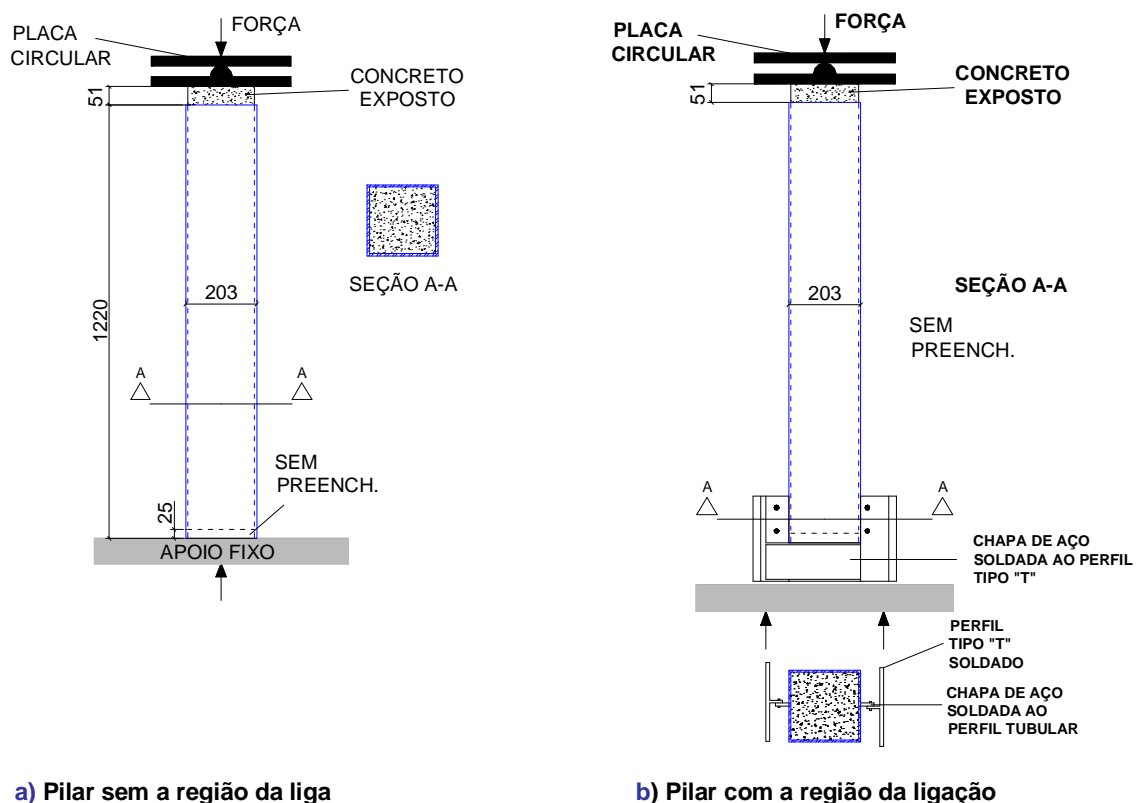


Figura 3.13: Detalhe de modelos com seção quadrada, com $b = 203$ mm, com e sem a região da ligação – PARSLEY & YURA & JIRSA (2000)

Como pode ser visto na Figura 3.13, foram deixados avanços dos núcleos de concreto nas extremidades superiores e trechos sem preenchimento de concreto

nas extremidades inferiores dos pilares, de modo que fosse possível aplicar as forças somente no concreto de preenchimento e as reações de apoio apenas nos perfis. Este artifício foi explorado com os objetivos de proporcionar tensões de cisalhamento na interface aço-concreto e de investigar, por meio de instrumentação adequada, como se dava a transferência dessas tensões do núcleo para o perfil tubular.

Foram dispostos extensômetros em 5 planos ao longo do comprimento dos pilares – externos aos perfis tubulares e inseridos nos núcleos de concreto - e transdutores de deslocamento junto à extremidade superior para a análise do comportamento. Os resultados dos ensaios foram interpretados mediante os traçados de curvas *Força x Deslocamento* e *Distribuição de força x Comprimento da interface*. Exemplos dessas curvas são mostrados nas Figuras 3.14 e 3.15.

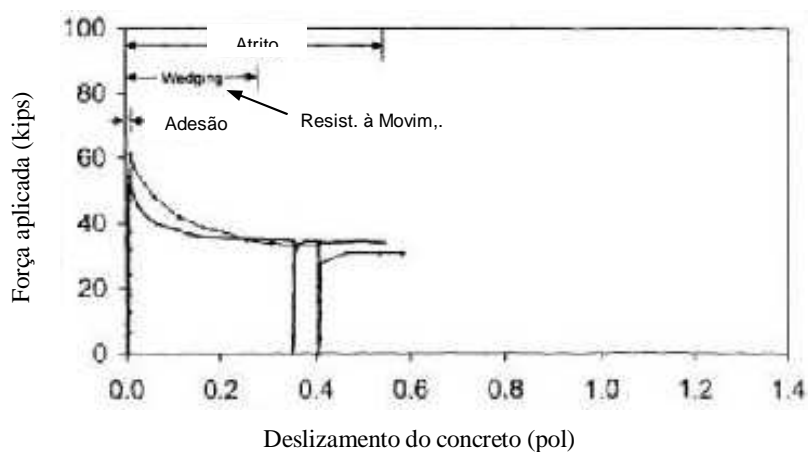


Figura 3.14: Curvas *Força x Deslocamento*, $b = 203$ mm, sem a região da ligação – PARSLEY & YURA & JIRSA (2000)

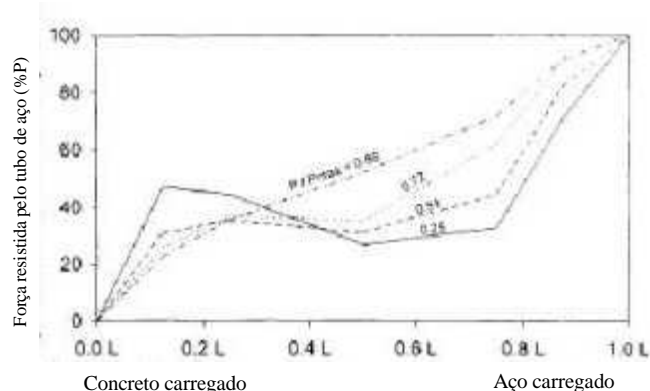


Figura 3.15: Curva %P x Comprimento dos modelos, $b = 203$ mm, sem a região da ligação – PARSLEY & YURA & JIRSA (2000)

Da curva *Força x Deslocamento do concreto* pôde-se constatar a existência de três mecanismos de transferência de cisalhamento ao longo da interface aço-concreto:

- **Adesão** - relativa à aderência química entre a pasta de concreto e a superfície interna do perfil de aço;
- **Atrito** - correspondente à tensão de cisalhamento existente na interface, decorrente da rugosidade natural da superfície de aço;
- **Aderência mecânica** – por causa das irregularidades geométricas inerentes às superfícies de aço dos perfis.

A análise conjunta dos resultados permitiu aos autores concluir que para baixos valores de força aplicada, quase toda a tensão de cisalhamento é transferida próximo às extremidades dos modelos. Conforme se aumentava o valor da ação, notava-se distribuição uniforme das tensões ao longo de todo o comprimento dos pilares.

Quanto às parcelas relativas à tensão de aderência, até que se atingisse a força última, registraram-se deslocamentos do concreto praticamente nulos, o que evidenciou grande rigidez inicial. Neste estágio, a adesão é a parcela predominante. Após o pico de força, observou-se o surgimento de deslocamento relativo entre os materiais, sinal de transferência das tensões de cisalhamento por meio das duas outras parcelas: atrito e mecânica.

A gradual queda da força na interface com o aumento dos deslocamentos, logo após o pico de força, confirmou a perda da parcela mecânica. Ao final do carregamento, apenas o atrito contribuía para a transmissão de tensões na interface.

Nos modelos com região de ligação, foi registrado aumento da força aplicada para grandes deslocamentos. Este evento mostra a maior contribuição da terceira parcela de resistência da aderência, que pode ser atribuída à rotação da parede do tubo próxima ao local de fixação dos perfis tipo “T” junto à extremidade inferior. A eficiência desse tipo de vinculação na transferência das tensões também foi comprovada por meio de análise das curvas de distribuição de esforços ao longo do comprimento, que registraram a transferência de 55% das tensões (para $0,49 F_{máx}$) e 65% (para $0,95 F_{máx}$) próximo à região de ligação.

Após uma análise das tensões de aderência, concluiu-se que os maiores valores ocorreram nos modelos com 203 mm de largura da seção, com região da ligação, em que a rotação do tubo em decorrência da maior flexibilidade da ligação aumentou a capacidade resistente do pilar.

Os autores ressaltam que é relevante medir a porcentagem de transferência da reação vertical da viga para o núcleo de concreto do pilar, existente na região da ligação. Para a obtenção desse valor, faz-se uma estimativa da tensão máxima de aderência na interface aço-concreto.

Nos ensaios, registraram-se maiores tensões de aderência para menores valores da relação b/t . Dessa forma, buscou-se uma correlação entre a tensão de aderência, f_b , a largura da seção, b , e a espessura da chapa, t .

Esta relação deriva da formulação para vasos de pequenas espessuras, submetidos à pressão uniformemente distribuída ao longo da superfície interna. O concreto atua como fluido que aplica uma tensão, q , resultando em uma variação do raio da seção, ΔR . A relação, encontrada em diversos textos de Resistência dos Materiais, pode ser expressa por:

$$\Delta R = \frac{q \cdot R^2}{E \cdot t} \quad (3.1)$$

Que, após simplificações e substituições adequadas, passa a ser:

$$q = 4 \cdot E \cdot \frac{t}{D^2} \cdot \Delta R \quad (3.1a)$$

Onde, E é o módulo de elasticidade do material, R , é o raio da seção circular e D é o diâmetro da seção. A relação (t/D^2) representa o parâmetro de rigidez do tubo cilíndrico, sendo a tensão, proporcional a esta relação. Substituindo-se o diâmetro, D , pela largura da seção, b , tem-se a equação da pressão, q , para elemento de seção quadrada:

$$q = 4 \cdot E \cdot \frac{t}{b^2} \cdot \Delta R \quad (3.2)$$

Baseando-se nos resultados do estudo experimental, os autores desenvolveram uma relação linear para exprimir a tensão de aderência, f_b , em função do parâmetro de rigidez, (t/b^2) :

$$f_b = 1,9 + 10^4 \cdot (t/b^2) \quad (3.3)$$

Onde a tensão, f_b , é dada em *psi*, e a largura, b , e a espessura, t , em polegadas. É recomendado empregar um fator de redução, ϕ , que para esta situação vale 0,9.

3.10- Johansson & Gylltoft (2002)

Em JOHANSSON & GYLLTOFT (2002) é apresentado um amplo estudo teórico-experimental que investiga em que proporção o comportamento dos pilares é influenciado pela aderência aço-concreto e pelos efeitos do confinamento do concreto pelo perfil tubular.

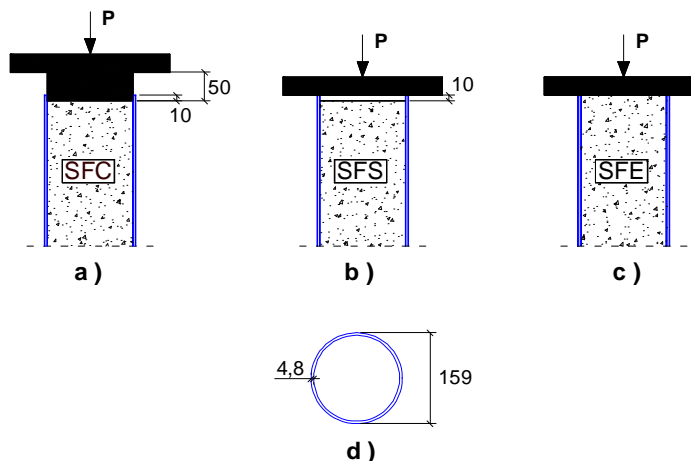
Ao todo foram ensaiados treze pilares de seção circular, com diâmetros externos das seções de 159 mm, espessuras das chapas dos perfis de 4,8 mm e comprimentos de 650 mm. Os modelos eram preenchidos com concreto com resistência à compressão de 64,5 MPa e as forças foram aplicadas de três modos distintos: em toda a seção, apenas no concreto de preenchimento ou apenas no perfil tubular.

Adicionalmente, foram feitos ensaios com quatro pilares de seções circulares, sem preenchimento, para avaliar a influência do concreto do núcleo sobre o comportamento e capacidade resistente. A Tabela 3.2 fornece a designação dada a cada elemento, o número de ensaios realizados e o tipo de carregamento.

Tabela 3.2 – Programa de ensaios em seções mistas preenchidas - JOHANSSON & GYLLTOFT (2002)

Seção	Preenchida com concreto	Aplicação da força	Quantidade de ensaios
SES	Não	Aço	4
SFE	Sim	Toda a seção	3
SFC	Sim	Concreto	3
SFS	Sim	Aço	3

Para viabilizar a aplicação das forças nos três modos distintos, usaram-se placas de aço auxiliares, dispostas junto às duas extremidades dos pilares. A Figura 3.16 ilustra o esquema de aplicação de força nos modelos preenchidos de concreto.



(Medidas em milímetros)

Figura 3.16: Diferentes tipos de aplicação de ação. Força aplicada: (a) no concreto, (b) no aço e (c) em toda a seção transversal. (d) Detalhe da seção circular adotada – JOHANSSON & GYLLTOFT (2002)

Foi desenvolvida, paralelamente à investigação experimental, análise numérica com o Software *ABAQUS/Standard 5.7*. Os efeitos da aderência aço-

concreto e do aumento da resistência do pilar, por causa do confinamento do concreto exercido pelo perfil tubular, foram considerados na modelagem.

Para simular o contato entre o aço do perfil e o concreto de preenchimento, os elementos representativos do perfil tubular, do concreto de preenchimento e da placa auxiliar para aplicação da força foram considerados separadamente. A interface aço-concreto foi representada pelo modelo de atrito de Coulomb, o aço por elementos tridimensionais de oito nós, enquanto que o concreto e a placa auxiliar, por elementos tridimensionais de seis e oito nós.

O contato aço-concreto foi efetivado levando-se em conta a pressão de contato na direção normal à interface e o modelo de atrito de Coulomb na direção tangencial. A separação entre os materiais, em virtude do movimento relativo aço-concreto, ocorria quando se atingia um valor crítico da tensão de cisalhamento, τ_{crit} . Este valor de tensão foi tomado como sendo uma fração da pressão de contato, p , normal à interface - $\tau_{crit} = \mu.p$ - onde, μ , é o coeficiente de atrito, que segundo BALTAY e GJELSVIK (1990) apud JOHANSON & GYLLTOFT (2002), varia entre 0,2 e 0,6. A adesão química aço-concreto foi desprezada na análise numérica por ser pequena em relação ao atrito e à parcela mecânica.

Para avaliar a influência da tensão de aderência no comportamento e na capacidade resistente dos pilares, fez-se variar os valores dos coeficientes de atrito, μ , da interface aço-concreto. A resistência ao deslizamento está diretamente ligada aos efeitos do confinamento, quanto mais rígido for o tubo, maior será o atrito. Os coeficientes de atrito adotados no estudo foram 0; 0,6 e 1,0.

Nos modelos tipo SFE (preenchidos e com força em toda a seção) não se registrou mudança de comportamento conforme se variava o coeficiente de atrito. Já nos pilares tipo SFC (carregamento apenas no concreto), a variação do coeficiente de atrito passou a influenciar o comportamento e o confinamento do concreto pelo tubo metálico.

Segundo os autores, menores coeficientes de atrito levam a uma maior contribuição do concreto na resistência, quando se considera a aplicação da força apenas no concreto. Em contrapartida, quanto maior o valor do coeficiente de atrito, maior será a contribuição do perfil na resistência e mais rígido resultará o pilar, fato também comprovado por ORITO et al. (1987).

GARDNER e JACOBSON (1967) estudaram o comportamento mecânico de pilares mistos preenchidos curtos e concluíram que as variações dos coeficientes de Poisson do aço e do concreto afetam significativamente o comportamento dos pilares quando submetidos à força em toda a seção. Nos estágios iniciais de aplicação de força, sendo $\nu_a > \nu_c$, o perfil tubular se deforma com maior facilidade e não é capaz de restringir o concreto do núcleo. Este por sua vez é submetido a tensões de tração laterais que atuam comprimindo a parede do tubo na direção circunferencial.

Aumentando a força aplicada, o concreto entra em estado triplo de tensões, as paredes do tubo passam a restringir o concreto do núcleo e a aderência ainda não exerce influência, pois não há deslocamento relativo entre os materiais. A Figura 3.17 (a) ilustra bem esse processo.

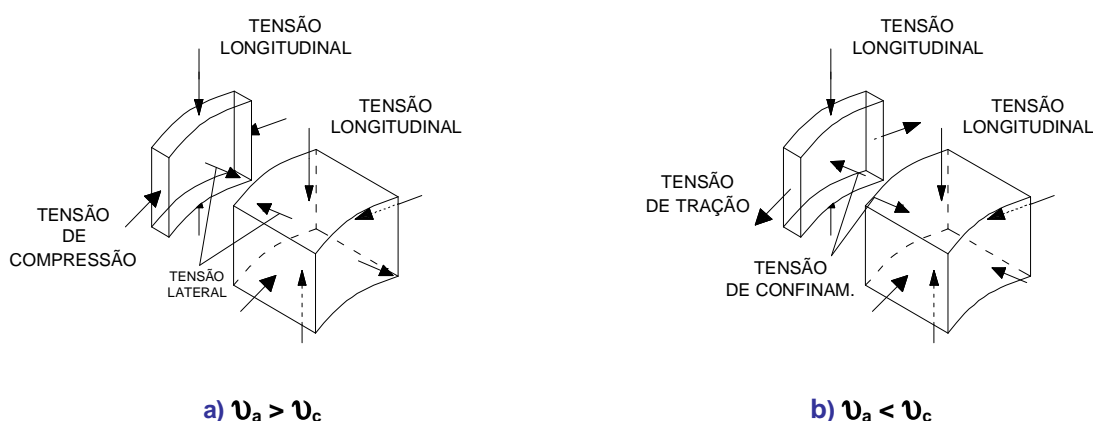


Figura 3.17: Esquema das tensões atuantes no tubo de aço e no concreto de preenchimento para diferentes modos de aplicação de força – JOHANSSON & GYLLOFT (2002)

Quando a força é aplicada apenas no concreto, as tensões de compressão são transferidas às paredes do perfil, por meio do efeito Poisson e da aderência aço-concreto, ocorrendo a redistribuição das tensões e, conseqüentemente, a ativação da ação conjunta dos materiais.

A aplicação da força apenas no perfil acarreta a expansão lateral das paredes do tubo e a conseqüente perda de aderência; não ocorre a redistribuição das tensões e, portanto, o pilar se comporta como se fosse um tubo sem preenchimento.

Diante dos resultados obtidos no estudo teórico-experimental desenvolvido por JOHANSON & GYLLTOFT (2002) pôde-se concluir que:

- A aderência influencia a rigidez dos pilares com força apenas no concreto. Quanto maior o valor da tensão de aderência, maior a contribuição do perfil tubular, ou seja, maior a rigidez;
- Quando se aplica a força em toda a seção, a aderência não exerce influência na rigidez dos modelos;
- Não se pode afirmar com segurança que a aderência aço-concreto é suficiente para promover a ação conjunta dos materiais. É mais seguro afirmar que os pilares mistos preenchidos atuam com maior eficiência quando o carregamento é transferido à seção integral.

3.11- Giakoumelis & Lam (2004)

Em trabalho recente, GIAKOUMELIS & LAM (2004) analisa o comportamento de pilares mistos preenchidos de seções circulares submetidos a compressão simples. São investigados os efeitos da variação das espessuras das chapas de aço dos perfis, da tensão de aderência entre o aço e o concreto e o confinamento que o tubo exerce no concreto do núcleo.

O estudo compara os resultados experimentais com os valores teóricos, calculados segundo o Eurocode 4:1992, a norma americana ACI 318:1995 e as normas australianas AS 3600:1994 & AS 4100:1998.

Foram ensaiados quinze modelos com as seguintes características:

- Diâmetro da seção com 114 mm;
- Espessuras das chapas dos perfis de 3,6 mm e 5,0 mm;
- Comprimento de 300 mm;
- Concreto de preenchimento com resistências à compressão de 30 MPa, 60 MPa e 100 MPa;
- Superfícies internas dos perfis com ou sem a aplicação de graxa para a redução da aderência aço-concreto.

Os resultados dos ensaios, representados por meio de curvas *Força x Deslocamento* permitiram concluir que os efeitos da aderência na capacidade resistente dos pilares são expressivos apenas nos pilares preenchidos com

concretos de altas resistências. A diferença entre as capacidades resistentes dos modelos preenchidos com concreto de 100 MPa, com e sem a aplicação de graxa sobre as superfícies internas dos perfis, foi de 14%.

3.12- Comentários acerca das pesquisas

No projeto de pilares mistos preenchidos é assumido que não ocorre perda de aderência aço-concreto ao longo da interface com o aumento das forças atuantes. Quando tais forças são aplicadas em toda a seção transversal, estudos comprovaram a pouca influência da aderência no comportamento dos pilares preenchidos. Por outro lado, quando predominam as tensões longitudinais de cisalhamento, o estudo da transferência de tensões por aderência passa a ser importante.

Vários fatores podem influenciar na transferência de tensões de cisalhamento na interface. A seguir é apresentado um resumo desses fatores estudados pelos pesquisadores no mundo:

a) Superfície interna do tubo e forma da seção transversal

Segundo VIRDI & DOWLING (1980), a rugosidade interfere na resistência ao escorregamento nos primeiros estágios de carregamento, ou seja, na rigidez inicial da curva *força x escorregamento*. Esta parcela inicial é vencida ao ser atingida a deformação última do concreto a compressão, 0,0035.

Quando se empregam ranhuras nas superfícies internas dos tubos de aço, YOSHIOKA (1992) conclui que, sob carregamento aplicado apenas no tubo de aço, a aderência assim como as ranhuras são importantes, pois neste caso é fundamental o mecanismo mecânico de transferência das tensões de cisalhamento.

A forma da seção transversal influencia na tensão de aderência apenas nos últimos estágios de carregamento e quanto mais próximo da seção circular menor sua influência no valor da tensão de aderência, VIRDI & DOWLING (1980). Seções circulares propiciam maiores valores de tensões de aderência que seções retangulares, independente da utilização de artifícios para redução da aderência na interface aço-concreto, segundo SHAKIR-KHALIL (1993a).

b) Aplicação do carregamento

O modo de aplicação do carregamento na seção transversal também é um fator importante. Resultados experimentais mostraram que em pilares com aderência aço-concreto natural, ao aplicar a força somente no concreto a capacidade resistente é menor que a obtida quando o carregamento é aplicado somente no tubo. Mantida a aderência, o mesmo comportamento é observado, independente da força ser aplicada no tubo de aço, no concreto ou na seção mista, de acordo com CEDERWALL & ENGSTRON & GRAUERS (1990), e KILPATRICK & RANGAN (1999).

Se a aderência for eliminada, maior capacidade resistente é verificada quando o carregamento é aplicado somente no concreto. A introdução do carregamento apenas no tubo de aço faz com que este se comporte como um pilar de aço sem núcleo de concreto, pois não há mecanismos de aderência para a transferência das tensões de cisalhamento, como conclui CEDERWALL & ENGSTRON & GRAUERS (1990).

c) Conectores de cisalhamento

Quanto ao uso de conectores de cisalhamento, em ensaios de arrancamento, a tensão de aderência mostrou-se proporcional ao número de conectores utilizado e o grau de influência dos conectores de cisalhamento depende do tipo e do arranjo destes conectores ao longo da interface aço-concreto, segundo SHAKIR KHALIL (1993b).

d) Relação largura/espessura do tubo de aço

Em seções circulares, a relação diâmetro/espessura do tubo de aço parece não ter grande influência sobre a tensão de aderência, VIRDI & DOWLING (1980). Já em seções quadradas, resultados experimentais apontaram maiores tensões de aderência para menores valores da relação largura/espessura, PARSLEY et al. (2000). A variação da relação comprimento/diâmetro do tubo de aço provoca variação linear da tensão de aderência, mas não afeta de forma significativa a aderência, segundo VIRDI & DOWLING (1980).

As conclusões obtidas nos estudos apresentados neste capítulo foram muito importantes para melhor compreender o modo como se transferem as tensões na interface e para formular o programa experimental desenvolvido neste trabalho.

CAPÍTULO 4

Investigação experimental

4.1- Considerações iniciais

Para investigar a influência da aderência em pilares mistos preenchidos e desse modo alcançar os objetivos deste trabalho, desenvolveu-se estudo experimental compreendendo as seguintes etapas:

- Determinação da dosagem do concreto utilizado para preenchimento dos modelos;
- Ensaios preliminares para obtenção das propriedades dos materiais;
- Ensaios de arrancamento em pilares mistos preenchidos;
- Ensaios de arrancamento em pilares mistos preenchidos contendo a região da ligação.

O desenvolvimento da investigação experimental envolveu vários setores da Escola de Engenharia de São Carlos. No Laboratório de Ensaios Avançados de Concreto realizou-se o estudo para obtenção da dosagem do concreto; no Laboratório de Ensaios Mecânicos do Departamento de Engenharia de Materiais obtiveram-se as propriedades mecânicas do aço dos perfis e chapas ensaiados; na Oficina Mecânica do Departamento de Engenharia Mecânica construíram-se os modelos e no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas desenvolveram-se os ensaios propriamente ditos.

A seção seguinte apresenta o Programa de Ensaios adotado para estudar a aderência em pilares mistos preenchidos. A geometria dos modelos inicialmente explorada teve como referência a Investigação Experimental desenvolvida em DE NARDIN (2003). Em função dos resultados obtidos na Série Piloto foram feitas

adequações à geometria dos modelos para melhor caracterizar o comportamento da interface aço-concreto.

4.2- Apresentação do programa de ensaios

A investigação experimental da aderência em pilares mistos preenchidos foi realizada por meio de ensaios de arrancamento em modelos curtos com as seguintes propriedades:

- **Seção de aço:** com dimensões de 200 mm x 200 mm x 6,3 mm, obtidas mediante solda de dois perfis tipo “U” (200 mm x 100 mm x 6,3 mm) formados a frio, em aço SAE 1020.
- **Seção de concreto:** dimensões 187,4 mm x 187,4 mm, com resistência à compressão de 50 MPa, medida aos sete dias.
- **Configuração dos modelos:** ensaios em pilares simples nas Séries Piloto e 1; ensaios em modelos contendo a região de ligação viga-pilar na Série 2;
- **Adoção de conectores de cisalhamento:** emprego ou não de conectores tipo pino-com-cabeça (D=19 mm) e cantoneiras (L 50 mm x 6,3 mm, aço SAE 1020) como meio de avaliar a transferência de tensões entre o aço do perfil e o concreto de preenchimento.

A Tabela 4.1 apresenta a nomenclatura adotada para cada modelo e a Tabela 4.2 traz as particularidades dos modelos ensaiados nas três séries.

Em todos os modelos a força foi aplicada no núcleo de concreto. Nas *Séries Piloto e 1* a reação ocorreu diretamente nos tubos de aço, apoiando-os sobre a base de aço da máquina de ensaios; na *Série 2*, a reação ocorreu nas barras rosqueadas da ligação viga-pilar empregada.

Tabela 4.1 – Nomenclatura dos modelos e Legenda

Designação	Legenda
PCFT _ S	
PCFT _ SB	P – Pilot
PCFT _ A	
CFT _ S	B – Beam
CFT _ SB	CFT – Concrete filled steel tube
CFT _ A	
BCFT _ S	S – Simple
BCFT _ SB	
BCFT _ A	SB – Stud bolt

Tabela 4.2- Propriedades dos modelos ensaiados

Modelo		Conectores	Carregamento
Série	Designação		
Série Piloto	PCFT _ S	-	
	PCFT _ SB	Tipo pino-com-cabeça	
	PCFT _ A	Cantoneiras	
Série 1	CFT _ S	-	No núcleo de concreto
	CFT _ SB	Tipo pino-com-cabeça	
	CFT _ A	Cantoneiras	
Série 2	BCFT _ S	-	
	BCFT _ SB	Tipo pino-com-cabeça	
	BCFT _ A	Cantoneiras	

4.2.1- Série piloto

Os pilares ensaiados na *Série Piloto* tinham 800 mm de comprimento, com reação na extremidade inferior do tubo de aço. Para tanto, criaram-se trechos de 25 mm de comprimento, nas duas extremidades dos modelos, sem preenchimento de concreto.

A *Série Piloto* foi realizada com o objetivo de explorar o procedimento de ensaio adotado, que compreende concretagem, instrumentação, montagem do modelo e dispositivo de ensaio. A Figura 4.1 mostra o detalhe dos três modelos ensaiados nessa série.

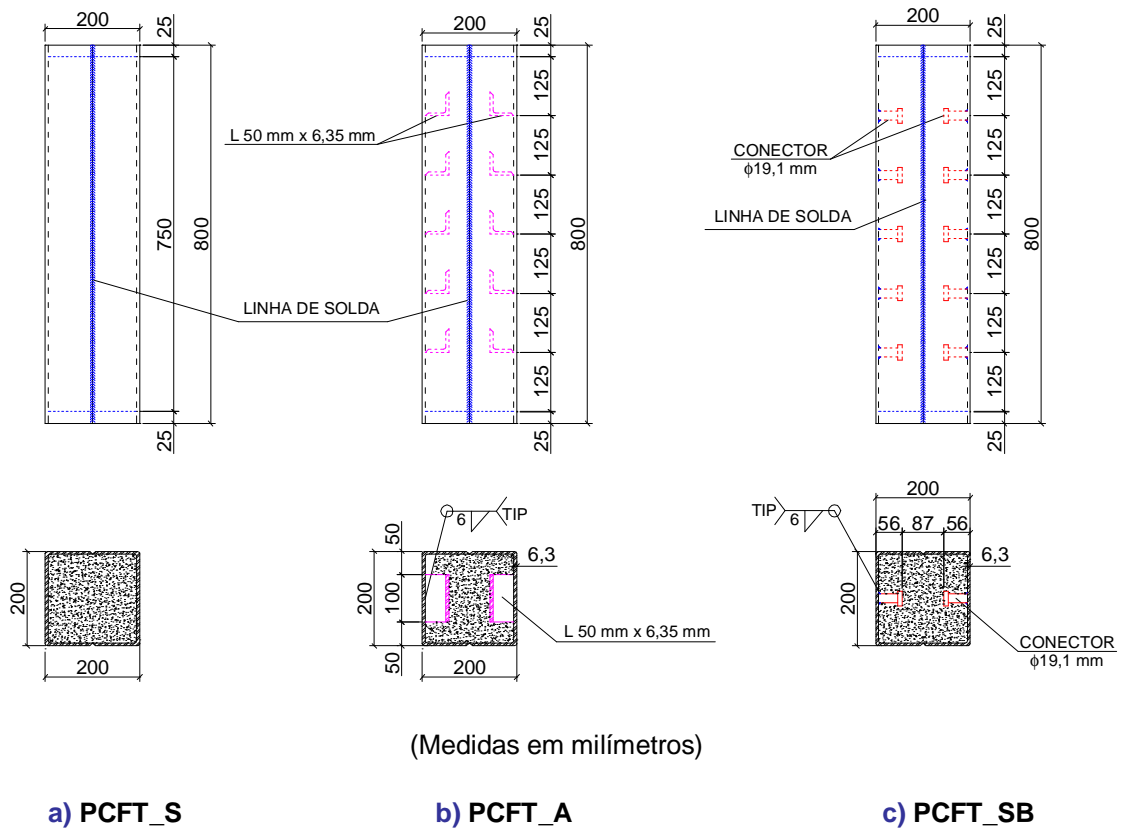


Figura 4.1: Detalhe dos modelos ensaiados na *Série Piloto* – medidas em mm

4.2.2- Série 1

Na *Série 1* foram ensaiados modelos semelhantes aos da *Série Piloto*, com manutenção do modo de aplicação da força e do esquema de instrumentação e alteração do comprimento e do número de conectores, com o objetivo de melhor caracterizar a transferência de tensões na interface aço-concreto. A Figura 4.2 ilustra os modelos ensaiados nessa série.

4.2.3- Série 2

Os modelos da *Série 2* tinham como configuração: pilar preenchido mais a região da ligação. Para a construção da ligação, foram utilizados modelos simplificados que facilitam os procedimentos de montagem, instrumentação e execução dos ensaios.

O detalhe da ligação estudado era constituído por chapa de extremidade e parafusos passantes, já investigado em DE NARDIN (2003) – Tipologia 1. O

esquema de ensaio referente à *Série 2* é apresentado na Figura 4.3; na Figura 4.4, é apresentada uma ilustração em perspectiva da montagem dos modelos da *Série 2*.

Na Figura 4.5 são apresentados, além do tubo de aço e da viga, alguns detalhes da ligação com chapa de extremidade e parafusos passantes estudada em DE NARDIN (2003) e empregados na *Série 2*. Tais parafusos são longas barras rosqueadas, em aço de alta resistência e com 16 mm de diâmetro.

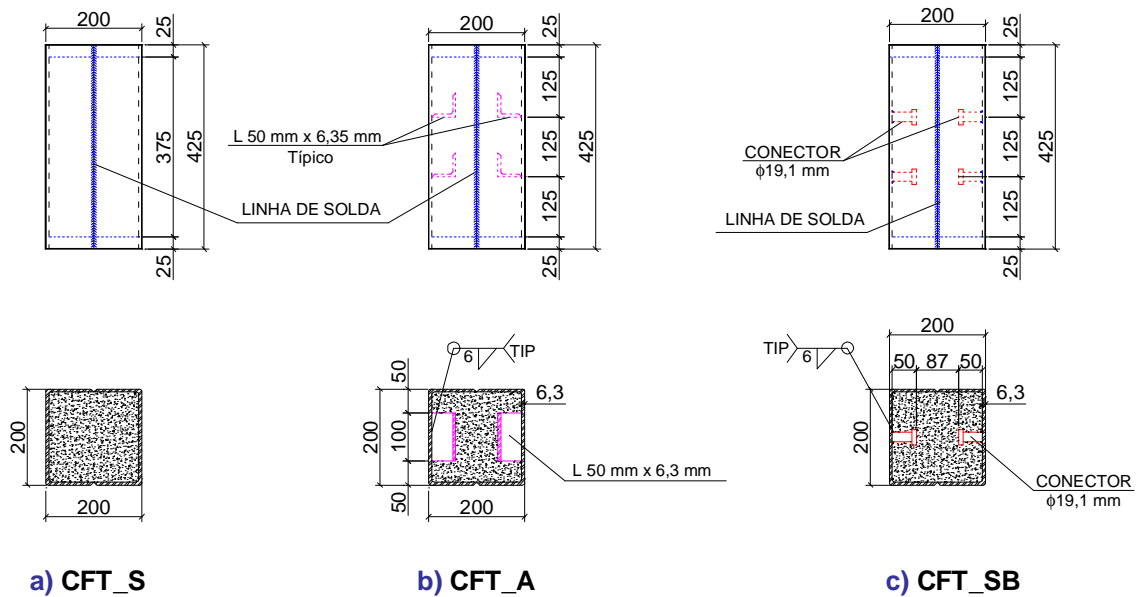


Figura 4.2: Detalhe dos modelos ensaiados na *Série 1* – medidas em mm

O modo pelo qual se aplicou força aos modelos da *Série 2* permitiu a transferência de tensões de cisalhamento através da ligação viga-pilar misto preenchido, diferente do que acontecia nos modelos estudados em DE NARDIN (2003), nos quais predominavam esforços de flexão.

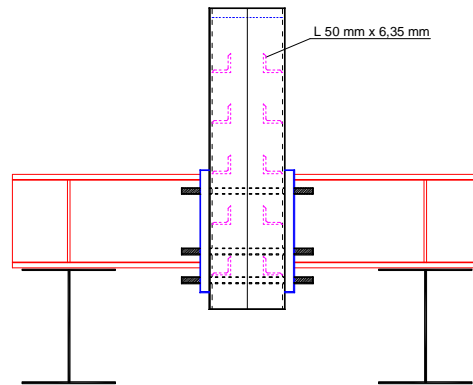
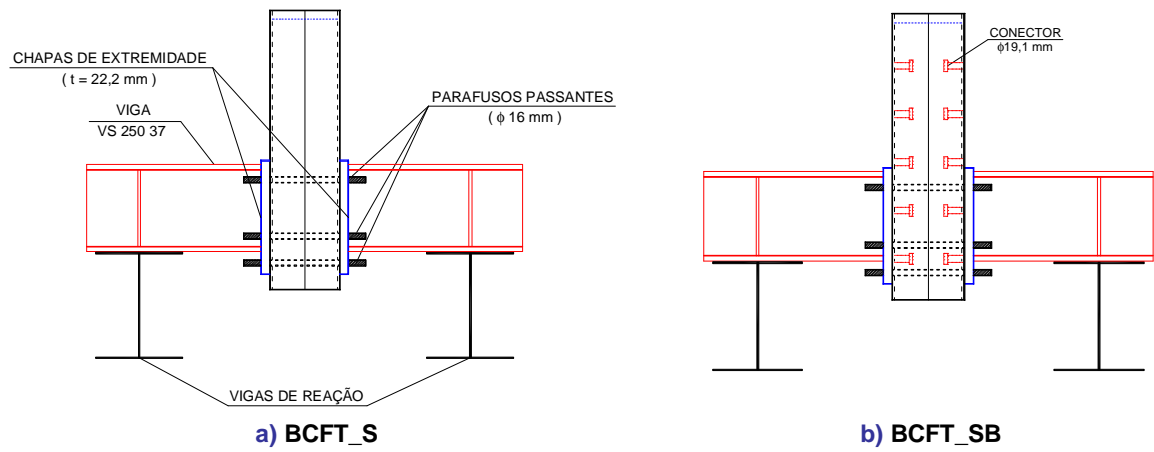


Figura 4.3: Esquema de ensaio adotado na *Série 2*

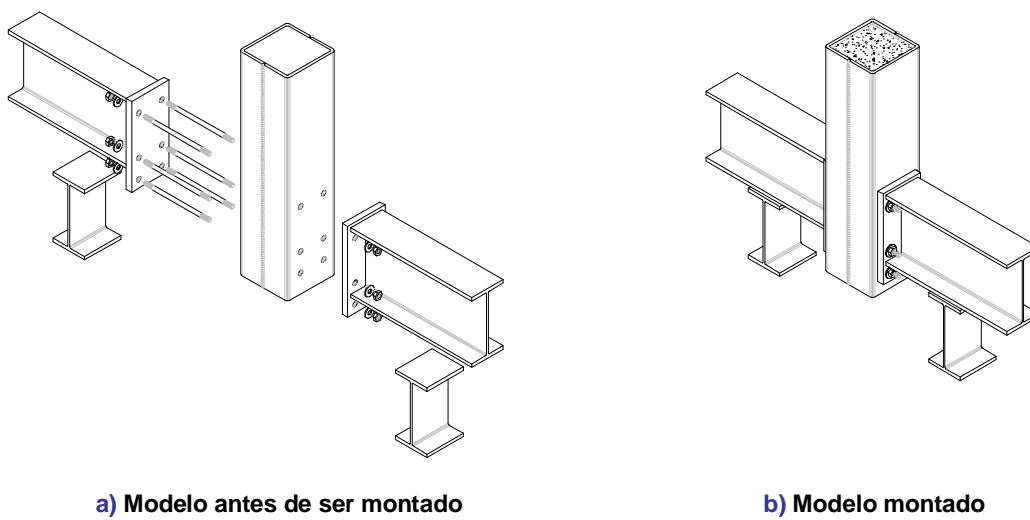
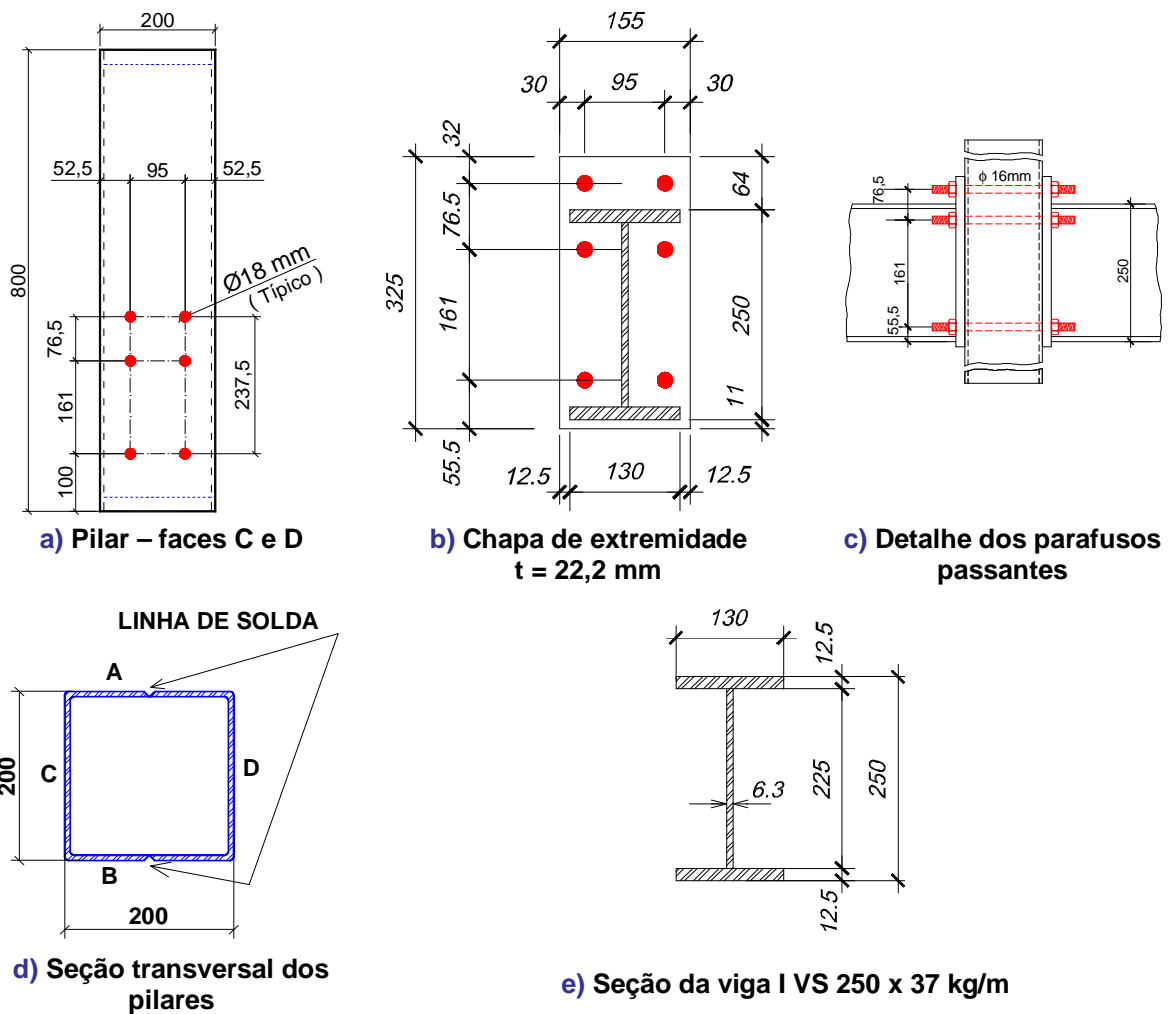


Figura 4.4: Ilustração em perspectiva da montagem dos modelos da *Série 2*



(Medidas em milímetros)

Figura 4.5: Detalhe de alguns elementos da ligação e da seção transversal dos pilares

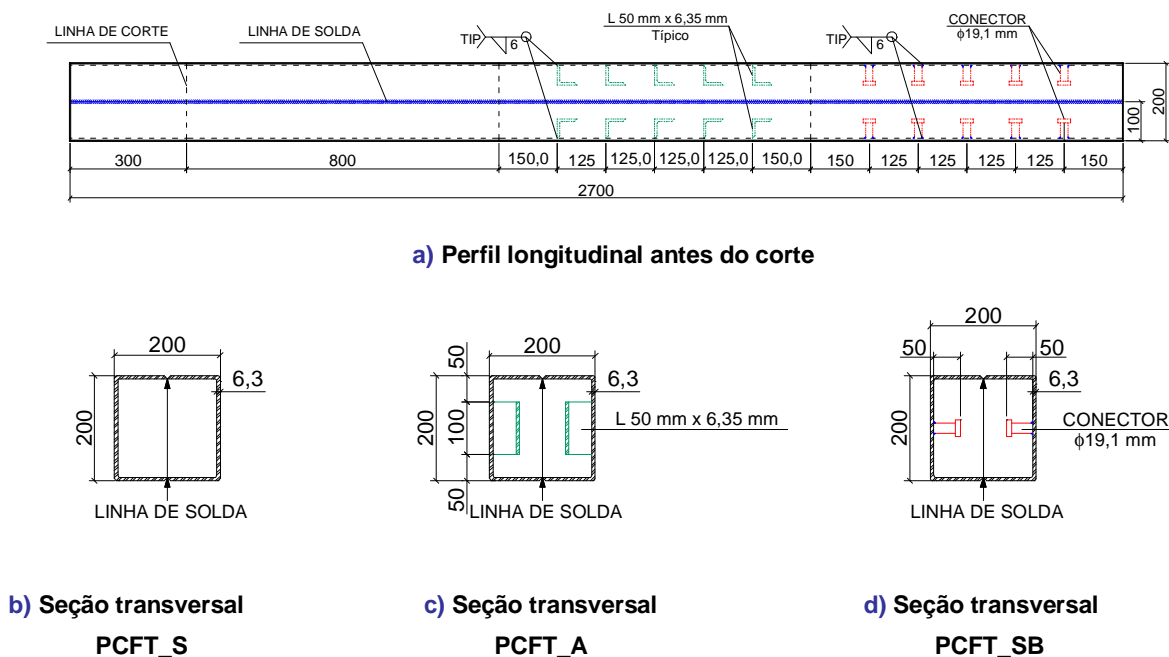
4.3- Construção dos tubos de aço

Nas três séries de ensaios os tubos de aço foram construídos seguindo o mesmo processo de execução que compreendia as seguintes etapas:

- 1- Corte dos conectores tipo pino-com-cabeça nos comprimentos de 50 mm;
- 2- Soldagem dos conectores tipo pino-com-cabeça ou cantoneiras nas almas dos perfis;
- 3- Soldagem dos perfis para o fechamento das seções;
- 4- Corte dos tubos em comprimentos de 800 mm;
- 5- Retificação das extremidades dos perfis;

6- Retirada de quatro corpos-de-prova do trecho de 300 mm e de um corpo-de-prova da cantoneira, para a obtenção das propriedades mecânicas do aço.

A Figura 4.6 mostra os desenhos esquemáticos da seção longitudinal do perfil - Série Piloto - antes do corte e após o corte e retificação de suas extremidades. A Figura 4.7 mostra os detalhes da seção longitudinal - Série Piloto - aberta, antes do corte e depois de prontas.



(Medidas em mm)

Figura 4.6: Desenhos esquemáticos do perfil longitudinal e seções transversais dos pilares – *Série Piloto*

4.4- Obtenção das propriedades mecânicas do aço

As propriedades mecânicas do aço foram obtidas através de ensaios de tração axial, conforme especificação da ASTM A370:1992. Os corpos-de-prova, cujas dimensões são mostradas na Figura 4.8, foram ensaiados na máquina universal INSTRON e instrumentados com extensômetros removíveis tipo “clip gage”. A Figura 4.9 ilustra a máquina de ensaios, o esquema de instrumentação e a determinação do alongamento do corpo-de-prova de aço.

Foram retirados corpos-de-prova das almas e das regiões de solda dos perfis metálicos; além desses, extraiu-se também corpo-de-prova da cantoneira empregada como conector, de modo a se obter as suas propriedades mecânicas. Os resultados obtidos dos ensaios para a determinação das propriedades mecânicas do aço são apresentados no Capítulo 5.



a) Perfil longitudinal – seção aberta



b) Seção transversal – PCFT_S

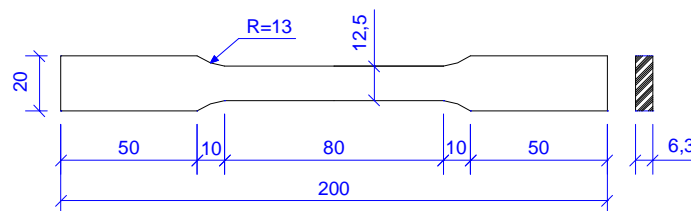


c) Seção transversal – PCFT_A



d) Seção transversal – PCFT_SB

Figura 4.7: Detalhe do perfil longitudinal e seções transversais dos pilares



(Medidas em mm)

Figura 4.8: Dimensões de corpo-de-prova para ensaio à tração segundo ASTM A370:1992



a) Máquina INSTRON



b) Detalhe da instrumentação



c) Determinação do alongamento

Figura 4.9: Ilustrações do processo de obtenção das propriedades mecânicas do aço

4.5- Instrumentação

Na instrumentação foram utilizados transdutores de deslocamento posicionados nas quatro faces dos modelos, próximos às extremidades superiores, com o objetivo de medir o deslocamento relativo entre o núcleo de concreto e o tubo de aço.

Para registrar as deformações dos perfis e do concreto de preenchimento foram utilizados extensômetros elétricos uniaxiais de resistência, posicionados nos planos entre os conectores de cisalhamento.

Nos perfis metálicos, os extensômetros foram fixados nas faces externas das almas dos tubos e no concreto, em barras lisas de aço de pequeno diâmetro - $\phi=5$ mm, de modo que as rigidezes desses elementos não influenciassem no registro das deformações. As Figuras 4.10, 4.11 e 4.12 mostram o posicionamento dos extensômetros nos tubos de aço e nas barras, nas três séries de ensaios.

No modelos da Série 2, além dos extensômetros do tubo e da barra, foram posicionados mais seis instrumentos para registrar as deformações nas barras rosqueadas da ligação, como mostra a Figura 4.12.

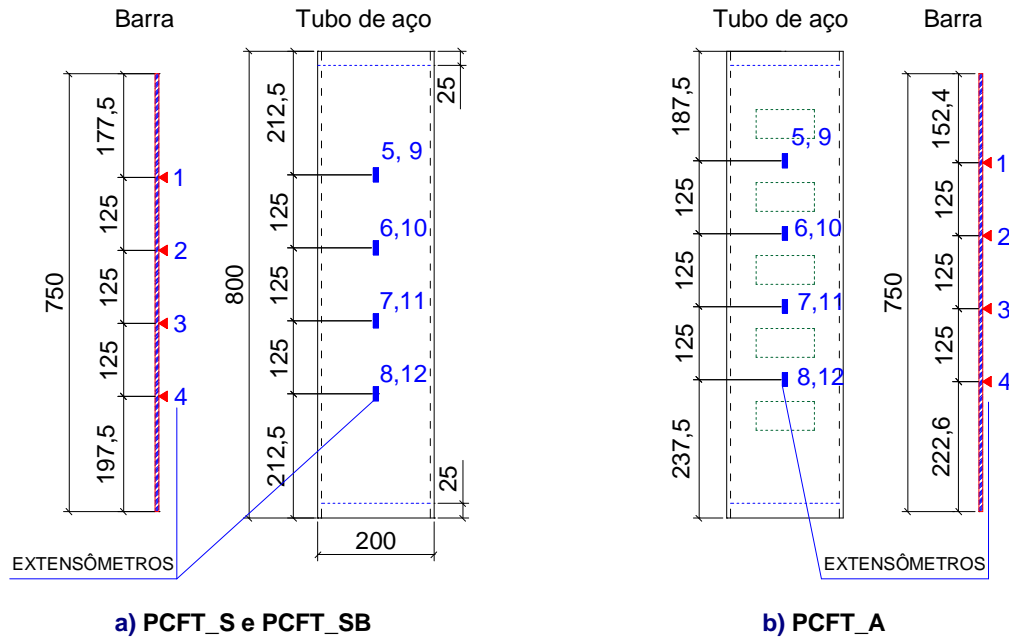


Figura 4.10: Posicionamento dos extensômetros nas barras imersas no concreto e nos tubos de aço – *Série Piloto*

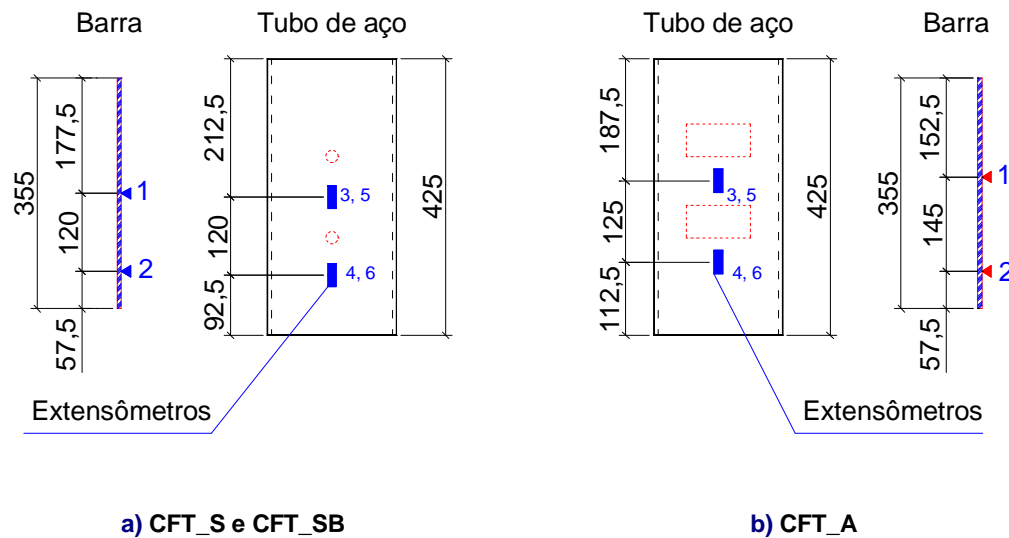


Figura 4.11: Posicionamento dos extensômetros nas barras imersas no concreto e nos tubos de aço – *Série 1*

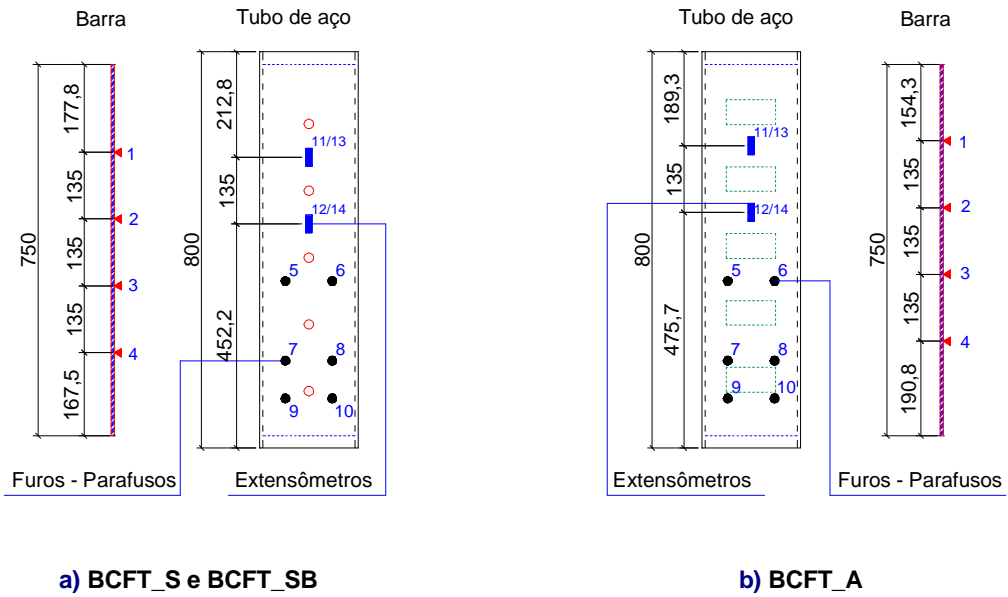


Figura 4.12: Posicionamento dos extensômetros nas barras imersas no concreto e nos tubos de aço – Série 2

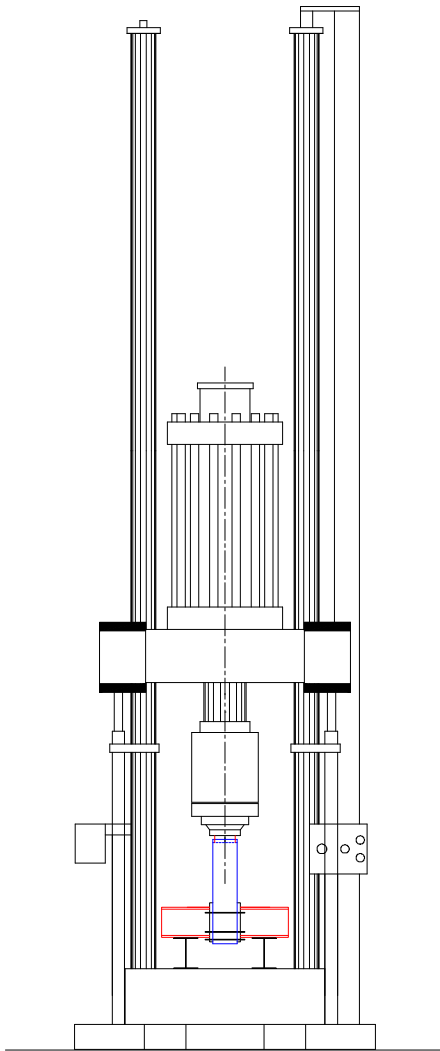
4.6- Instrumentos e equipamentos empregados

A Tabela 4.3 relaciona os equipamentos e instrumentos para o registro dos deslocamentos e deformações utilizados no Programa Experimental:

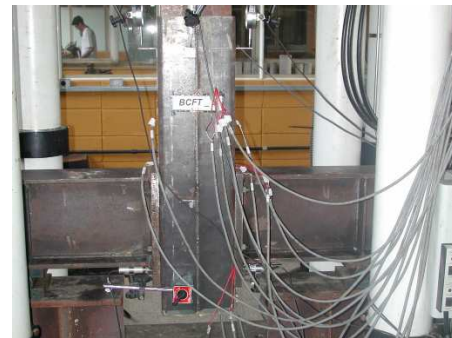
Tabela 4.3 - Instrumentos de medição utilizados nos ensaios

Instrumento	Modelo	Função	Fabricante	Propriedades
Sistema de aquisição de dados por extensometria	System 5000 Program Power-up	Coleta e gravação automática de dados	Measurements Group	-
Extensômetros elétricos de resistência	Uniaxiais encapsulados KM 30-120	Medição das deformações no concreto e aço	KYOWA	GF=1,8
Transdutores de deslocamento	-	Medição de deslocamentos	KYOWA	-
Máquina de ensaio servo-hidráulica, com controle digital por computador	Modelo 8506	Aplicação de força	INSTRON	Controle de deslocamento do pistão

Os ensaios foram realizados na Máquina de Ensaio servo-controlada, Modelo 8506 da fabricante INSTRON, com controle digital por computador, que permite a aplicação de forças com controle de deslocamento do atuador. Tal máquina tem capacidade para aplicar até 2500 kN de força estática. A Figura 4.13 ilustra a máquina de ensaios e o esquema de ensaio adotado na *Série 2*.



a) Ilustração da máquina de ensaios INSTRON 8506 com o modelo da Série 2 posicionado



b) Modelo BCFT_S durante ensaio

Figura 4.13: Máquina INSTRON e esquema de ensaio da Série 2

4.7- Dosagem do concreto

O concreto empregado no preenchimento dos modelos tinha resistência à compressão média de 50 MPa, aos sete dias de idade. Obteve-se esse concreto através de estudo experimental baseado no roteiro proposto por HELENE & TERZIAN (1992), que propõe a racionalização da dosagem visando à obtenção de traços mais econômicos e que atendam às condições de resistência e durabilidade requeridas em suas utilizações.

A dosagem experimental se mostrou necessária em virtude da grande variação encontrada nas propriedades mecânicas dos materiais constituintes do concreto: cimento, agregado miúdo e agregado graúdo, que influencia a trabalhabilidade do concreto fresco e a resistência do concreto endurecido.

Para comprovar a variação dessas propriedades, preparou-se certo volume de concreto – usado em DE NARDIN (2003) – que tinha consumo de cimento de 520 kg/m³, e traço em massa na proporção 1 : 1,15 : 2,10, com relação água/cimento igual a 0,4 e adição de 0,3% de aditivo superplastificante - GLENIUM 51 - DEGUSSA. Com este traço, esperava-se obter concreto com resistência à compressão de 50 MPa, aos 7 dias. Obteve-se, porém, concreto de resistência de 65,8 MPa aos 3 dias, 32% superior à prevista.

O procedimento completo para a obtenção do concreto usado no programa experimental está descrito no APÊNDICE.

4.7.1- Insumos para a dosagem do concreto

Os insumos utilizados na preparação do concreto foram os seguintes:

- **Cimento:** CP-V ARI PLUS fabricado pela Holcim-Ciminas, por proporcionar alta resistência inicial e permitir alcançar 50 MPa de resistência à compressão, aos sete dias de idade;
- **Aditivo superplastificante:** GLENIUM 51, fabricado pela Degussa, na proporção de 0,3% da massa de cimento, que possibilita a obtenção de alta trabalhabilidade e tempo mais prolongado de manipulação, com pequenas doses;
- **Água de amassamento:** proveniente da rede pública de abastecimento da cidade de São Carlos;

- **Agregado miúdo:** areia de origem quartzosa, doada pela Mineração Itaporanga, localizada no Município de São Carlos.
- **Agregado graúdo:** brita de origem basáltica, extraída da Pedreira Morada do Sol, Município de Araraquara.

4.7.2- Consumo de insumos

Após a execução do estudo experimental e análise dos resultados foi possível obter a dosagem correspondente às propriedades predefinidas: resistência à compressão de 50 MPa aos sete dias e abatimento do tronco de cone de 90 ± 10 mm. O traço individual obtido foi: 1: 2,2 : 2,8 : 0,43 (cimento : areia : brita : relação água/cimento), com adição de 0,3% de aditivo superplastificante GLENIUM 51. A Tabela 4.4 mostra o consumo de materiais para a produção de um metro cúbico de concreto.

Tabela 4.4 – Consumo de insumos - um metro cúbico de concreto

Consumo	Massa (kg/m ³)
Cimento	378,1
Areia	814,43
Brita	1057,55
Água	160,69
Superplastificante (0,3%)	1,13

4.8- Moldagem, adensamento e cura do concreto

Durante as séries, os pilares foram moldados na posição vertical e o adensamento foi executado mediante uso de vibrador de imersão. O lançamento do concreto foi feito em camadas, seguidas da introdução de vibrador para a obtenção do melhor adensamento possível, uma vez que essa é uma propriedade de grande relevância no valor da tensão de aderência na interface aço-concreto.

Ao alcançar o topo do modelo, interrompia-se por alguns minutos a concretagem para a retirada do suporte de fixação da barra instrumentada, retomando em seguida o lançamento e concluindo a moldagem. A regularidade da superfície de concreto era garantida através de alisamento com colher, para garantir que no ensaio ocorresse aplicação uniforme de força na seção de concreto. A Figura

4.14 ilustra o lançamento e adensamento do concreto, bem como o acabamento e aspecto final da superfície de concreto de um dos modelos ensaiados na *Série Piloto*.

A cura do concreto de preenchimento dos pilares foi realizada ao ar livre, protegendo-se a superfície do concreto com manta de espuma umedecida.



a) Lançamento do concreto



b) Adensamento do concreto



c) Acabamento da superfície de concreto



d) Aspecto final após acabamento

Figura 4.14: Concretagem, adensamento e acabamento da superfície de concreto dos modelos

De cada volume de concreto produzido nas séries, moldavam-se e adensavam-se em mesa vibratória nove corpos-de-prova para a obtenção das propriedades mecânicas do concreto.

A ruptura desses corpos-de-prova foi efetuada no dia dos respectivos ensaios e os valores dos módulos de elasticidade, resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral do concreto de preenchimento dos pilares são apresentados no Capítulo 5.

4.9- Procedimento de ensaio

Em todas as séries foram adotados os seguintes procedimentos para a execução dos ensaios:

a) Regularização da superfície de concreto através da colocação de pequena camada de areia fina, com o objetivo de alcançar aplicação uniforme da força na seção de concreto – Figura 4.15a;



a) Colocação de areia para regularização de superfície do concreto



b) Colocação de placa para aplicação de carregamento no concreto



c) Cantoneiras de apoio para os transdutores de deslocamento



d) Modelo da Série Piloto submetido a carregamento

Figura 4.15: Ilustrações das etapas realizadas nos ensaios de arrancamento

b) Posicionamento de placa de aço sobre a superfície de concreto para garantir aplicação de força apenas no concreto de preenchimento – Figura 4.15b;

c) Fixação de cantoneiras metálicas de apoio dos transdutores de deslocamento nas quatro faces dos perfis metálicos – Figura 4.15c;

d) Ligação dos extensômetros e transdutores através de cabos aos canais do módulo de aquisição de dados;

e) Escolha da velocidade de deslocamento, que nessa investigação foi de 0,005 mm/s;

f) Verificação do funcionamento dos instrumentos de leitura;

g) Aplicação da força;

h) Análise dos registros das forças, deslocamentos e deformações dos modelos;

i) Fim do ensaio através da interrupção da aplicação da força, seguida de descarregamento.

A interrupção da aplicação da força ocorria quando se atingia deslocamento relativo de aproximadamente 17 mm, valor esse adotado em função da geometria dos modelos ensaiados.

CAPÍTULO 5

Apresentação e análise de resultados

5.1- Introdução

Este capítulo traz a apresentação e a análise dos resultados obtidos na investigação experimental. Tais resultados compreendem as propriedades mecânicas do tubo de aço, cantoneiras e do concreto do núcleo dos modelos e as leituras de extensômetros e transdutores empregados durante os ensaios.

Os resultados dos ensaios de arrancamento são apresentados na forma de gráficos *força x escorregamento*, deformações medidas pelos extensômetros fixados na face externa do tubo de aço e na barra imersa no núcleo de concreto e distribuição de força axial para o tubo de aço e o núcleo de concreto.

A análise dos gráficos está dividida em quatro tópicos: Série Piloto, Série 1 e Série 2, onde se comentam os resultados obtidos em cada série e análise comparativa entre as séries, no último tópico. A Tabela 5.1 reúne algumas as características dos modelos submetidos aos ensaios de arrancamento.

Tabela 5.1- Características dos modelos ensaiados

Modelo		Conectores
Série	Designação	
Série Piloto	PCFT _ S	-
	PCFT _ SB	Tipo pino-com-cabeça
	PCFT _ A	Cantoneiras
Série 1	CFT _ S	-
	CFT _ SB	Tipo pino-com-cabeça
	CFT _ A	Cantoneiras

Modelo		Conectores
Série	Designação	
Série 2	BCFT _ S	-
	BCFT _ SB	Tipo pino-com-cabeça
	BCFT _ A	Cantoneiras

5.2- Propriedades mecânicas dos materiais

As propriedades mecânicas do aço empregado nos perfis que compõem as seções dos tubos, das cantoneiras usadas como dispositivos de transferência de tensões na interface e do concreto de preenchimento dos modelos são apresentadas na Tabela 5.2.

O valor da resistência à compressão, f_{cm} , é resultado da multiplicação dos valores encontrados nos ensaios dos corpos-de-prova com dimensões de 10 cm x 20 cm por um coeficiente de modificação, que resulta do produto de outros três:

$$K_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \quad (5.1)$$

onde:

$k_{mod,1}$: considera o acréscimo de resistência do concreto após 28 dias de idade;

$k_{mod,2}$: leva em conta a influência das dimensões do corpo-de-prova. Para corpos-de-prova com dimensões de 10 cm x 20 cm, esse coeficiente tem o valor de 0,90;

$k_{mod,3}$: considera o efeito deletério de ações de longa duração. Este coeficiente pode ser considerado igual a 0,75 nos estados limites últimos de solicitações normais, conforme FUSCO (1995).

Desse modo, para as condições de ensaio realizado aos 28 dias, em corpos-de-prova de 10 cm x 20 cm e sob carregamento de curta duração:

$$K_{mod} = 1,0 \times 0,9 \times 1,0 = 0,9$$

$$f_{cm} = 0,9 \cdot f_c \quad (5.2)$$

O valor do módulo de elasticidade do aço, E_s , não foi determinado experimentalmente; adotou-se o valor de 20500 kN/cm², recomendado pela norma NBR 8800:2003.

Tabela 5.2- Propriedades mecânicas dos materiais

ELEMENTO	t (mm)	A_c (cm ²)	A_s (cm ²)	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	$f_{t,D}$ (MPa)	f_y (MPa)	E_c (MPa)
PCFT_S								
PCFT_SB	6,3	351,2	47,8	56,7	51,0	4,2	219,76	34340
PCFT_A								
CFT_S								
CFT_SB	6,3	351,20	47,8	53,40	48,06	3,76	253,26	33250
CFT_A								
BCFT_S								
BCFT_SB	6,3	351,20	47,80	59,07	53,16	3,38	253,26	36560
BCFT_A								
Cantoneira L 50x6,3 (Série Piloto)	6,3	-	5,65	-	-	-	454,03	-

5.3- Análise dos resultados da *Série Piloto*

5.3.1- Escorregamento do concreto – *Série Piloto*

Os modelos da *Série Piloto* foram projetados com o objetivo de explorar o procedimento de ensaio a ser empregado nos demais ensaios. O comportamento *força x escorregamento* dos três modelos ensaiados nesta série pode ser observado na Figura 5.1a.

As curvas revelam que os três modelos apresentaram grande rigidez nos primeiros estágios de carregamento, antes de a força máxima ser alcançada. Atingida a força máxima, o modelo sem elementos internos de aço (PCFT_S) sofreu um decréscimo de força para o valor aproximado de 125 kN - detalhe na Figura 5.1b; deste ponto até o fim do ensaio os deslocamentos aumentaram sob força aproximadamente constante. Isto evidencia o escorregamento do núcleo de concreto em relação ao tubo de aço.

Os trechos ascendentes nas curvas da Figura 5.1 revelam que a adição de dez conectores ou cantoneiras, espaçados de 125 mm contribui para o aumento da

força máxima aplicada no concreto e para uma redução considerável no escorregamento relativo. Os registros que forneceriam dados para compor os trechos descendentes ou pós-pico dos modelos com conectores (PCFT_SB) e com cantoneiras (PCFT_A) foram perdidos por problemas de leitura nos equipamentos.

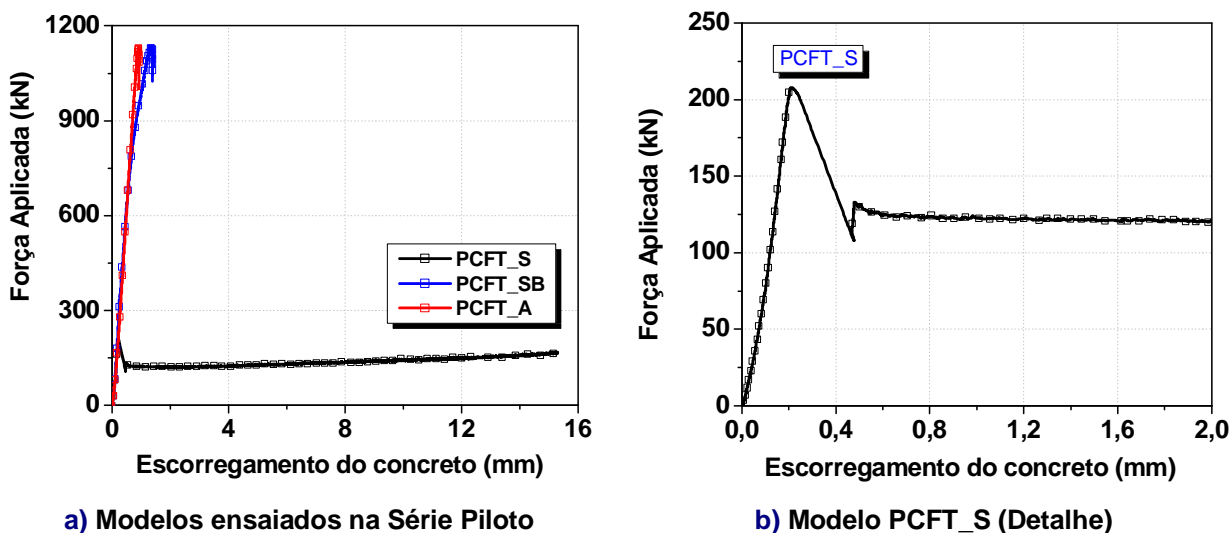


Figura 5.1: Comportamento *força x escorregamento* – *Série Piloto*

Com relação aos mecanismos de transferência de tensões de cisalhamento ao longo da interface aço-concreto, a adesão ou aderência química foi identificada no modelo sem nenhum elemento de transferência (PCFT_S). A adesão ocorre nos primeiros estágios de carregamento, sendo rompida quando se inicia o escorregamento relativo aço-concreto, que correspondeu à aplicação da força máxima de 209 kN. Após a perda da adesão, a resistência na interface é garantida pela ocorrência da aderência mecânica e por atrito, que proporcionam a manutenção de forças aproximadamente constantes com aumento nos deslocamentos relativos aço-concreto.

5.3.2- Deformação axial nos materiais – *Série Piloto*

O comportamento das deformações axiais nos componentes da seção mista é mostrado na Figura 5.2. As leituras foram feitas por extensômetros posicionados conforme ilustrado nas Figuras 5.2e e 5.2f. As curvas mostram os registros feitos pelos extensômetros 6 e 8 fixados na face externa do tubo de aço e pelos extensômetros 2 e 4 do concreto. A partir das leituras de deformação axial é possível

avaliar a transferência de forças entre o núcleo de concreto e o tubo de aço. Nos primeiros estágios de carregamento, as deformações do concreto e do tubo nos três modelos são semelhantes. A partir de aproximadamente 7%, 10% e 20% da força máxima, respectivamente para os modelos PCFT_S, PCFT_SB e PCFT_A, as deformações no tubo de aço aumentam substancialmente, indicando a sollicitação axial dos tubos de aço e mostrando a transferência de tensões.

A Figura 5.2b mostra a contribuição dos conectores tipo pino com cabeça na transferência de tensões de cisalhamento (Modelo PCFT_SB). Como os extensômetros 4 e 8 estão posicionados logo abaixo do conector, as deformações axiais no concreto e no tubo de aço nesse ponto indicam, desde os primeiros estágios de carregamento, a contribuição dos conectores. Nesta posição, as deformações no núcleo de concreto e no tubo de aço são semelhantes até que seja atingido 10% da força máxima. Para forças maiores, a deformação no tubo de aço aumenta consideravelmente. Nota-se também que as deformações axiais no ponto 8 são superiores às registradas no ponto 6, evidenciando a transferência de tensões de cisalhamento ao longo da interface.

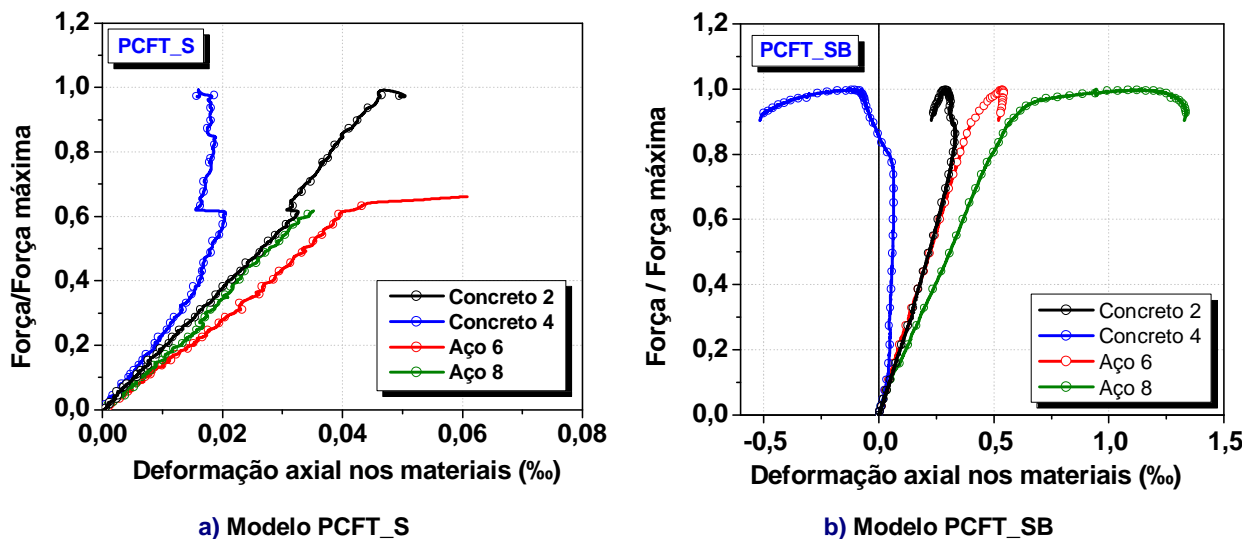
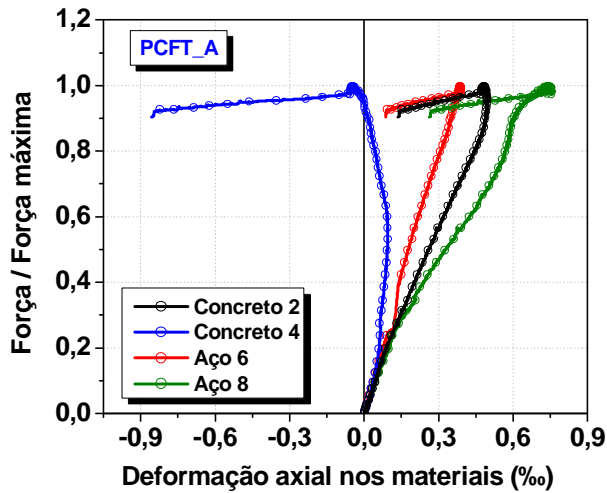
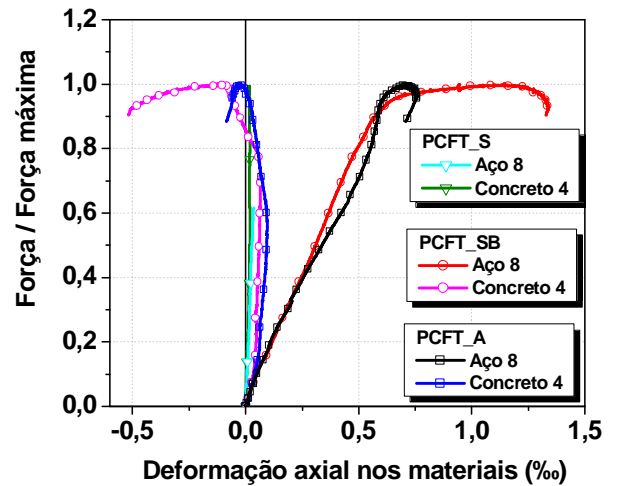


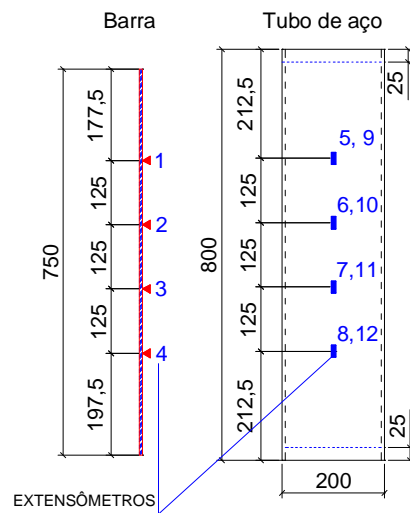
Figura 5.2: Comportamento das deformações axiais nos elementos de aço e de concreto – Série Piloto



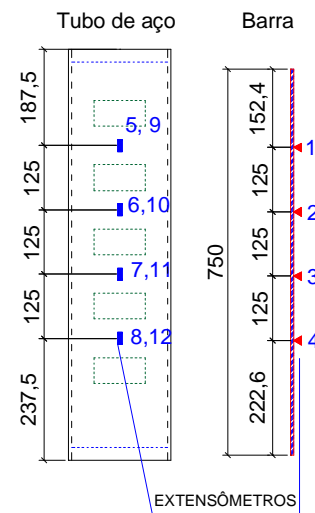
c) Modelo PCFT_A



d) Todos os modelos ensaiados



e) PCFT_S e PCFT_SB



f) PCFT_A

Figura 5.2: Comportamento das deformações axiais nos elementos de aço e de concreto – Série Piloto (continuação)

A Figura 5.2c permite avaliar a contribuição das cantoneiras na transferência de tensões (PCFT_A). O comportamento das deformações axiais é semelhante ao do modelo PCFT_SB: após ser atingido 20% da força máxima as deformações no tubo de aço tornam-se maiores que as registradas no concreto; neste caso também se verifica deformações maiores no ponto 8 comparativamente as do ponto 6, comprovando, também para este modelo, a transferência de tensões ao longo do comprimento.

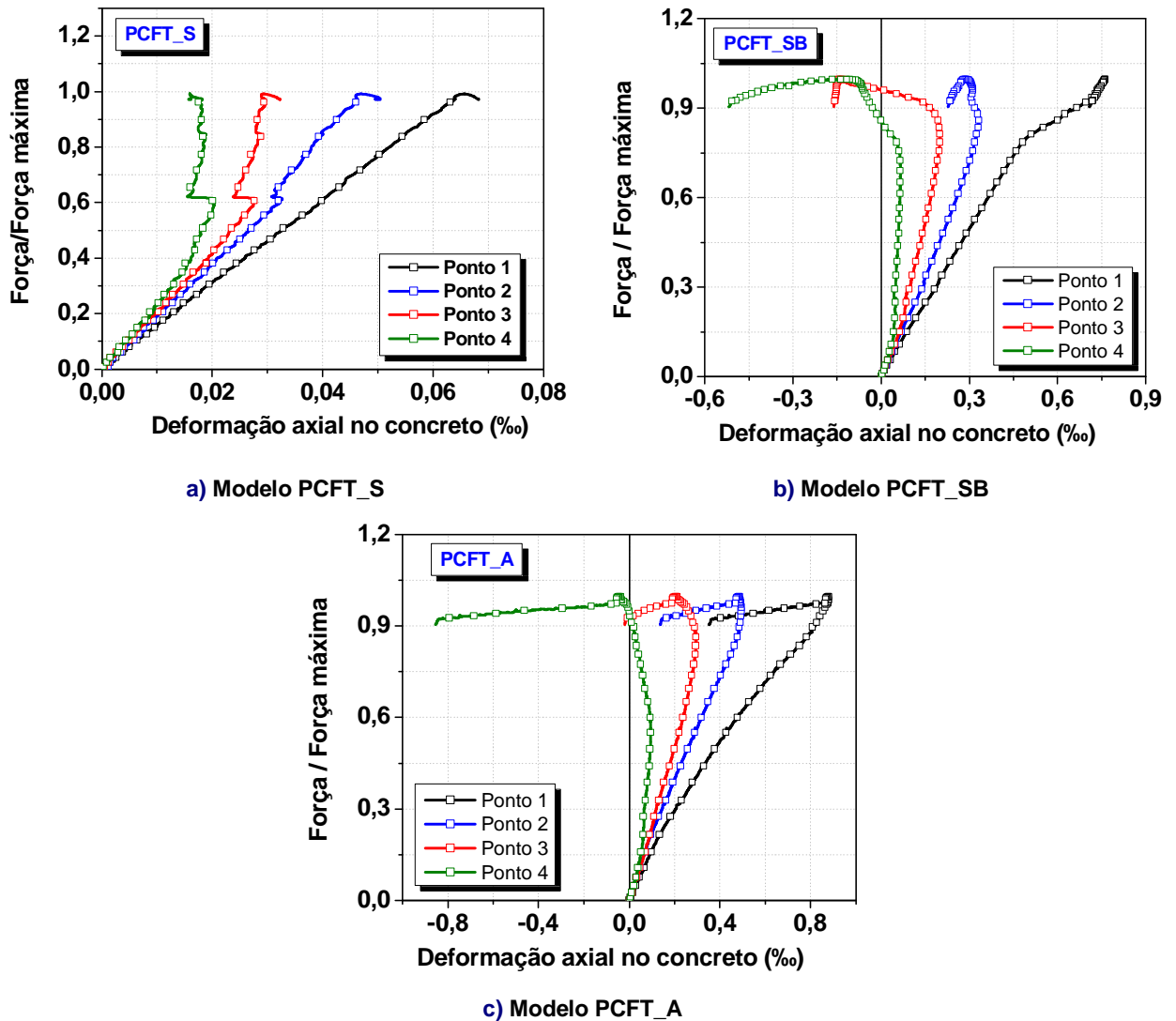


Figura 5.3: Comportamento das deformações axiais no concreto – Série Piloto

Ao efetuar a comparação entre os três modelos da Série Piloto – Figura 5.2d – comprova-se a eficiência dos conectores e cantoneiras como dispositivos de transferência de forças do núcleo de concreto para o tubo de aço, pois é perceptível a diferença nas deformações axiais nesses modelos. Não é possível estabelecer nessa série qual dos dois elementos de aço, conector ou cantoneira, foi o mais eficiente na transferência das tensões de aderência.

Os registros obtidos pelos extensômetros fixados nas barras permitiram traçar o comportamento das deformações axiais no concreto, mostrado na Figura 5.3. Nota-se pelo decréscimo das deformações axiais, do extensômetro 1 ao extensômetro 4, que ocorre a transferência de tensões tanto no modelo sem elementos internos de aço quanto nos pilares com conectores e com cantoneiras.

5.3.3- Distribuição de forças – *Série Piloto*

A distribuição de forças entre os elementos da seção mista ao longo do comprimento dos modelos foi obtida considerando a força aplicada no núcleo de concreto e as deformações axiais registradas pelos extensômetros. As medidas de deformação axial no tubo de aço foram transformadas em tensões considerando relações lineares entre tensão e deformação:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s = \frac{F_s}{A_s} \rightarrow F_s = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s \quad (5.3)$$

sendo ε_s a deformação axial medida pelos extensômetros posicionados no tubo de aço, E_s o módulo de elasticidade do aço tomado igual a 20500 kN/cm^2 e A_s a área do tubo de aço.

A Figura 5.4 apresenta os diagramas de distribuição de forças ao longo do comprimento nos modelos da *Série Piloto*. Foram traçadas curvas para 25%, 50%, 75% e 100% da força máxima aplicada, sendo que a origem do eixo das abscissas corresponde à extremidade onde é aplicado o carregamento no concreto, as divisões de escala são os pontos do tubo de aço onde foram fixados os extensômetros e entre esses pontos foi considerada variação linear.

A distribuição de forças ao longo do comprimento do modelo sem elemento interno de aço, PCFT_S, pode ser observada na Figura 5.4a. Nota-se que para baixos níveis de força aplicada, apenas 10% das tensões é transferida do concreto para o tubo de aço de no comprimento de 0 a 1,0 L. Vencida a adesão, as tensões passam de um material ao outro ao longo de todo o comprimento; para força máxima aplicada, no ponto correspondente a 0,73L, 98% das tensões são transferidas do concreto para o tubo de aço.

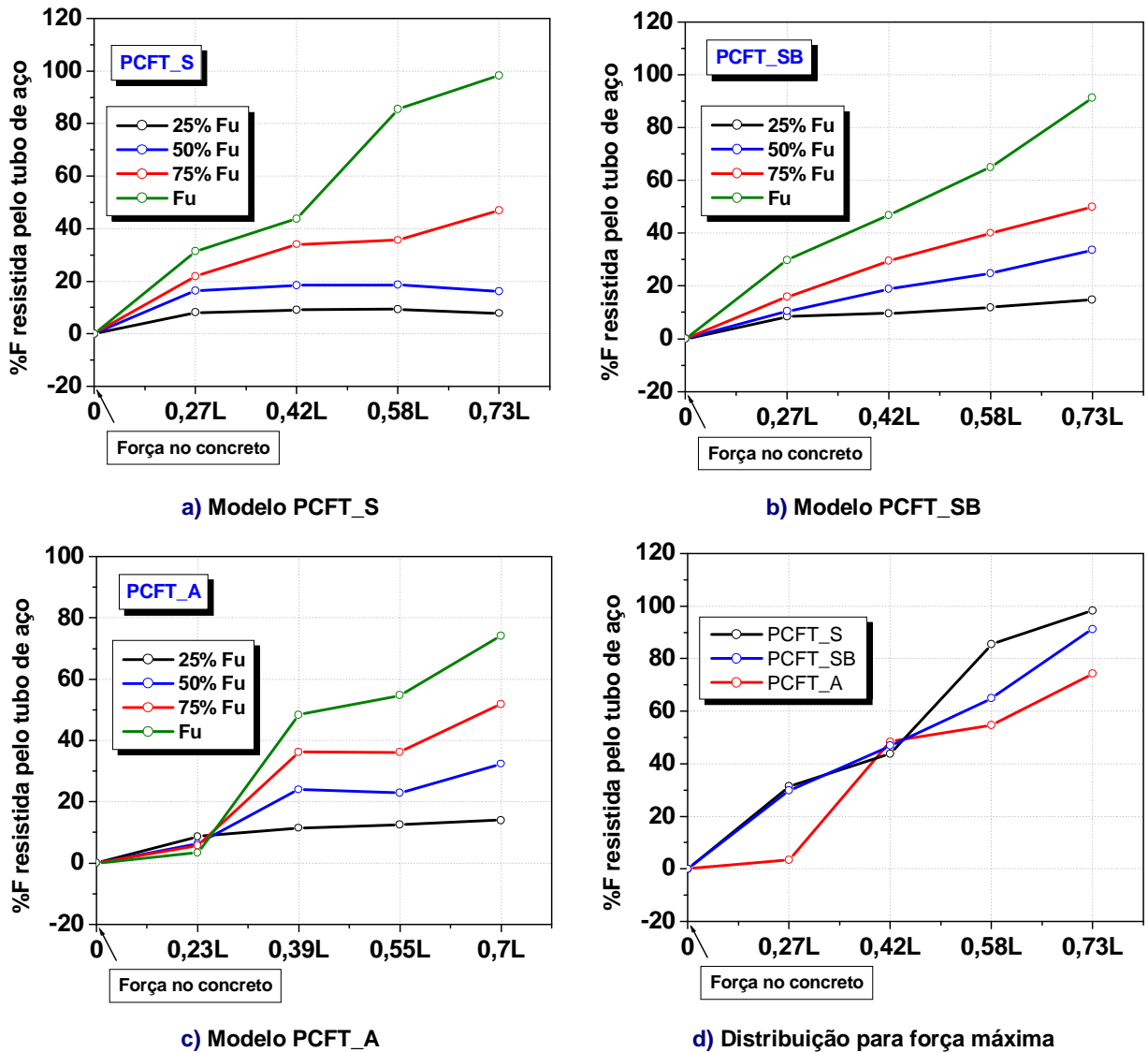


Figura 5.4: Distribuição de forças ao longo do comprimento do modelo – *Série Piloto*

Para o modelo com conectores (PCFT_SB), as curvas evidenciam a contribuição dos conectores tipo pino com cabeça na transferência das tensões, principalmente nos pontos correspondentes a 0,58L e 0,73L, para 25% e 50% da força máxima aplicada. As curvas correspondentes a 75% e a 100% da força máxima mostram distribuição uniforme de força ao longo do comprimento do modelo - Figura 5.4b.

No modelo PCFT_A, a transferência de tensões ocorreu próxima à extremidade inferior do tubo de aço, como mostra a Figura 5.4c. Nota-se que as curvas são mais inclinadas nas extremidades do pilar e aproximadamente horizontais entre 0,39L e 0,55L, o que comprova a concentração de tensões no

concreto na extremidade submetida a carregamento e no tubo de aço, no extremo inferior do modelo.

É importante observar que, entre 0,23 L e 0,39 L, ocorre grande variação na força resistida pelo tubo de aço. O ponto correspondente a 0,23 L está localizado logo abaixo da primeira linha de cantoneiras e o ponto correspondente a 0,39 L, logo abaixo da segunda linha de cantoneiras. A variação na força transferida para o tubo de aço leva a concluir que apenas uma linha de cantoneiras não é suficiente para promover a transferência efetiva de esforços, pois apenas 10% destes foram transferidos. Por outro lado, na segunda linha de cantoneiras, aproximadamente 50% da força máxima aplicada no núcleo de concreto foi transferida para o tubo de aço. Portanto, a eficiência na transferência de esforços depende do número de elementos de transferência utilizados.

A Figura 5.4d ilustra a comparação entre as distribuições de forças nos três modelos ensaiados, para força máxima aplicada. Conclui-se das curvas que a distribuição de tensões é mais efetiva no modelo com cantoneiras, PCFT_A, pelo fato de a área de influência da cantoneira mobilizar um volume maior de concreto.

5.3.4- Configurações finais dos modelos – Série Piloto

Algumas fotos dos ensaios da *Série Piloto*, bem como as configurações finais dos modelos são mostradas na Figura 5.5. O modelo PCFT_S apresentou deslocamento relativo aço-concreto de aproximadamente 16 mm para força máxima aplicada de 209 kN; o escorregamento do concreto no interior do tubo de aço é mostrado na Figura 5.5d. A presença de conectores e cantoneiras reduziu bastante o escorregamento do concreto: 1,38 mm e 1,27 mm, respectivamente, para força máxima aplicada.

Observaram-se grandes ondulações nas faces externas dos tubos de aço próximas às bases dos modelos – Figuras 5.5e e 5.5f. Considerando-se a resistência ao escoamento do aço ($f_y=219,76$ MPa) empregado nas chapas que formam os tubos dos modelos PCFT_SB e PCFT_A, encontra-se, para força de escoamento do tubo de aço, o valor de aproximadamente 1050 kN, que é semelhante aos valores de força máxima aplicada nesses modelos. Conclui-se daí, que o fator limitante nos ensaios com conectores tipo pino com cabeça e cantoneiras foi a resistência do tubo de aço. Logo, o escoamento do tubo de aço na extremidade inferior ocorreu antes que fosse atingida a resistência de aderência na interface aço-concreto. Sendo

assim, não foi possível determinar a força máxima resistida pela interface quando foram acrescentados conectores de cisalhamento ou cantoneiras.

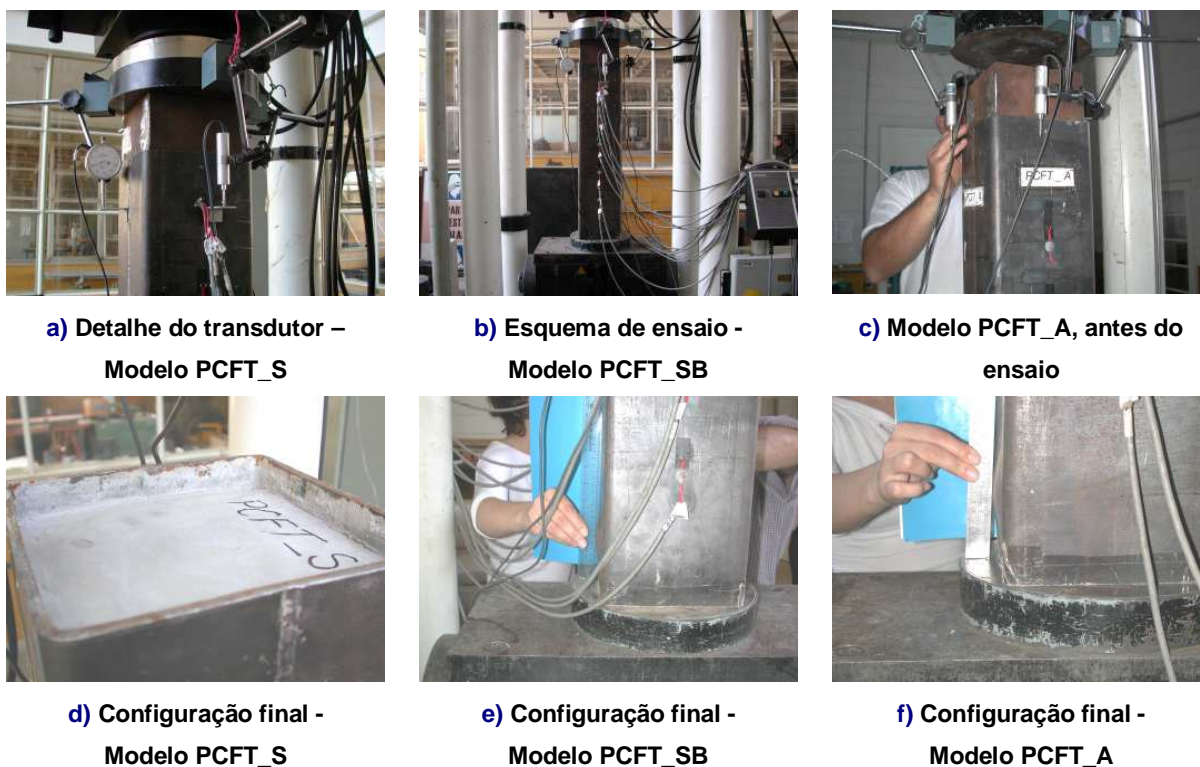


Figura 5.5: Fotos dos ensaios e configuração final dos modelos - *Série Piloto*

Como não foi possível determinar a força máxima resistida pela interface aço-concreto quando foram acrescentados conectores de cisalhamento ou cantoneiras, uma nova série foi elaborada - *Série 1* - tendo, como principal diferença em relação à *Série Piloto*, a redução do comprimento do modelo e o número de elementos de transferência. Detalhes sobre essa nova série são apresentados no item a seguir.

5.4- Análise dos resultados da *Série 1*

A *Série 1* se diferencia da *Série Piloto* pelo comprimento dos modelos, $L=425$ mm e pela quantidade de elementos de aço fixados nas faces internas dos tubos. O modelo sem elementos internos de aço foi designado CFT_S, com quatro conectores tipo pino com cabeça, chamado de CFT_SB e com quatro cantoneiras, identificado por CFT_A. Foram mantidos os mesmos espaçamentos entre

conectores e entre cantoneiras, tendo sido alterados apenas os comprimentos dos modelos em relação à série anterior.

5.4.1- Escorregamento do concreto – Série 1

O comportamento *força x escorregamento do concreto* para os modelos da Série 1 pode ser observado na Figura 5.6. Verifica-se que os conectores de cisalhamento e as cantoneiras contribuem no aumento da força máxima, reduzem o escorregamento correspondente e modificam o comportamento *força x escorregamento do concreto*, tanto no trecho ascendente quanto no trecho descendente ou pós-pico.

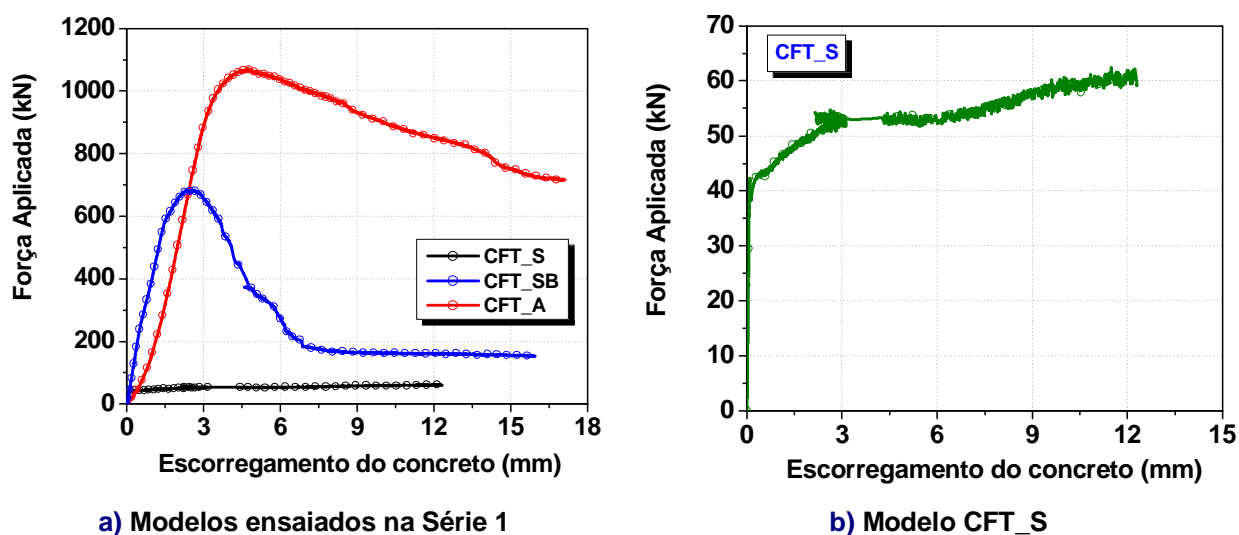


Figura 5.6: Comportamento *força x escorregamento* – Série 1

No trecho ascendente, as curvas correspondentes aos modelos CFT_SB e CFT_A apresentam rigidez semelhante, embora o modelo com cantoneiras apresente rigidez levemente inferior. No trecho descendente ocorrem diferenças bastante significativas, pois no modelo CFT_S, uma vez iniciado o escorregamento, este evolui sem grandes variações na força aplicada - Figura 5.6a.

No modelo CFT_SB ocorre acréscimo nos valores de escorregamento com perda de força aplicada até que seja atingido um patamar, que correspondeu a aproximadamente 160 kN. Após isso, há aumento gradual de escorregamento sem perda significativa no valor da força aplicada.

O mesmo comportamento não foi verificado para o modelo CFT_A, pois não ocorre o referido patamar. Atingida a força máxima, há perda de resistência ao escorregamento com conseqüente aumento nos valores de escorregamento do concreto.

Apenas o modelo sem nenhum elemento de aço, CFT_S, apresentou o comportamento mostrado em detalhes na Figura 5.6b. Foi possível identificar a parcela de adesão, que contribui para transferência de tensões de cisalhamento no trecho inicial de carregamento. A adesão foi rompida quando se iniciou o escorregamento relativo concreto-aço e ocorreu para uma força aplicada de aproximadamente 42 kN. Após a perda da adesão, verifica-se um trecho em que predomina a aderência mecânica, caracterizada pela transferência uniforme de tensões de cisalhamento ao longo do comprimento do tubo. A parcela de aderência por atrito, que está normalmente associada a variações na distribuição de forças nas curvas *força x escorregamento do concreto* foi de difícil identificação no modelo sem nenhum conector, como ilustrado na Figura 5.6b.

Nos modelos CFT_SB e CFT_A, a mobilização da aderência por atrito é visível nas variações do trecho pós-pico das curvas *força x escorregamento do concreto* – Figura 5.6a. O mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento para conectores tipo pino com cabeça resulta na curva *força x escorregamento do concreto* para o modelo CFT_SB, Figura 5.6a. No trecho pós-pico, é possível perceber claramente a mobilização da aderência mecânica pelos conectores. Como a área de influência dos conectores é pequena, há perdas significativas de aderência, constatadas pelas variações no trecho pós-pico da curva.

Por outro lado, no modelo com cantoneiras a área de influência destes elementos mobiliza um volume maior de concreto e resulta em rotações das cantoneiras e distorções do tubo de aço. Tais rotações e distorções resultam numa parcela significativa do mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento e no considerável aumento da força máxima aplicada.

5.4.2- Deformação axial nos materiais – Série 1

O comportamento das deformações axiais nos componentes da seção mista é mostrado na Figura 5.7. As leituras foram feitas a 212,5 mm e a 332,5 mm da extremidade em que é aplicada a força no núcleo de concreto. Nos primeiros estágios de carregamento, o núcleo de concreto do modelo CFT_S apresenta

deformações maiores que as registradas no tubo de aço - Figura 5.7a. Nesta fase, até 42 kN de força aplicada, ainda não foi rompida a aderência por adesão; uma vez vencida a aderência por adesão, surgem deformações consideravelmente maiores no tubo de aço, indicando que os mecanismos de transferência por aderência mecânica e por atrito foram mobilizados, Figura 5.7a.

A partir da Figura 5.7b, é possível estudar a contribuição dos conectores tipo pino com cabeça na transferência de tensões de cisalhamento (modelo CFT_SB). Como o primeiro extensômetro está posicionado abaixo do primeiro conector, as deformações axiais no concreto e no tubo de aço a 212,5 mm da extremidade carregada indicam, desde os primeiros estágios de carregamento, a contribuição dos conectores. Nesta posição, as deformações no núcleo de concreto e no tubo de aço são semelhantes até que seja atingido 45% da força máxima. Para forças maiores, a deformação no tubo de aço aumenta substancialmente, conforme Figura 5.7b.

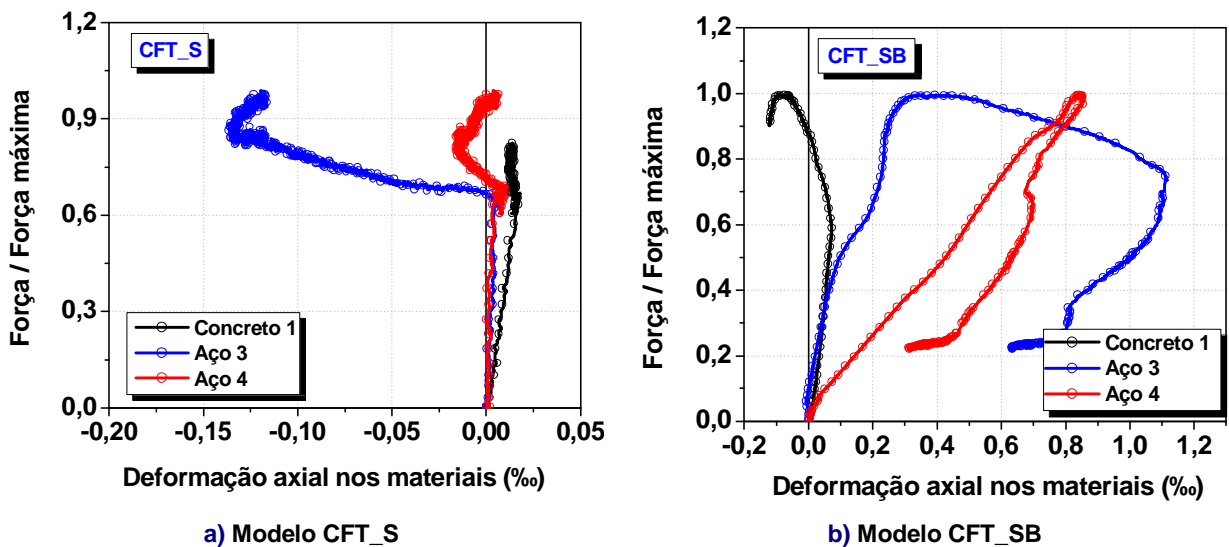


Figura 5.7: Comportamento das deformações axiais nos elementos de aço e de concreto – Série 1

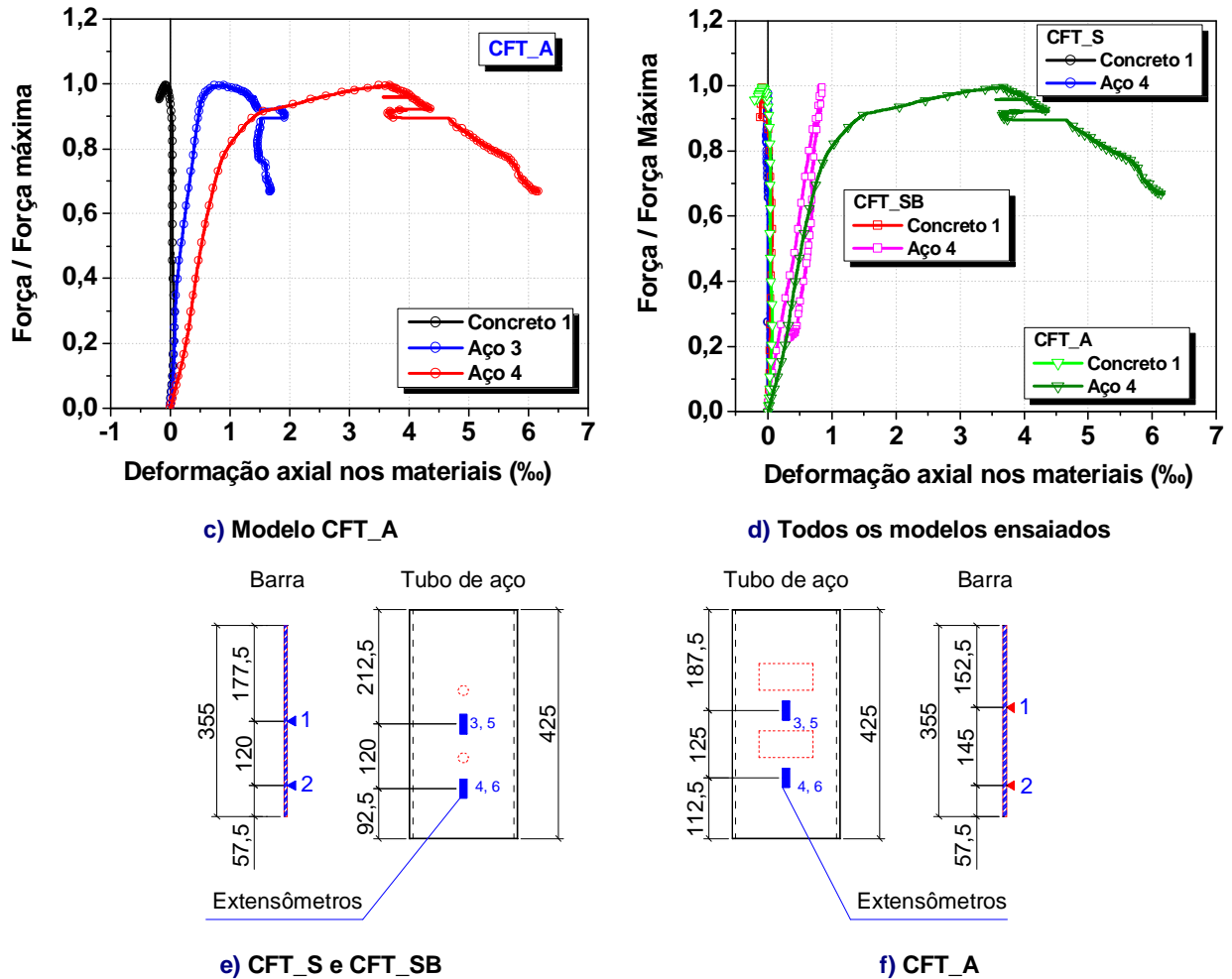


Figura 5.7: Comportamento das deformações axiais nos elementos de aço e de concreto – Série 1 (continuação)

No ponto distante 332,5 mm da extremidade carregada, desde o início do carregamento as deformações no tubo de aço são muito superiores àquelas registradas no núcleo de concreto, indicando que houve transferência da força aplicada – aço 4 na Figura 5.7. Ao comparar as deformações nos modelos CFT_S e CFT_SB, se percebe a eficiência dos conectores de cisalhamento, pois as deformações registradas no modelo sem conectores são muito pequenas e indicam que não houve transferência significativa de forças concreto-aço neste caso.

A contribuição das cantoneiras para o mecanismo de transferência de esforços pode ser observada na Figura 5.7c, modelo CFT_A. Semelhante ao que ocorreu no modelo com conectores, no ponto distante 187,5 mm da extremidade carregada, até 40% da força máxima, tubo de aço e concreto apresentam deformações semelhantes. No ponto a 312,5 mm da extremidade carregada, a

transferência de tensões ocorre desde o início do carregamento e são observadas deformações consideráveis no tubo de aço.

Ao comparar as deformações para os três modelos ensaiados, como ilustra a Figura 5.7d, percebe-se que o modelo CFT_A apresenta deformações no tubo de aço bem superiores às registradas nos demais modelos. Portanto, as cantoneiras são uma excelente alternativa para promover a transferência de tensões de cisalhamento entre o núcleo de concreto e o tubo de aço de pilares preenchidos de seção quadrada.

5.4.3- Distribuição de forças – Série 1

A distribuição de forças ao longo do comprimento dos modelos ensaiados na Série 1 pode ser observada na Figura 5.8. O modo como as tensões são transferidas ao longo da interface aço-concreto varia em função do tipo de elemento de aço usado na interface. Quando não há nenhum elemento (modelo CFT_S, Figura 5.8a), a transferência de tensões para o tubo de aço ocorre apenas quando a força aplicada corresponde a uma parcela considerável da força máxima; isto ocorre quando é vencida a aderência por adesão.

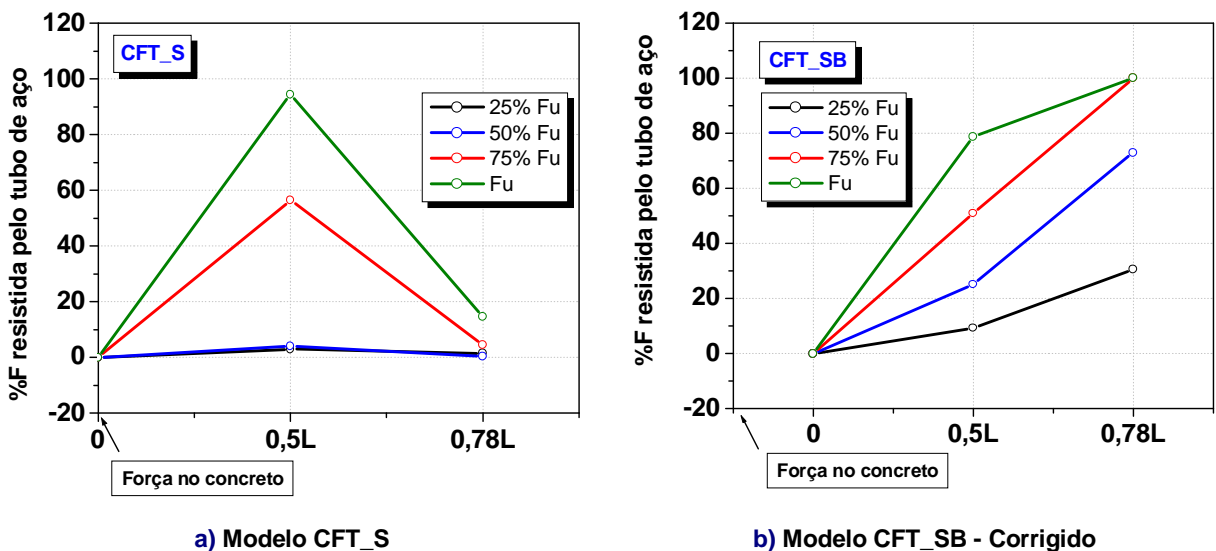


Figura 5.8: Distribuição de forças ao longo do comprimento do modelo – Série 1

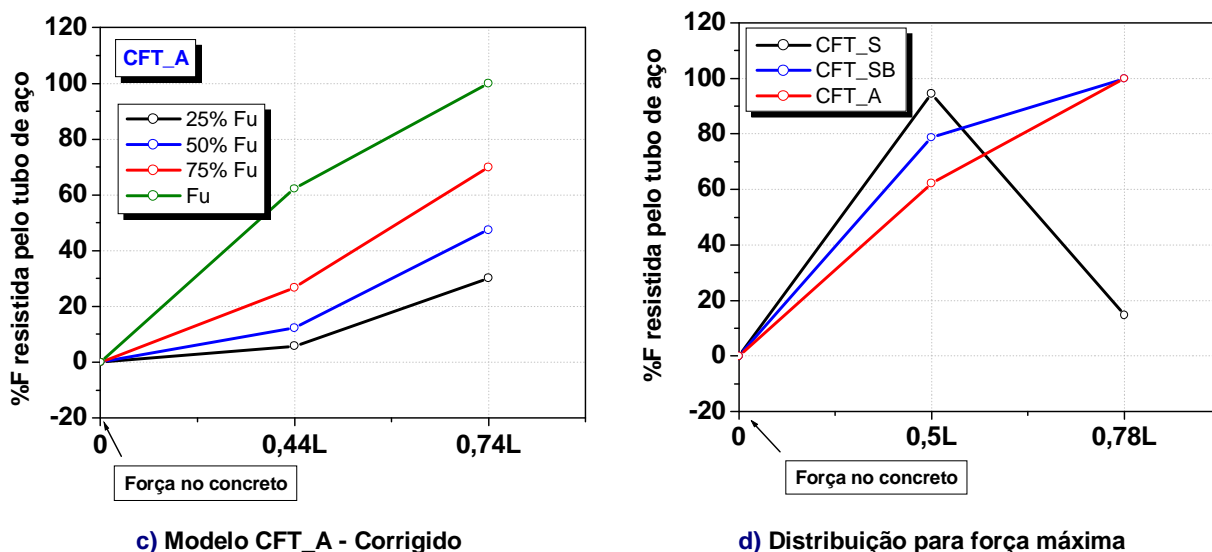


Figura 5.8: Distribuição de forças ao longo do comprimento do modelo – Série 1 (continuação)

O emprego de conectores de cisalhamento (modelo CFT_SB, Figura 5.8b) melhora consideravelmente a transferência de tensões, tanto que, abaixo da primeira linha de conectores, a 212,5 mm da extremidade carregada, 80% da força aplicada no núcleo de concreto é transferida para o tubo de aço. No ponto distante 332,5 mm da extremidade carregada, correspondente a 0,78L, foram registradas no tubo de aço, deformações que fazem a força resistida por esse componente, F_s , superar a força máxima aplicada. Isso porque ocorrem grandes deformações no tubo de aço na região próxima ao conector, exatamente onde está posicionado o extensômetro. No modelo com cantoneiras, CFT_A (Figura 5.8c) isto fica ainda mais evidente e tais deformações puderam ser observadas durante o ensaio.

Em função daqueles registros, foram feitas correções nas Figuras 5.8b e 5.8c para que as curvas de distribuição de forças, para força máxima aplicada, apresentassem como valores máximos de *%F resistida pelo tubo de aço*, 100% do carregamento aplicado, como forma de tornar possível a comparação com as curvas do modelo CFT_S (Figura 5.8a). São mostradas na Figura 5.9 as distribuições de forças ocorridas nos modelos CFT_SB e CFT_A, sem as correções.

Um panorama geral da distribuição de forças ao longo do comprimento dos elementos ensaiados, para força máxima aplicada, é mostrado na Figura 5.8d, onde é visível a contribuição de conectores e cantoneiras para a transferência de tensões.

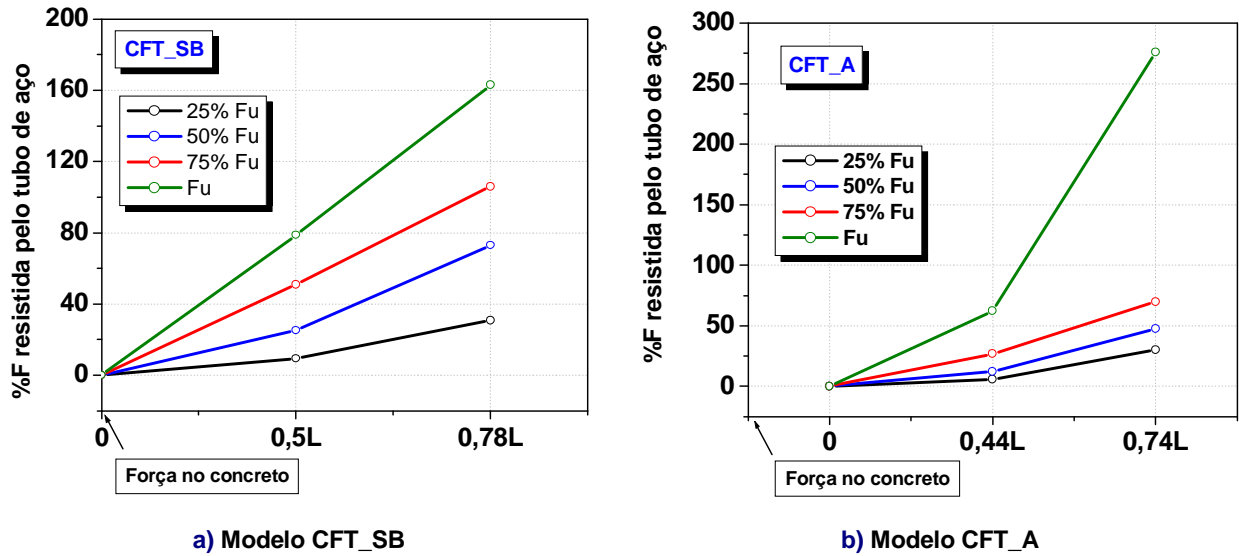


Figura 5.9: Distribuição de forças ao longo do comprimento do modelo (Dados originais) – *Série 1*

5.4.4- Configuração final dos modelos – *Série 1*

Algumas fotos dos ensaios e a configuração final dos modelos ensaiados são mostradas na Figura 5.10. No modelo sem elementos internos de aço (Figura 5.10c) ocorreu deslocamento relativo aço-concreto e este atingiu cerca de 12 mm quando a força máxima foi atingida. No modelo com conectores de cisalhamento também ocorreu deslocamento relativo, mas, para a força máxima, este deslocamento foi de aproximadamente 2 mm. Depois de encerrado o ensaio, o deslocamento relativo aço-concreto era visível assim como as pequenas ondulações na superfície externa do tubo de aço, na região dos conectores, como ilustrado na Figura 5.10d.

A presença das cantoneiras reduziu bastante o escorregamento do núcleo de concreto e, depois de atingida a força máxima, a perda de resistência ao escorregamento foi gradual. Concluído o ensaio, foi verificada a presença de grandes ondulações nas faces externas do tubo de aço, na região das cantoneiras, situação mostrada na Figura 5.10e.

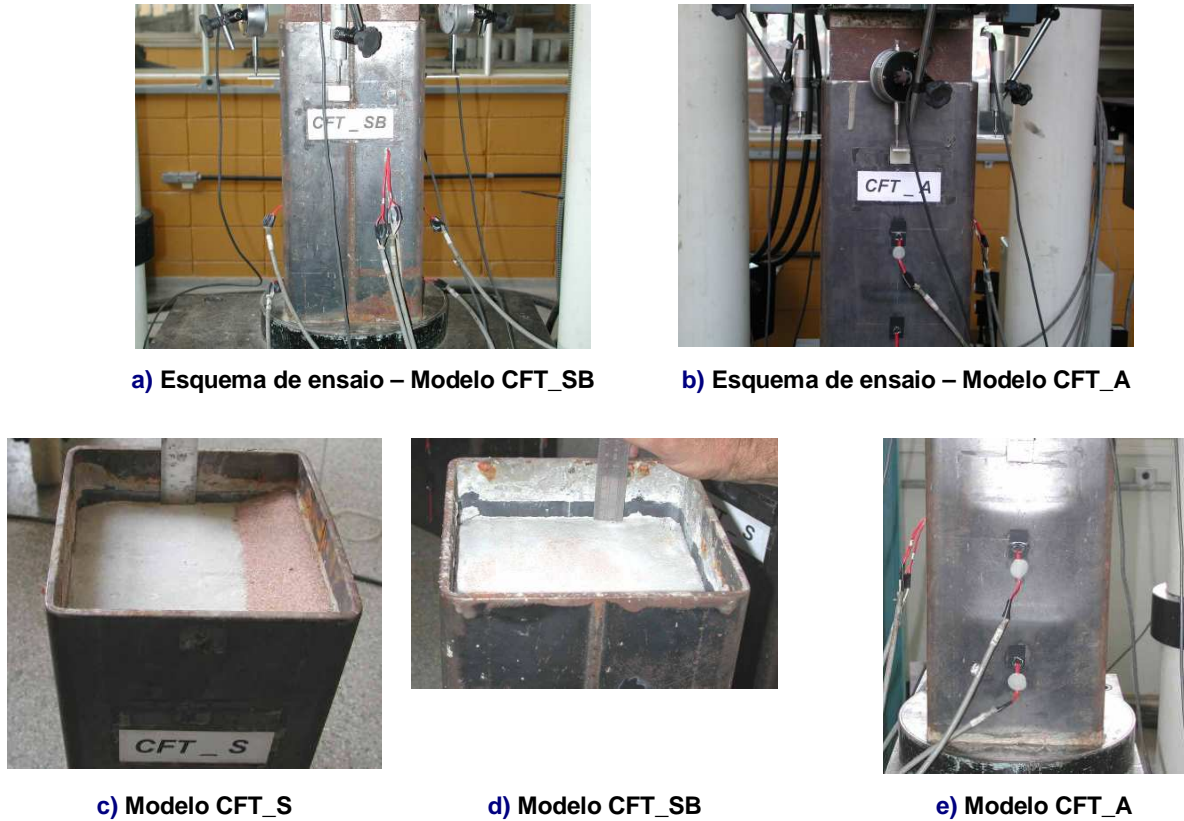


Figura 5.10: Esquema de ensaio e configuração final dos modelos - *Série 1*

5.5- Análise dos resultados da *Série 2*

A *Série 2* se diferencia da *Série Piloto* pela introdução de elementos para simular ligação e pela instrumentação adotada. A Figura 5.11 mostra o esquema de ensaio e de instrumentação adotados na *Série 2*. O modelo sem elementos internos de aço foi designado BCFT_S, com dez conectores tipo pino com cabeça, chamado de BCFT_SB e com dez cantoneiras, identificado como BCFT_A.

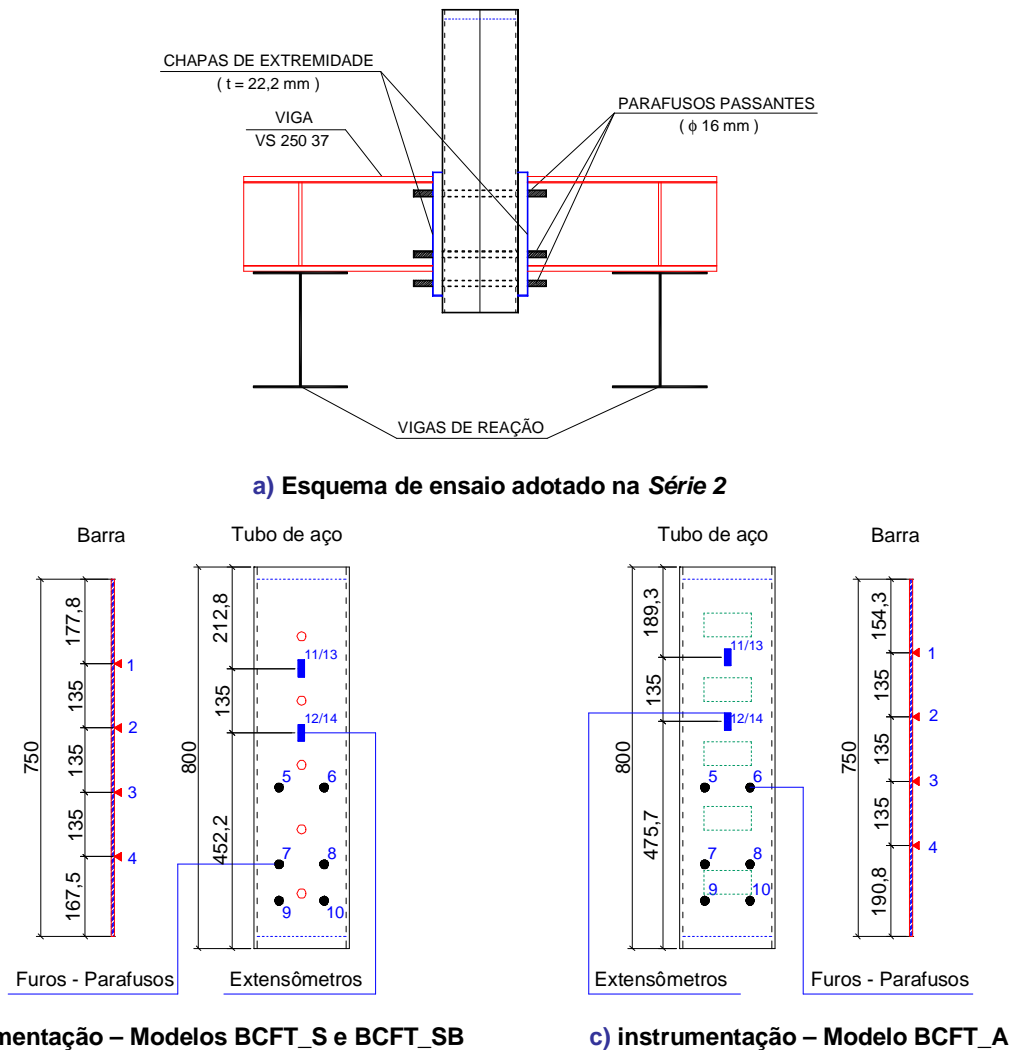


Figura 5.11: Esquema de ensaio e de instrumentação adotados na Série 2

5.5.1- Escorregamento do concreto – Série 2

O comportamento *força x escorregamento do concreto* para os modelos da Série 2 pode ser observado na Figura 5.12. Verifica-se pelos trechos ascendentes das curvas que os conectores de cisalhamento e as cantoneiras aumentam a rigidez e reduzem o escorregamento do concreto. Obtiveram-se valores de escorregamento do concreto correspondente a força máxima de 0,75 mm, 0,28 mm 0,10 mm para os modelos BCFT_S, BCT_SB e BCFT_A, respectivamente, o que comprova a influência dos elementos de aço no comportamento *força x escorregamento*.

Os dados referentes aos trechos descendentes ou pós-pico foram desprezados devido a problemas nos registros efetuados pelos transdutores de

deslocamento. Desse modo, a interpretação do trecho descendente da curva *força x escorregamento* dos modelos da *Série 2* ficou prejudicada.

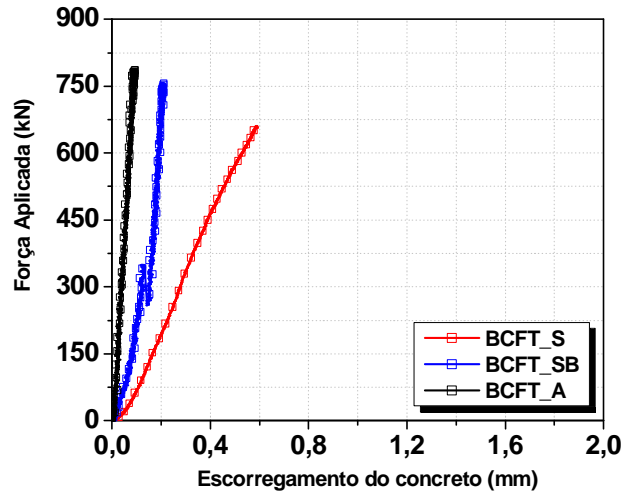
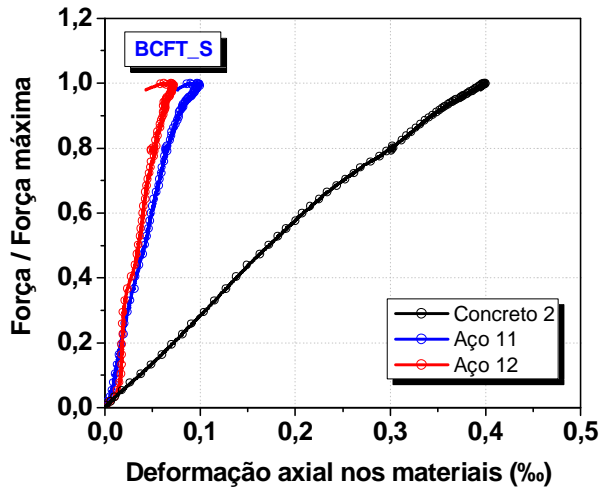


Figura 5.12: Comportamento *força x escorregamento* – *Série 2*

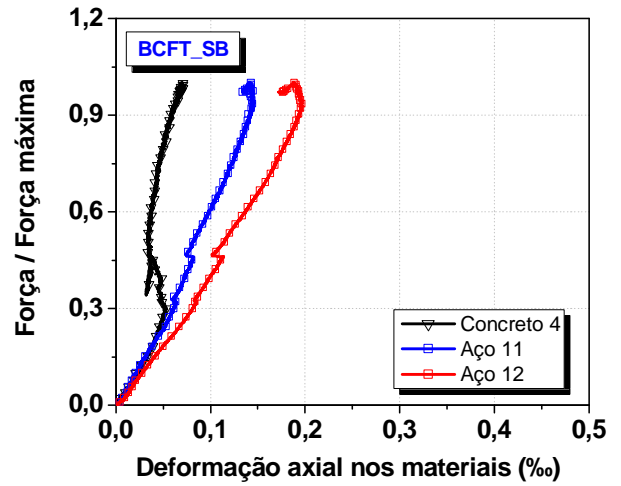
Com relação aos mecanismos de transferência de tensões de cisalhamento ao longo da interface aço-concreto, constata-se perda gradual de adesão no modelo BCFT_S e não se distinguem as parcelas de aderência mecânica e do atrito na resistência da interface.

5.5.2- Deformação axial nos componentes – *Série 2*

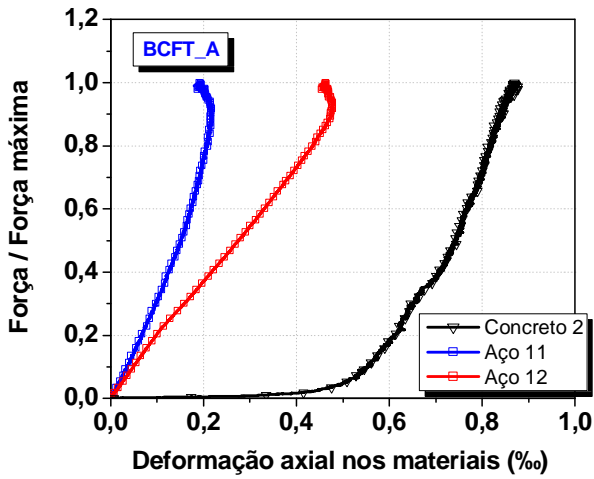
O comportamento das deformações axiais nos componentes da seção mista é mostrado na Figura 5.13. Os pontos (extensômetros) no tubo de aço e no concreto onde foram feitas as leituras podem ser vistos na Figura 5.13e e 5.13f. Nos modelos da *Série 2* foram fixados apenas dois extensômetros em cada face do tubo de aço, devido à interferência da chapa de extremidade da ligação. Sendo assim, foram acrescentados dois transdutores de deslocamento próximos à base dos modelos BCFT_S e BCFT_A, para medir a abertura entre a chapa de extremidade da ligação e o tubo de aço.



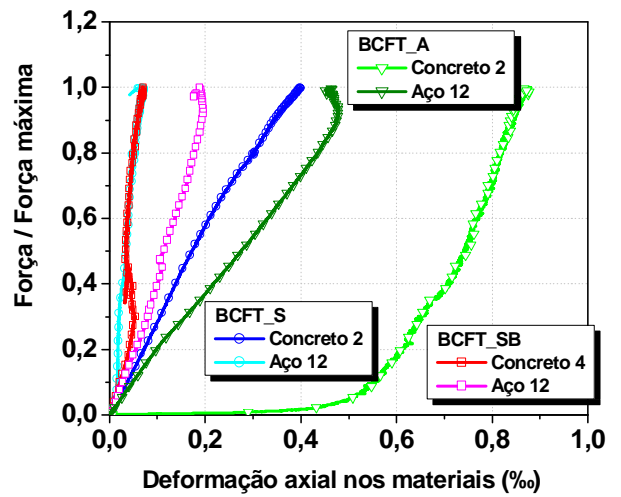
a) Modelo BCFT_S



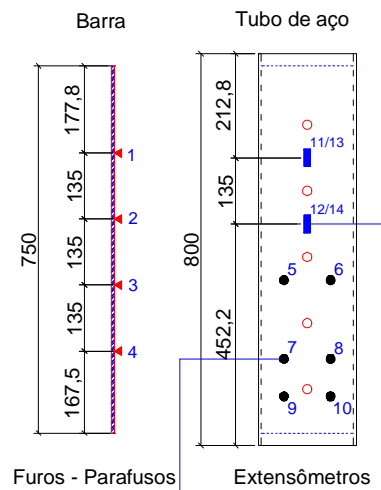
b) Modelo BCFT_SB



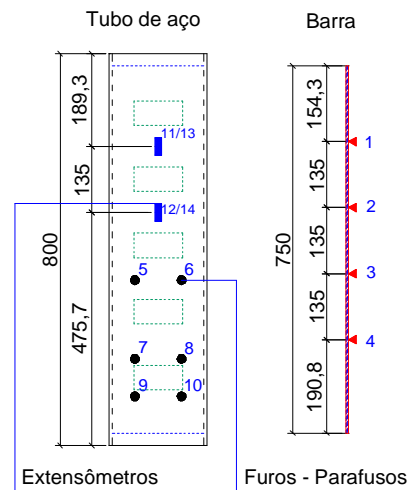
c) Modelo BCFT_A



d) Todos os modelos ensaiados



e) Instrumentação nos modelos BCFT_S e BCFT_SB



f) Instrumentação no modelo BCFT_A

Figura 5.13: Comportamento de deformações axiais nos elementos de aço e de concreto – Série 2

Em todos os estágios de carregamento, o núcleo de concreto do modelo BCFT_S (sem elementos internos de aço) apresenta deformações bastante superiores às registradas no tubo de aço (Figura 5.13a), evidência de que apenas uma pequena parte da força aplicada no núcleo de concreto foi transferida para o tubo de aço. Nota-se também que a deformação axial do tubo de aço nos pontos 11 e 12 são semelhantes, comprovação de que a transferência de forças concreto-aço ao longo da interface é pequena. Pela análise do comportamento das deformações axiais no modelo BCFT_S, não se distinguem as parcelas de aderência responsáveis pela resistência ao cisalhamento da interface aço-concreto.

A partir da Figura 5.13b, é possível estudar a contribuição dos conectores tipo pino com cabeça na transferência de tensões de cisalhamento (modelo BCFT_SB). Neste modelo, desprezaram-se os registros dos extensômetros E1, E2 e E3 inseridos no concreto devido a problemas de funcionamento. Portanto, a comparação entre as deformações axiais do tubo de aço e do concreto foi feita mediante registros dos extensômetros posicionados nos pontos 11 e 12, no aço e 4, no concreto.

As deformações axiais do ponto 12 foram maiores que as registradas no ponto 11, o que denota transferência de tensões ao longo do comprimento do tubo. Até que seja atingido 30% da força máxima aplicada, as deformações no concreto e no tubo são semelhantes; a partir daí as deformações no tubo de aço, tanto no ponto 11 quanto no ponto 12, aumentam consideravelmente, sendo mais significativas no ponto 12, situado abaixo de duas linhas de conectores – Figura 5.13b.

Na Figura 5.13c é ilustrado o comportamento das deformações axiais nos materiais para o modelo com cantoneiras – BCFT_A. As deformações no concreto são superiores às registradas no tubo de aço desde o princípio do carregamento, característica de menor parcela de tensões sendo transferida do concreto ao tubo de aço. Comparando as deformações nos dois pontos do tubo de aço, notam-se maiores valores para o ponto 12 em comparação com o ponto 11, o que denota que ocorreu transferência de tensões ao longo da interface, mesmo que tenha sido pequena.

As curvas da Figura 5.13d fornecem um panorama geral das deformações axiais nos três modelos da *Série 2*. A maior contribuição das cantoneiras na transferência das tensões de cisalhamento se faz notar pelas deformações mais expressivas registradas para o modelo BCFT_A. Portanto, também nesta série, onde

foi explorada a contribuição de elementos de aço na transferência de tensões de cisalhamento na região de ligação, as cantoneiras revelaram ser um eficiente dispositivo de transferência de tensões de cisalhamento concreto-aço.

O comportamento das deformações axiais no concreto, para os modelos sem elementos internos de aço e com cantoneiras é ilustrado na Figura 5.14. A partir das curvas para o modelo BCFT_S, é possível identificar o decréscimo das deformações da extremidade carregada à região da ligação. Este fato exprime a transferência de esforços do concreto aos parafusos da ligação, haja vista a pequena parcela de transferência para o tubo de aço.

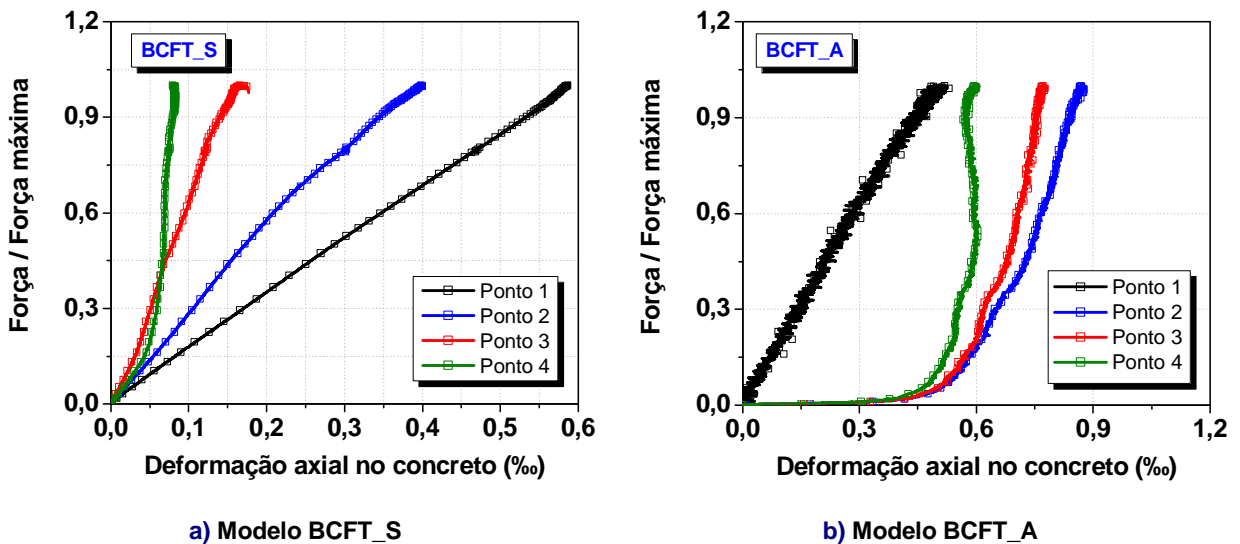


Figura 5.14: Comportamento de deformações axiais no concreto – *Série 2*

Na *Série 2*, foram empregados extensômetros para registrar as deformações axiais nos seis parafusos da ligação. No modelo BCFT_S (Figura 5.15a), as deformações nas duas linhas inferiores são semelhantes em todos os níveis de força. Os parafusos do modelo com conectores (BCFT_SB) apresentam pequenas deformações até 20% da força aplicada e a partir desse valor as deformações crescem consideravelmente, conforme mostrado na Figura 5.15b. Para a ligação com cantoneiras, registram-se deformações praticamente iguais nas duas linhas inferiores até aproximadamente 40% da força máxima e, deste ponto em diante, percebe-se maior solicitação da linha que corresponde às barras 9 e 10 (linha mais próxima da extremidade inferior).

A comparação entre o comportamento das deformações axiais nos parafusos para os três modelos da *Série 2* é apresentada na Figura 5.15d. Foram traçadas as curvas correspondentes às deformações na última linha de parafusos (parafusos 9 e 10). Nota-se semelhança de comportamento nos modelos BCFT_SB e BCFT_A, com mudança nas inclinações das curvas entre 20% e 40% da força máxima, sinal de que as tensões podem ter sido transferidas dos parafusos ao tubo de aço, o que não pôde ser comprovado. A semelhança de comportamento nos modelos com elementos internos de aço sinalizou para a possibilidade de os ensaios da *Série 2* terem sido limitados pela resistência ao cisalhamento dos parafusos da ligação.

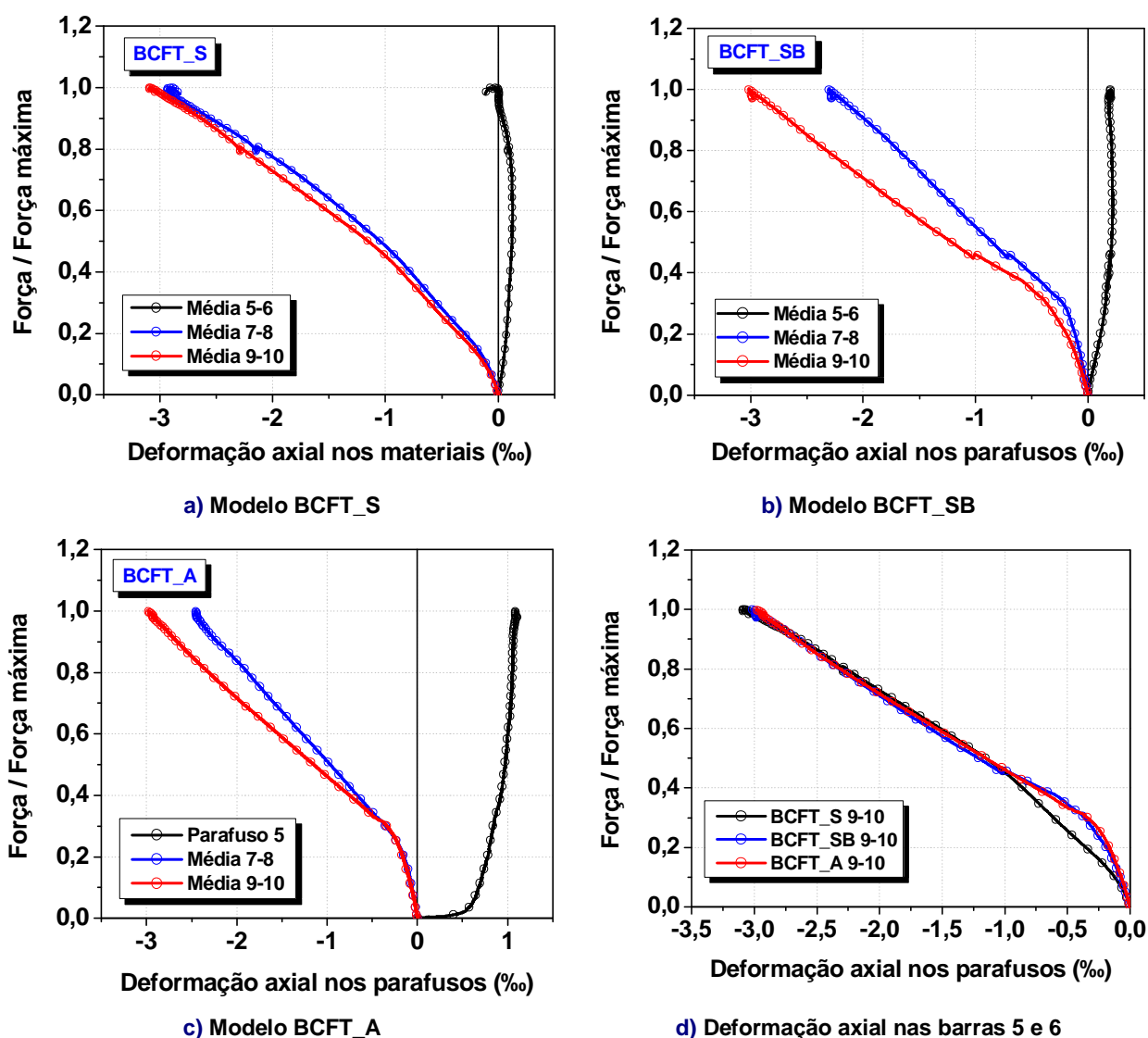


Figura 5.15: Comportamento das deformações axiais nas barras rosqueadas da ligação – *Série 2*

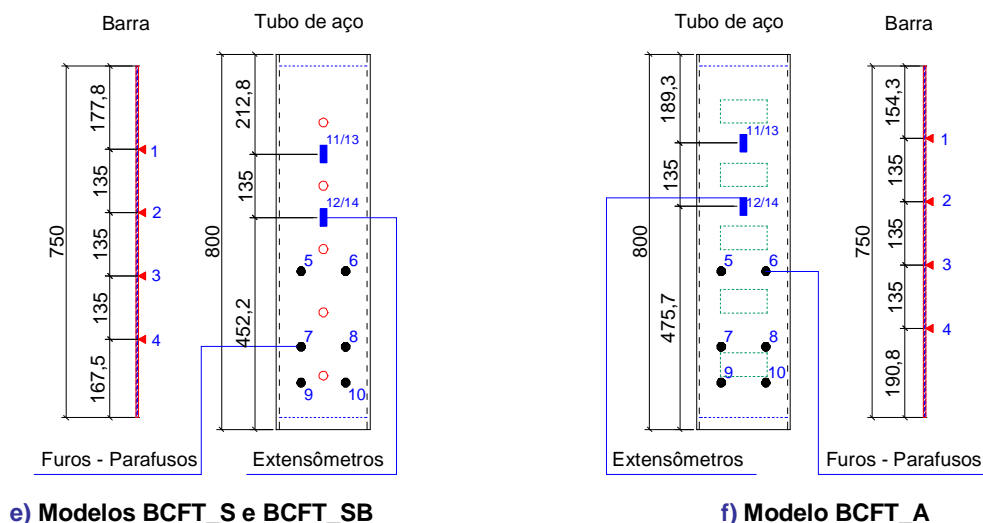


Figura 5.15: Comportamento das deformações axiais nas barras rosqueadas da ligação – Série 2 (continuação)

A verificação dos parafusos ao cisalhamento, segundo a NBR 8800:2003, forneceu valor de esforço resistente de cálculo de aproximadamente 764 kN (ou 127,3 kN por parafuso), considerando ligação por contato e rosca fora do plano de corte. Esse valor se aproxima dos valores de força máxima aplicada aos modelos da *Série 2*, o que comprova que a transferência de forças foi limitada pela resistência ao cisalhamento dos parafusos. Isto é, os parafusos da ligação sofreram ruptura ao cisalhamento antes que os mecanismos de transferência de tensões na interface fossem efetivamente mobilizados. Vale lembrar que a ligação adotada na investigação experimental se baseia na *Tipologia 1* explorada em DE NARDIN (2003), a menos do tipo de carregamento aplicado, que objetiva a obtenção de tensões de cisalhamento.

5.5.3- Distribuição de forças – Série 2

A Figura 5.16 mostra a distribuição de forças ao longo do comprimento dos modelos ensaiados na *Série 2*. No modelo sem elementos internos de aço (BCFT_S, Figura 5.16^a) ocorreu pequena transferência de tensões do concreto ao tubo de aço. As tensões são transferidas principalmente na região próxima ao ponto onde estão fixados os extensômetros E11 no tubo de aço e E1 no concreto; para força máxima aplicada, na região $0,27L$, cerca de 9,5% da força é transferida para o tubo de aço, o que confirma a baixa transferência de tensões de cisalhamento no modelo BCFT_S.

A distribuição de forças ao longo do comprimento para o modelo com conectores (BCFT_SB) está ilustrada na Figura 5.16b. As tensões, nesse modelo, passam do concreto ao tubo de aço ao longo de todo o comprimento do pilar, como pode ser comprovado pela configuração crescente das curvas. Tomando-se 75% da força máxima aplicada, na linha correspondente a 0,43L, 25% das tensões são transferidas ao tubo de aço, demonstração da contribuição dos conectores de cisalhamento no mecanismo de transferência de tensões.

Na Figura 5.16c é possível acompanhar a distribuição de forças ao longo do comprimento no modelo BCFT_A. Ocorre acréscimo na transferência, proporcional ao aumento da força aplicada ao longo de toda a interface, desde a extremidade carregada até o dispositivo de ligação. Para 25% de força máxima aplicada, aproximadamente 5% da força é transferida para o tubo de aço; em contrapartida, quando se considera carregamento máximo registra-se perto de 55% de força transferida ao tubo. A configuração mais inclinada das curvas em relação ao modelo com conectores (BCFT_SB) também é sinal de distribuição gradual das tensões de aderência ao longo da interface aço-concreto.

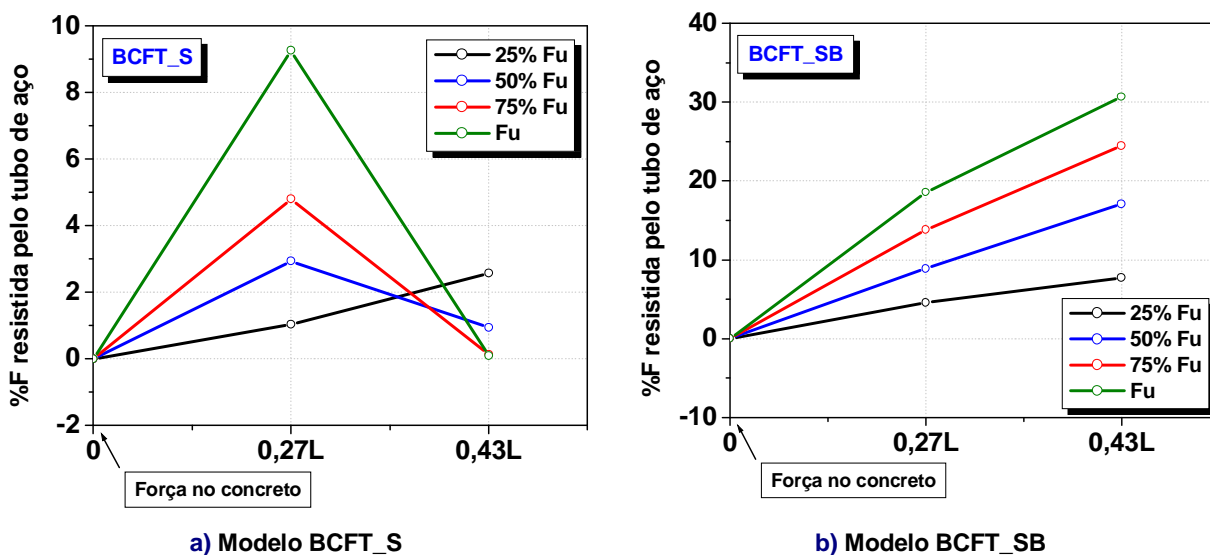


Figura 5.16: Distribuição de forças ao longo do comprimento do modelo – Série 2

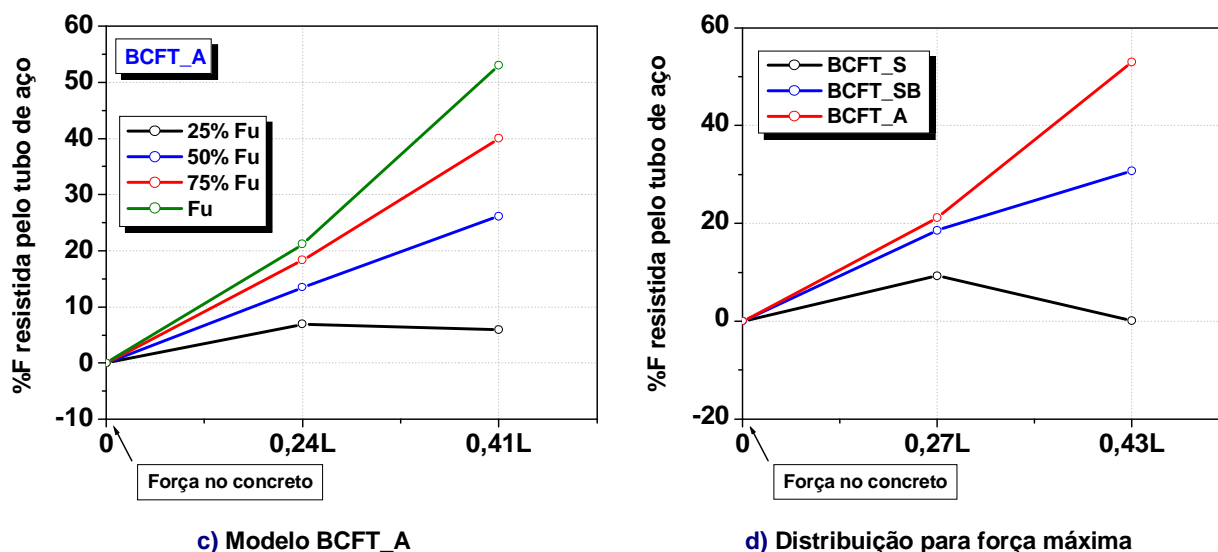


Figura 5.16: Distribuição de forças ao longo do comprimento do modelo – *Série 2* (continuação)

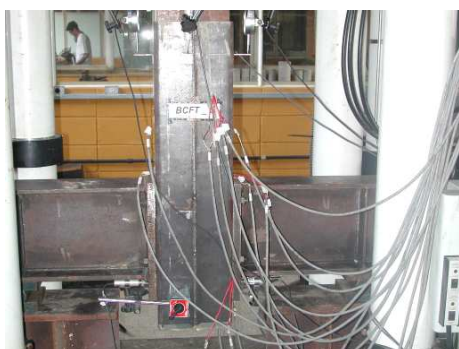
Um quadro geral da distribuição de forças para os três modelos ensaiados na *Série 2* é apresentado na Figura 5.16d. Por esse diagrama torna-se evidente a eficiência dos conectores e cantoneiras na transferência de tensões, principalmente quando se consideram níveis de força próximos da força máxima aplicada. Observa-se que nesses níveis de força as cantoneiras foram mais eficientes na transferência das tensões: aproximadamente 55% no modelo BCFT_A contra 30% no modelo com conectores.

5.5.4- Configuração final dos modelos – *Série 2*

A Figura 5.17 apresenta o esquema de ensaio e a configuração final dos modelos ensaiados na *Série 2*. Nesta série os escorregamentos do concreto foram relativamente pequenos, o que pode ser visto na Figura 5.17c. No modelo sem elementos internos de aço não foi notado deslocamento da chapa de extremidade em relação ao tubo, tal como ocorrido nos modelos com conectores e com cantoneiras. Para medir a abertura da região de ligação foram dispostos dois transdutores com as bases fixadas nos tubos de aço e as ponteiros medidoras posicionadas nas chapas de extremidade, conforme mostrado na Figura 5.17e.

O comportamento *força x abertura da região de ligação* para os modelos BCFT_S e BCFT_A são mostrados nas Figuras 5.18. A partir da análise das curvas para o modelo sem elementos internos de aço (Figura 5.18a) nota-se que até ser

atingido o valor aproximado de 100 kN, a ligação não apresenta abertura significativa. Para valores maiores de força aplicada, o deslocamento da chapa de extremidade cresce consideravelmente. O deslocamento referente à força máxima aplicada foi de aproximadamente 1,5 mm e no trecho pós-pico, houve acréscimo de deslocamentos sob carregamento constante.



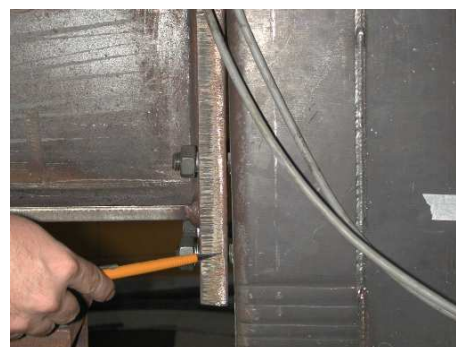
a) Esquema de ensaio – Modelo BCFT_S



b) Esquema de ensaio – Modelo BCFT_SB



c) Modelo BCFT_S



d) Modelo BCFT_SB



e) Modelo BCFT_A – Transdutor para medir a abertura da região de ligação

Figura 5.17: Configuração final dos modelos ensaiados na *Série 2*

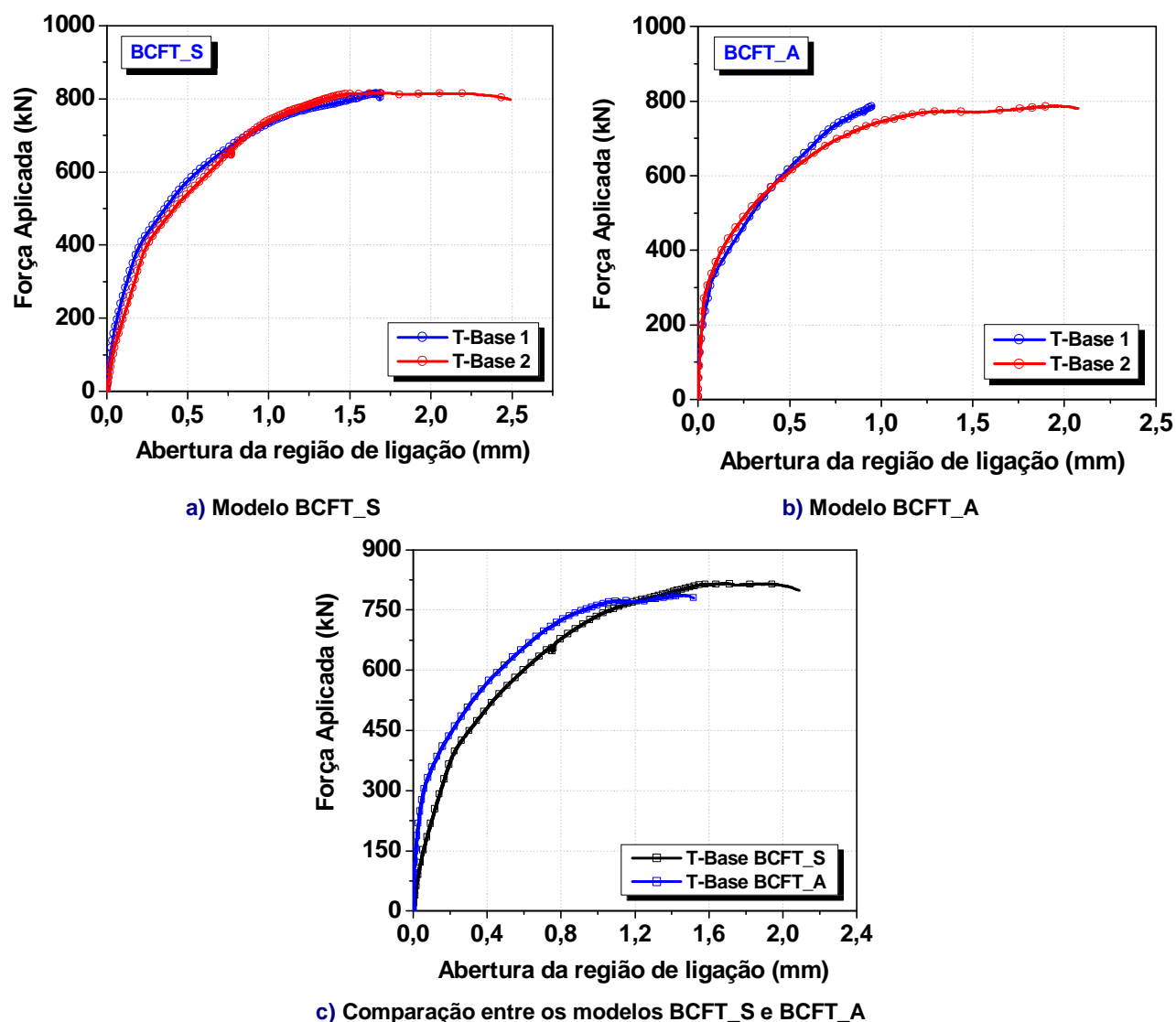


Figura 5.18: Comportamento força x abertura da região de ligação

A Figura 5.18b mostra as curvas obtidas a partir das leituras feitas pelos transdutores posicionados no modelo com cantoneiras (BCFT_A). A abertura da região de ligação é mínima até o valor de força de 300 kN, aproximadamente. Deste ponto em diante, o deslocamento chapa de extremidade/tubo de aço torna-se mais expressivo até ser atingido o valor aproximado de 1 mm, para a força máxima aplicada ($F_u=788$ kN).

A comparação entre os modelos sem conectores de cisalhamento e com cantoneiras é apresentada na Figura 5.18c. Os transdutores registraram deslocamentos semelhantes até o valor de força de 100 kN e, a partir desse nível de carregamento, o modelo BCFT_S apresentou abertura de ligação sempre superior

ao da apresentada pelo modelo com cantoneiras o que comprova a influência desses elementos nos modelos da *Série 2*.

Os resultados da *Série 2* não permitiram avaliar os mecanismos de transferência de tensões de aderência na interface. Com o objetivo de melhor representar o comportamento da interface aço-concreto, sugerem-se algumas adequações na tipologia de ligação, como por exemplo, a remoção dos trechos de viga e a aplicação de carregamento diretamente na chapa de extremidade.

5.6- Análise comparativa entre as séries

Esta seção apresenta comparações entre os resultados obtidos nas três séries de ensaios. São feitas análises dos valores de força máxima aplicada e escorregamento correspondente em cada série e representado o comportamento *força x escorregamento* do concreto, agrupando modelos semelhantes. A partir dessas curvas, é possível avaliar a contribuição dos conectores tipo pino com cabeça e das cantoneiras na restrição ao escorregamento do concreto em relação ao tubo de aço de seção quadrada.

São apresentados nesta seção, os valores de tensão de aderência obtidos a partir dos valores de força máxima e de força correspondente à ruptura da adesão, com o objetivo de avaliar se os valores encontrados experimentalmente excedem ou são inferiores ao valor a partir do qual o Eurocode 4:1992 recomenda o emprego de conectores de cisalhamento na interface aço-concreto.

5.6.1- Valores de força máxima e escorregamentos correspondentes

Os resultados relativos à força máxima aplicada no núcleo de concreto e o escorregamento relativo correspondente são apresentados na Tabela 5.3. Comparando os valores para os três modelos da *Série Piloto*, a adição de dez conectores tipo pino com cabeça e de dez cantoneiras L 50 mm x 6,3 mm foi responsável por um acréscimo de aproximadamente cinco vezes e meia no valor da força máxima aplicada no núcleo de concreto. Além disso, esses dispositivos foram responsáveis pela redução de doze vezes no valor do escorregamento correspondente à força máxima aplicada (Tabela 5.3).

Tabela 5.3 - Valores de força máxima e escorregamentos correspondentes

Série	Modelo	Força Máxima (kN)	Escorregamento (mm)
Série Piloto	PCFT_S	209	15,94
	PCFT_SB	1134	1,38
	PCFT_A	1132	1,27
Série 1	CFT_S	63	11,61
	CFT_SB	684	3,34
	CFT_A	1072	3,14
Série 2	BCFT_S	816	0,75
	BCFT_SB	756	0,28
	BCFT_A	788	0,10

Na *Série 1*, o emprego de quatro conectores tipo pino com cabeça, foi responsável por um acréscimo de aproximadamente dez vezes no valor da força máxima aplicada no núcleo de concreto. Por outro lado, os mesmos conectores foram responsáveis pela redução de cinco vezes no valor do escorregamento correspondente à força máxima. Quatro cantoneiras distribuídas ao longo das faces sem solda foram responsáveis por um acréscimo de dezesseis vezes no valor da força máxima e pela redução de aproximadamente quatro vezes no valor do escorregamento correspondente (Tabela 5.3).

Na *Série 2*, correspondente à região de ligação, a adição de dez conectores tipo pino com cabeça foi responsável pela redução de duas vezes e meia no valor do escorregamento correspondente à força máxima, mas não influenciou no valor da força máxima aplicada no núcleo de concreto. Dez cantoneiras espaçadas de 125 mm foram responsáveis pela redução de sete vezes e meia no valor do escorregamento correspondente, como pode ser visto na Tabela 5.3. Portanto, as cantoneiras e conectores reduziram significativamente o deslocamento relativo aço-concreto, mas não aumentaram o valor da força máxima. Isto confirma que o limitante para a força máxima foi a ligação viga-pilar e não a interface aço-concreto.

5.6.2- Escorregamento do concreto

Uma amostra do comportamento *força x escorregamento do concreto* para as três séries de ensaios é mostrada na Figura 5.19. Os gráficos são apresentados

por agrupamento de modelos semelhantes. Da observação das curvas para os modelos sem elementos internos de aço são feitos os seguintes comentários:

- Ruptura da adesão, no modelo da *Série 1*, para valor de força aplicada de 42 kN, o que corresponde a 20% do valor registrado na *Série Piloto* (209 kN). O aumento do comprimento de interface levou ao acréscimo no valor de força de ruptura da adesão;
- Semelhança de rigidez no trecho ascendente para os três exemplares ensaiados;
- Diferença considerável nos valores de força máxima entre os modelos das *Séries Piloto e 2*. No modelo BCFT_S, a ruptura dos parafusos ao cisalhamento ocorreu antes da ruptura da aderência, daí a diferença nos valores de força máxima aplicada;
- No trecho descendente ou pós-pico do modelo CFT_S, o escorregamento evolui sem grandes variações na força aplicada; no modelo PCFT_S, ocorre queda da força aplicada para o valor de 125 kN e, a partir daí ocorre escorregamento sob níveis crescentes de carregamento. Essas diferenças de comportamento podem ser atribuídas ao comprimento da interface aço-concreto;
- Não foi possível distinguir as parcelas de aderência mecânica e atrito nos modelos, apesar de serem estes mecanismos os responsáveis pela resistência da interface após a perda da adesão.

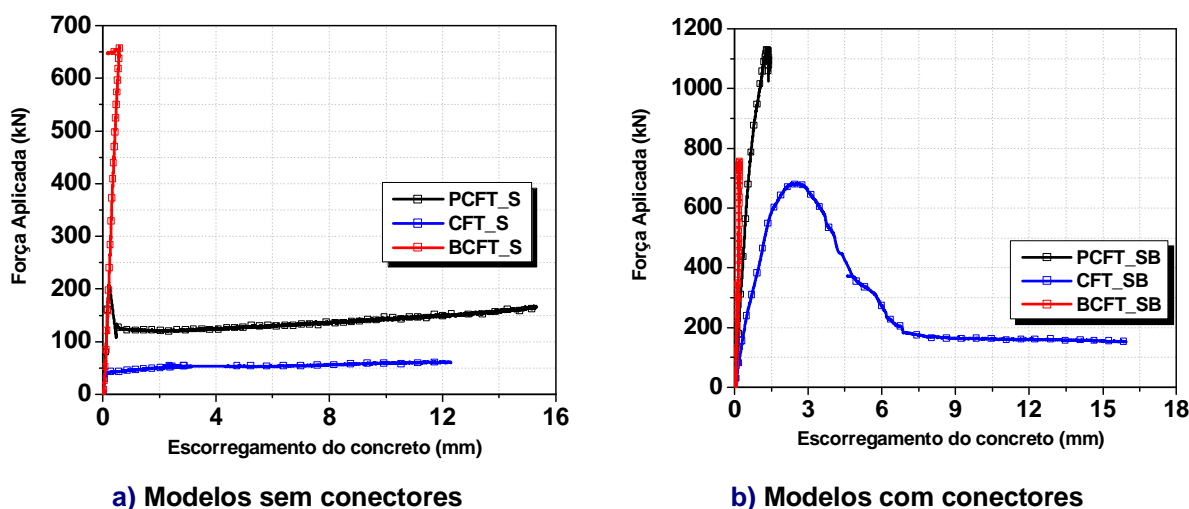
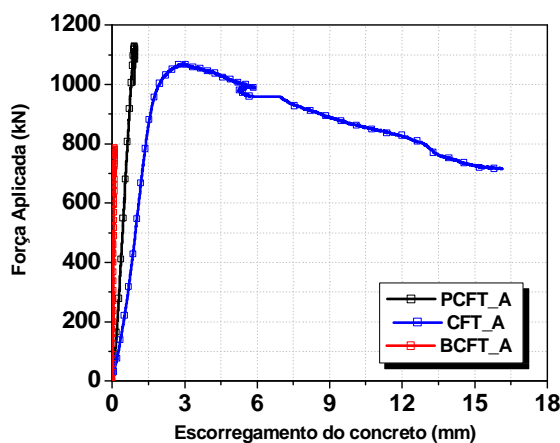


Figura 5.19: Comportamento força x escorregamento – Todas as séries



c) Modelos com cantoneiras

Figura 5.19: Comportamento força x escorregamento – Todas as séries (continuação)

A contribuição dos conectores de cisalhamento no comportamento *força x escorregamento* é ilustrada na Figura 5.19b. No trecho ascendente, o modelo que apresentou a maior rigidez, foi o BCFT_SB (*Série 2*). Da comparação entre os modelos das *Séries Piloto e 1*, nota-se semelhança de comportamento até o valor de força de aproximadamente 100 kN, sendo que a partir deste ponto o escorregamento do modelo com quatro conectores (*Série 1*) aumenta consideravelmente em relação ao exemplar da *Série Piloto*. Conclui-se que a adição de seis conectores à interface contribuiu para o aumento na rigidez no trecho ascendente, logo, contribuiu para aumentar a resistência ao escorregamento relativo do concreto.

Os modelos com cantoneiras apresentaram as curvas mostradas na Figura 5.19c. O maior comprimento e número de cantoneiras introduzidas na interface levaram ao aumento da rigidez no trecho ascendente, quando se comparam os modelos das *Séries Piloto e 1*. Na região de ligação, as cantoneiras também influenciaram no comportamento *força x escorregamento* do concreto, contribuindo para o aumento da rigidez do modelo BCFT_A, como mostrado na Figura 5.19c.

5.6.3- Tensão de aderência

Os valores de tensão de aderência foram calculados para os modelos ensaiados nas *Séries Piloto e 2*, baseando-se no valor médio dado pela equação 2.7, representada abaixo:

$$\tau_{Sd} = \frac{N_{c,Sd}}{u_a \cdot l_v} \quad (2.7)$$

onde, $N_{c,Sd}$, é o componente de força normal no concreto, u_a , o perímetro transversal e, l_v , o comprimento de transferência. Os valores obtidos são apresentados na Tabela 5.4.

Para o modelo PCFT_S, obteve-se valor de tensão de aderência de 0,70 MPa enquanto que para o modelo da *Série 1*, valor de 0,22 MPa. Os valores de tensão de aderência estão na proporção de 3:1, o que comprova a influência do comprimento de interface na aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos.

O Eurocode 4:1992 recomenda o emprego de conectores de cisalhamento quando o valor da tensão de aderência for maior que 0,40 MPa. Em função dos resultados obtidos para os modelos PCFT_S e CFT_S, conclui-se que seria necessário o uso de conectores para os modelos da *Série Piloto*.

A análise dos resultados relativos aos modelos da *Série 1* permite avaliar a contribuição dos conectores e cantoneiras nos valores de tensão de aderência. A adição de quatro conectores tipo pino com cabeça ao tubo de aço contribui para o aumento de aproximadamente dez vezes no valor de tensão de aderência. Se for subtraído desse valor, a tensão de aderência correspondente ao modelo sem elementos internos de aço (CFT_S) e o valor encontrado for dividido pelo número de conectores, encontra-se 0,55 MPa, que se refere à contribuição de cada conector na resistência da interface.

Quando se compara o modelo com cantoneiras PCFT_A com CFT_S, encontra-se tensão de aderência com valor dezessete vezes superior e 0,90 MPa de contribuição de cada cantoneira na tensão de aderência. Portanto, comprova-se a maior contribuição das cantoneiras na transferência de tensões do concreto ao aço na interface.

Tabela 5.4- Valores de tensão de aderência, calculados segundo o Eurocode 4:1992

Série	Modelo	τ_{Sd} (MPa)
Série Piloto	PCFT_S	0,70
	PCFT_SB	3,78
	PCFT_A	3,78

Série	Modelo	τ_{Sd} (MPa)
Série 1	CFT_S	0,22
	CFT_SB	2,43
	CFT_A	3,81

Se forem considerados os valores de força correspondentes à ruptura da adesão para os modelos PCFT_S e CFT_S, obtém-se para tensão de aderência, 0,15 MPa e 0,70 MPa, para os modelos das *Série 1* e *Piloto*, respectivamente. A única variável entre os modelos era o comprimento de transferência, l_v , uma vez que as seções transversais eram as mesmas e o concreto tinha resistência à compressão de aproximadamente 54 MPa. Assim, conclui-se que o comprimento de transferência influencia no valor da tensão de aderência dos pilares mistos preenchidos.

CAPÍTULO 6

Considerações finais

6.1- Conclusão

Este trabalho teve como objetivo avaliar os efeitos da aderência aço-concreto no comportamento dos pilares mistos preenchidos. Para isso, estudou-se a aderência através de revisão bibliográfica e de investigação experimental. Nos trabalhos estudados, buscou-se encontrar a fundamentação teórica para melhor compreender a transferência de tensões entre o concreto e o tubo de aço nos pilares preenchidos e o conhecimento das técnicas empregadas nos programas experimentais para elaborar o estudo experimental aqui proposto.

Os estudos experimentais permitiram aos pesquisadores distinguir os mecanismos de transferência e expressar a contribuição de cada um deles no valor da tensão de aderência. Tanto nas peças de concreto armado quanto nos pilares mistos preenchidos, é feita a separação esquemática entre os mecanismos de transferência de tensão de aderência em: adesão, atrito e aderência mecânica.

A adesão ou aderência química é um mecanismo resistente com comportamento elasto-frágil que se manifesta nos primeiros estágios de carregamento, quando os deslocamentos são pequenos e as tensões atingem valores não superiores a 0,1 MPa, segundo JOHANSSON (2002). A aderência mecânica está relacionada ao grau de rugosidade da superfície interna do tubo de aço e é comumente denominada “engrenamento” e o atrito depende da força normal aplicada na interface e do coeficiente de atrito (μ), que de acordo com investigações experimentais, tem valor compreendido entre 0 e 0,6.

Quando a aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos não é suficiente para resistir às tensões de cisalhamento requeridas, é preciso utilizar

elementos que aumentem a aderência. Neste caso, é comum utilizar elementos de aço soldados nas paredes internas dos tubos de aço para impedir a separação aço-concreto, assim como se faz nas vigas mistas. Como exemplos de conectores de cisalhamento, podem ser citados os conectores tipo pino com cabeça (stud bolts) e os “shot-fired nails”.

A partir de estudos teóricos e experimentais, os pesquisadores constataram a influência de alguns fatores na transferência de tensões de cisalhamento na interface. Podem ser citados: superfície interna do tubo, forma da seção transversal, modo de aplicação do carregamento, grau de adensamento do concreto do núcleo, emprego de conectores de cisalhamento na interface e relação largura/espessura do tubo de aço.

No programa experimental deste trabalho foram realizados ensaios de arrancamento em três modelos curtos com seção quadrada de 20 cm de lado. Os tubos de aço, com 6,3 mm de espessura, foram obtidos a partir da associação de dois perfis tipo U 200 mm x 100 mm x 6,3 mm formados a frio e fabricados em aço tipo SAE 1020. A principal variável do programa experimental foi a introdução ou não de elementos para transferência de tensões de cisalhamento do núcleo de concreto para o tubo de aço e o emprego de elementos de ligação fixados aos modelos. Sendo assim, foi avaliada a contribuição de conectores tipo pino com cabeça e de cantoneiras L 50 mm x 6,3 mm nos mecanismos de transferência de esforços.

Os resultados obtidos na investigação experimental foram expressos na forma de comportamento *força x escorregamento do concreto*, deformação axial nos materiais da seção mista e distribuição de força ao longo do comprimento de transferência. A análise dessas curvas levou a algumas conclusões sobre o tema, que são apresentadas a seguir.

Do comportamento *força x escorregamento* do concreto para os modelos da *Série Piloto*, percebeu-se que no trecho ascendente os três modelos apresentaram grande rigidez. Após atingir a força máxima, houve decréscimo de força, e na seqüência, aumento do escorregamento sob força constante. A introdução de dez conectores de cisalhamento e cantoneiras às superfícies internas dos tubos contribuiu para aumento considerável de força e correspondente diminuição do escorregamento do concreto, isto é, aumento da resistência da interface. Foi possível identificar a adesão e o ponto de sua ruptura e constatar a existência do

atrito e da aderência mecânica para o modelo sem elementos internos de aço (PCFT_S).

Quanto ao comportamento de deformações axiais nos materiais, constatou-se eficiência dos conectores tipo pino com cabeça e cantoneiras na transferência de tensões do concreto ao tubo de aço em função das maiores deformações axiais registradas nos modelos com esses elementos, mas não foi possível distinguir qual dos dois dispositivos é mais eficiente.

Através do diagrama de distribuição de forças quantificou-se a transferência de tensões ao longo do comprimento dos modelos e concluiu-se que a eficiência na transferência de esforços entre os materiais depende do número de conectores de cisalhamento ou cantoneiras empregado. A partir da configuração final dos modelos da *Série Piloto* e dos valores de resistência do aço utilizado para compor os tubos, comprovou-se que nos modelos com conectores e com cantoneiras o escoamento do tubo de aço ocorreu antes da ruptura da aderência natural. Por isso, foram feitas modificações nos modelos para formar a *Série 1*, com o objetivo de melhor caracterizar a transferência de tensões na interface.

Na *Série 1*, através do comportamento *força x escorregamento do concreto* verificou-se que os conectores de cisalhamento e as cantoneiras contribuem no aumento da força máxima, reduzem o escorregamento correspondente e modificam o comportamento, tanto no trecho ascendente quanto no trecho descendente ou pós-pico.

No modelo CFT_S (sem elementos internos de aço) foi possível identificar quando a adesão foi vencida e também a presença da aderência mecânica, caracterizada pela transferência uniforme de tensões ao longo do tubo de aço. No trecho pós-pico do comportamento *força x escorregamento do concreto* para os modelos com conectores e com cantoneiras foi possível registrar a mobilização da aderência mecânica e constatar que ela depende da área de influência dos elementos de aço empregados. As cantoneiras mobilizam maior volume de concreto, o que resulta em rotações e distorções do tubo de aço que por sua vez resultam numa parcela significativa do mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento e no considerável aumento da força máxima aplicada.

O comportamento de deformações axiais nos materiais, para os modelos da *Série 1*, permitiu concluir que os conectores e cantoneiras contribuem na transferência de tensões entre o concreto e o tubo de aço ao longo do comprimento

dos modelos. As deformações nos pontos próximos das extremidades inferiores dos modelos CFT_SB e CFT_A foram bastante superiores às registradas nos pontos próximos a extremidade carregada, em todos os níveis de força. Da comparação entre os três modelos dessa série constatou-se a maior eficiência das cantoneiras na transferência de tensões ao longo da interface.

Quanto à distribuição de forças nos modelos da *Série 1*, a presença ou não de conectores tipo pino com cabeça e cantoneiras influenciam no modo como as tensões são transferidas. Quando se tem elementos de aço fixados às superfícies internas do tubo, desde os primeiros estágios de força, elevadas porcentagens de forças são transferidas ao tubo de aço, diferentemente do que ocorre no modelo CFT_S, em que a transferência se dá apenas para altos valores de carregamento.

A *Série 2*, distinta das demais pela introdução de elementos de ligação, tinha como objetivo explorar a transferência de tensões de aderência concreto-aço semelhante ao que ocorre nas ligações viga-pilar usualmente empregadas. Com relação ao comportamento *força x escorregamento* do concreto, não foi possível distinguir os mecanismos de transferência de tensões entre os materiais, mas ficou clara a contribuição dos conectores e cantoneiras na resistência da interface. O comportamento das deformações axiais nos materiais forneceu dados para concluir que quando não se empregam elementos de aço, a transferência de forças é pequena e quando se introduzem conectores e cantoneiras, observa-se maior parcela de tensões sendo transferida, porém inferior à registrada nas demais séries.

Notou-se semelhança de comportamento das deformações axiais dos parafusos da ligação para os modelos com conectores e com cantoneiras, o que levou a constatar que nos ensaios da *Série 2*, a ruptura dos parafusos ao cisalhamento ocorreu antes que os mecanismos de transferência de tensões na interface fossem efetivamente mobilizados.

Da distribuição de forças (*Série 2*) obteve-se pequena transferência de esforços ao longo do comprimento no modelo sem elementos internos de aço. Em contrapartida, nos modelos com conectores e com cantoneiras ocorreu maior transferência e concluiu-se que as cantoneiras foram mais eficientes que os conectores. A configuração final dos modelos levou à conclusão de que a tipologia de ligação adotada no programa experimental deste trabalho não foi a ideal para avaliar a influência dos conectores e cantoneiras na resistência da interface ao escorregamento do concreto.

A análise comparativa entre as séries originou outras conclusões. Aumentando-se o comprimento da interface sem alterar as demais propriedades da seção (modelos sem elementos internos de aço) proporcionou maior rigidez no trecho ascendente e diferenças no trecho pós-pico do comportamento *força x escorregamento do concreto* e também elevou o valor de força para a ruptura da adesão. Daí, conclui-se que o comprimento da interface pode influenciar nos valores de tensão de aderência, diferentemente do constatado na literatura.

A adição de conectores tipo pino com cabeça contribuiu para o aumento da rigidez no trecho ascendente, logo na resistência ao escorregamento do concreto, o mesmo ocorrendo nos modelos com cantoneiras.

Nos ensaios da Série Piloto o escoamento do tubo de aço ocorreu antes que os mecanismos de transferência de tensões fossem efetivamente mobilizados, portanto, os valores de força máxima obtidos para os modelos com conectores e com cantoneiras não são representativos da resistência ao escorregamento. Logo, não foi possível comprovar se dez conectores ou cantoneiras são mais eficientes na transferência de tensões concreto-aço do que quatro elementos de aço, tal como se fez na *Série 1*.

Dos valores de tensão de aderência para os modelos da *Série 1*, calculados segundo as recomendações do Eurocode 4:1992, constatou-se que os conectores tipo pino com cabeça contribuem para o aumento de aproximadamente dez vezes no valor de tensão em relação ao modelo sem elementos de aço, o que corresponde a 0,55 MPa por conector. Nos modelos com cantoneiras, obtiveram-se valores de tensão de aderência dezessete vezes superior e contribuição por cantoneira de 0,90 MPa.

Os resultados da investigação experimental contribuíram para melhor compreender a aderência e para tentar representar o comportamento da interface aço-concreto. Por se tratar de um trabalho de Mestrado, dimensionaram-se os ensaios para serem compatíveis no tempo e nos demais recursos disponíveis, sendo interessante prosseguir nos estudos para retratar com maior fidelidade o comportamento da aderência nos pilares mistos preenchidos. A seguir são feitas sugestões para novas pesquisas.

6.2- Sugestões para novas pesquisas

A abordagem da aderência nos pilares mistos preenchidos é ampla e carece de estudos mais abrangentes que avaliem de modo mais preciso a influência de algumas variáveis na transferência de tensões na interface. Uma investigação experimental que englobe outras variáveis pode ser considerada, tais como:

- construção de modelos com diferentes comprimentos, interessante para explorar melhor a influência do comprimento de interface na aderência aço-concreto;
- variação da relação largura/espessura de chapa do tubo de aço para medir a influência da rigidez do tubo nos valores de tensão de aderência;
- seções transversais diferentes da quadrada com o objetivo de estudar a influência dessa variável na distribuição de forças ao longo do comprimento;
- emprego de modelos com variação no número e tipo de conectores de cisalhamento para medir a contribuição desses elementos na transferência e nos valores de tensões de aderência, uma vez que na investigação experimental deste trabalho isso não foi possível;
- alteração das condições da superfície interna do tubo de aço, com o emprego de maior rugosidade ou uso de lubrificante para avaliar a influência das condições de interface na resistência ao escorregamento do concreto;
- tipologias de ligação nas quais predominem as tensões de cisalhamento. Seria interessante adotar o modelo de ligação aqui estudado com reação apenas nas chapas de extremidade, sem os trechos de vigas;

Além da investigação experimental, estudo teórico que simulasse o comportamento de transferência de tensões de aderência na interface aço-concreto seria de grande valor, uma vez que possibilitaria obter modelos mais fiéis da aderência nos pilares mistos preenchidos.

Referências bibliográficas

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (1993). *AISC: Load and resistance factor design specification for structural steel buildings*. 2ed. Chicago.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1992). *ASTM A370: Standard test methods for tension testing of metallic materials (metric)*. Philadelphia.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995). *ACI 318: Building code requirements for structural concrete*. Detroit.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 7251: Agregado em estado solto: determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 7211: Agregado para concreto*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). *NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). *NBR 9776: Agregados: determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). *NBR 7217: Agregados: determinação da composição granulométrica*. Rio de Janeiro.

BALTAY, P. GJELVISK, A. (1990). *Coefficient of friction for steel on concrete at high normal stress*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 2 , n1. p.46-49, February.

BECK, H. (1999). *Nailed shear connection in composite tube columns*. Proceedings of the Conference Eurosteel '99. p.565-568.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (1979). *BS 5400, part 5: Steel, concrete and composite bridges: Code of practice for design of composite bridges*. London.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (1985). *BS 5950: Structural use of steelwork in building: Part 1: Code of practice for design in simple and continuous construction: hot rolled sections*. London.

BRITISH STANDARD INSTITUTION (1985). *BS 8110: Structural use of concrete: Part 1: Code of practice for design and construction*. London.

CEDERWALL, K.; ENGSTROM, B.; GRAUERS (1990), M. *High-strength concrete used in composite columns*. In: HESTER, W. T., ed. *High-strength concrete: second international symposium*. Detroit, ACI. p.195-214. (ACI SP-121).

DE NARDIN, S. (1999). *Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência*. São Carlos. 148p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION (1994). *Env 1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures*. Part 1.1: General rules and rules for buildings. Brussels.

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

FUSCO, P. B. (1995). *Técnica de armar as estruturas de concreto*. São Paulo, Pini.

GARDNER, J. J.; JACOBSON, E. R. (1967). *Structural behavior of concrete-filled steel tubes*. ACI Journal, Proceedings, v.64, n.38, p.404-413, July.

GIAKOUMELIS, G.; LAM, D. (2004). *Axial capacity of circular concrete-filled tube columns*. Journal of Constructial Steel Research, V.60, n7. p.1049-1068, July.

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. (1992). *Manual de dosagem e controle do concreto*. Pini. São Paulo, 313 p.

HUNAITI, Y. (1991). *Experimental evaluation of the effect of bond on the maximum capacity of composite columns*. Journal Constructional Steel Research, v.22, p.39-55.

HUNAITI, Y.; WAKABAYASHI, M.; MASUO, K. (1992). *Experimental evaluation of the effect of bond on the maximum capacity of composite columns*. Journal of Constructional Steel Research, v.22, p.39-55.

JOHANSSON, M. GYLLTOFT, K. (2001). *Structural behavior of slender circular steel-concrete composite columns under various means of load application*. Steel and composite structures. v.1, p.393-410, Techno-Press. December.

JOHANSSON, M.; GYLLTOFT, K. (2002). *Mechanical behavior of circular steel-concrete composite stub columns*. Journal of Structural Engineering, V.128, n.8, p.1073-1080, August.

KENNEDY, S. J. (1984). *End connection effects on the strength of concrete filled HSS Beams Columns*. Msc. Thesis, Department of Civil Engineering, Edmonton, Alberta, Canada.

KILPATRICK, E.; RANGAN, B. V. (1999). *Influence of interfacial shear transfer on behavior of concrete-filled steel tubular columns*. ACI Structural Journal, V.96, n.4, p.642-647, March-April.

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

OKAMOTO, T.; MAENO, T. (1988). *Experimental study on rectangular steel tube columns infilled with ultra high strength concrete hardened by centrifugal force*. Annual Meeting of AIJ, Proceedings, Chiba, p.1359.

ORITO, Y.; SATO, T.; TANAKA, N.; WATANABE, Y. (1987). *Study on the unbonded steel tube concrete structures*. Proc., Engineering Foundation Conference on Composite Constructions, Henniker, N.H.

PARSLEY, M. A.; YURA, J. A.; JIRSA, J. O. (2000). Push-out behavior of rectangular concrete-filled steel tubes. Michigan, Riyad S. Aboutaha and Joseph M. Bracci ed. Composite and Hybrid systems, ACI. P.87-107. (ACI SP-196).

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. (2001). *Elementos das estruturas mistas aço-concreto*. Ed. O Lutador, 336p.

ROEDER, C. W.; CAMERON, B.; BROWN, C. B. (1999). Composite action in concrete filled tubes. *Journal of structural engineering*. v.125, n.5, p.477-484. May.

ROIK, K.; BODE, B. (1980). Composite action in composite columns. *Sfintesco – Festschrift*, Paris, France. P.287-302.

SHAKIR-KHALIL, H. (1993a). *Pushout strength of concrete-filled steel hollow sections*. *The Structural Engineer*, v.71, n.13/6, p.230-233, July.

SHAKIR-KHALIL, H. (1993b). *Resistance of concrete-filled steel tubes to pushout forces*. *The Structural Engineer*, v.71, n.13/6, p.234-243, July.

SHAMS, M.; SAADEGHVAZIRI, M. ALA (1997). *State of the art of concrete-filled steel tubular columns*. ACI Structural Journal, v.94, n.05, p.558-571, September/October.

STANDARDS AUSTRALIA. AS 3600 (1994): *Reinforced concrete structures*. Sydney.

STANDARDS AUSTRALIA. AS 4100 (1998): *Steel structures*. Sydney.

UY, B.; PATIL, S. B. (1996). *Concrete filled high strength steel box columns for tall buildings: behaviour and design*. The Structural Design of Tall Buildings, v.5, p.75-94, February.

VIRDI, K. S.; DOWLING, P. J. (1980). *Bond strength in concrete filled steel tubes*. IABSE-International Association for Bridge and Structural Engineering, n.03, p.125-137, August.

YOSHIOKA, Y. (1992). *State of art of composite steel tube and concrete structures in Japan*. US-Japan work shop on composite and hybrid structures. Proceedings, Berkeley, p.119-130, September 10-12.

Bibliografia complementar

ALVA, G. M. S. (2000). *Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) 275p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BRADFORD, M. A. (1996). *Design Strength of slender concrete-filled rectangular steel tubes*. ACI Structural Journal, v.93, n.2, p.229-234, April.

CHAJES, M. J.; FINCH, W. W.; JANUSZKA, T. F Jr.; THOMSON, T. A. Jr (1996). *Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete*. ACI Structural Journal, v.93, n.2, p.208-217, March-April.

DALLAM, I. n. (1968). *High strength bolt shear connectors – pushout tests*. ACI Journal Proceedings, V.65, n.9, p.767-769, September.

ELNASHAI, A. S.; EL-GHAZOULI, A. Y.; DOWLING, P. J. (1990). *International assessment of design guidance for composite columns*. Journal of Constructional Steel Research, v.15, n.3, p.191-213, March.

HUANG, C. S.; YEH, Y. K.; LIU, G. Y.; HU, H. T.; TSAI, K. C.; WENG, Y. T.; WANG, S. H.; WU, M. H. (2002). *Axial load behavior of stiffened concrete-filled steel columns*. Journal of Structural engineering, v.128, n.9, p.1222-1230, September.

KHALIL, S. (1989). *Experimental behavior of concrete-filled rolled rectangular hollow-section columns*. The Structural Engineer, v.67, n.19, 346-353, October.

KHALIL, S. (1990). *Further tests on concrete-filled rectangular hollow-section columns*. The Structural Engineer, v.68, n.20, 405-413, October.

KHALIL, S. (1994). *Experimental study of concrete-filled rectangular hollow section columns*. Structural Engineering Review, v.96, n.2, 85-96, April.

KILPATRICK, A. E.; RANGAN, B. V. (1999). *Tests on high-strength concrete-filled steel tubular columns*. ACI Structural Journal, v.96, n.2, p.268-274, March-April.

KVEDARAS, A. K.; SAPALAS, A. (1998). *Research ad practice of concrete-filled steel tubes in Lithuania*. Journal of Constructional Steel Research, v.49, n.2, p.197-212, February.

LAKSHMI, B.; SHANMUGAN, N. E. (2002). *Nonlinear analysis of in-filled steel-concrete composite columns*. Journal of Structural engineering, v.128, n.7, p.922-933, July.

LESKELÄ, M. V.; MONONEN, T.; ÅLANDER, C. (1998). *Properties of checkered steel surfaces as bonded with concrete*. Journal of Constructional Steel Research, v.46, n.1-3, p.229-234, April-June.

RANGAN, B. V.; JOYCE, M. (1992). *Strength of eccentrically loaded slender steel tubular columns filled with high-strength concrete*. ACI Structural Journal, v.89, n.6, p.676-681, November-December.

SCHNEIDER, S. P. (1998). *Axially loaded concrete-filled steel tubes*. Journal of Structural engineering, v.124, n.10, p.1125-1138, October.

TSCHEMMERNEGG, F.; BECK, H. (1998). *Nailed shear connection in composite tube columns*. In: 1998 ACI Convention, Session: performance of systems with steel-concrete columns. Houston, p.1-8.

UY, B. (2000). *Strength concrete filled steel box columns incorporating local buckling*. Journal of Structural engineering, v.126, n.3, p.341-352, July.

UY, B. (2001). *Strength of short concrete filled high strength steel box columns*. Journal of Constructional Steel Research, v.57, n.2, p.113-134, February.

WENG, C. C.; YEN, S. I.; CHEN, C. C. (2001). *Shear strength of concrete-encased composite structural members*. Journal of Structural engineering, v.127, n.10, p.1190-1197, October.

ZHANG, W.; SHAHROOZ, M. (1999). *Strength of short and long concrete-filled tubular columns*. ACI Structural Journal, v.96, n.2, p.230-238, March-April.

APÊNDICE

Determinação da dosagem do concreto

Com o propósito de se obter dosagem adequada para o concreto usado nos modelos, realizou-se um estudo teórico e experimental baseado no roteiro proposto por HELENE & TERZIAN (1992).

Os materiais utilizados na preparação do concreto foram os seguintes:

- **Cimento:** CP-V ARI PLUS da CIMINAS, por proporcionar alta resistência inicial, concorrendo dessa forma para a obtenção de 50 MPa, aos sete dias de idade;
- **Aditivo superplastificante:** adição de 0,3% da massa de cimento de aditivo GLENIUM 51 fabricado pela Degussa-MBT Brasil, que permite alta trabalhabilidade e tempo mais prolongado de manipulação com pequenas doses;
- **Água de amassamento:** proveniente da rede pública de abastecimento da cidade de São Carlos;
- **Agregado miúdo:** areia de origem quartzosa, doada pela Mineração Itaporanga, localizada no Município de São Carlos. A composição granulométrica (NBR 7217:1987), a massa unitária (NBR 7251: 1982) e a massa específica (NBR 9776: 1987) são fornecidas na Tabela A.1;
- **Agregado graúdo:** brita de origem basáltica, extraída da Pedreira Morada do Sol, Município de Araraquara. A composição granulométrica, massa unitária e massa específica são mostradas na Tabela A.2.

Tabela A.1 - Composição granulométrica do agregado miúdo segundo a NBR 7217:1987

Peneira (mm)	Material retido (g)		% Retida		% Retida acumulada		
	M1	M2	M1	M2	M1	M2	
9,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
6,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
4,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
2,4	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
1,2	9,0	7,9	1,8	1,6	1,8	1,6	
0,6	30,6	28,5	6,1	5,7	7,9	7,3	
0,3	385,6	390,9	77,1	78,2	85,1	85,5	
0,15	62,8	62,1	12,6	12,4	97,6	97,9	
Fundo	11,0	9,9	2,2	2,0	99,8	99,9	
Dimensão máxima característica (mm)						1,20	
Módulo de finura médio						1,92	
Massa unitária (kg/dm³)						1,513	
Massa específica (g/cm³)						2,63	

Obs.: M1 e M2 correspondem às amostras 1 e 2, respectivamente.

Tabela A.2 - Composição granulométrica do agregado graúdo, segundo a NBR 7217:1987

Peneira (mm)	Material retido (g)		% Retida		% Retida acumulada	
	M1	M2	M1	M2	M1	M2
25,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12,5	151,6	140,9	30,3	28,2	30,3	28,2
9,5	154,3	181,7	30,9	36,3	61,2	64,5
6,3	181,0	153,2	36,2	30,6	97,4	95,0
4,8	8,0	11,2	1,6	2,2	99,0	97,4
2,4	3,2	7,4	0,6	1,5	99,6	98,9
1,2	0,3	1,5	0,1	0,3	99,7	99,2
0,6	0,1	0,5	0,0	0,1	99,7	99,3
0,3	0,2	0,5	0,0	0,1	99,7	99,4
0,15	0,2	0,9	0,0	0,2	99,8	99,6
Fundo	0,9	1,3	0,2	0,3	100,0	99,8

Tabela A.2 - Composição granulométrica do agregado graúdo, segundo a NBR 7217:1987 (continuação)

Dimensão máxima característica (mm)	19,0
Massa unitária (kg/dm³)	1,435
Massa específica (g/cm³)	2,89

Obs.: M1 e M2 correspondem às amostras 1 e 2, respectivamente.

A.1- Estudo teórico

Anteriormente ao estudo experimental, determinam-se as variáveis que influenciam na dosagem do concreto. A relação água/cimento é o parâmetro mais importante do concreto estrutural. Após ter sido definida esta relação e definidos certos materiais, a resistência e a durabilidade do concreto passam a ser únicas.

O teor de argamassa é a relação entre a massa de argamassa – cimento mais agregado miúdo – e a massa total dos materiais:

$$\alpha = \frac{1+a}{1+m} \quad (\text{A.1})$$

onde,

$$m = a + p$$

a = relação agregado miúdo seco/cimento em massa, em kg/kg;

p = relação agregado graúdo seco/cimento em massa, em kg/kg

α = teor de argamassa seca, constante para determinada situação, em kg/kg.

O consumo de cimento é a relação entre a massa de cimento e o volume total de concreto. Essa relação pode ser obtida por uma das expressões seguintes:

$$C = \frac{1000}{k_5 + k_6 \cdot m} \quad (\text{A.2})$$

$$C = \frac{\gamma}{1 + a + p + a/c} \quad (\text{A.3})$$

$$C = \frac{(1000 - ar)}{\frac{1}{\gamma_c} + \frac{a}{\gamma_a} + \frac{p}{\gamma_p} + a/c} \quad (\text{A.4})$$

$$k_5 = Q - k_6 \cdot 5,0 \quad (\text{A.5})$$

$$Q = \frac{1000}{3} \cdot \left(\frac{1}{C_r} + \frac{1}{C} + \frac{1}{C_p} \right) \quad (\text{A.6})$$

$$k_6 = \frac{100}{0,3} \cdot \left(\frac{1}{C_p} - \frac{1}{C_r} \right) \quad (\text{A.7})$$

onde,

C = consumo de cimento por metro cúbico de concreto adensado no traço intermediário, em kg/m³;

C_r = consumo de cimento por metro cúbico de concreto adensado no traço rico, em kg/m³;

C_p = consumo de cimento por metro cúbico de concreto adensado no traço pobre, em kg/m³;

γ = massa específica do concreto, em kg/m³;

γ_c = massa específica do cimento, em kg/dm³;

γ_a = massa específica do agregado miúdo, em kg/dm³;

γ_p = massa específica do agregado graúdo, em kg/dm³;

ar = teor de ar incorporado e/ou aprisionado por metro cúbico, em dm³/m³

k₅ e k₆ são constantes que dependem exclusivamente dos materiais.

Para expressar graficamente as relações entre os parâmetros constrói-se o diagrama de dosagem. Neste se relaciona a resistência à compressão, a relação água/cimento, o traço unitário e o consumo de cimento, como é mostrado na Figura A.1.

O conhecimento de alguns dados preliminares sobre o concreto a ser dosado é necessário, tais como: resistência à compressão do concreto, espaçamento entre as barras de armadura, dimensão máxima característica do

agregado graúdo, elementos estruturais a serem moldados, consistência do concreto em função do tipo do elemento estrutural, definição da relação água/cimento para atender às condições de durabilidade, uso de aditivo quando se necessitar de condições especiais e estimativas de perda de argamassa do concreto no sistema de transporte e lançamento do concreto. A Tabela A.3 mostra um resumo dos dados preliminares do concreto a ser dosado.

Tabela A.3 – Parâmetros preliminares do concreto a ser dosado

Item	Definição
1- Número da dosagem	1
2- f_{ck} do projeto (Mpa)	50,0
3- Elementos estruturais em que o concreto será empregado	Pilares
4- Dimensão máxima característica do agregado graúdo (mm)	19,0
5- Abatimento adotado (mm)	80±10
6- Cimento – marca, tipo e classe	CIMINAS CP-V ARI PLUS
7- Relação água/cimento (em função da durabilidade da estrutura)	≤ 0,55
8- Desvio-padrão de dosagem (MPa)	4,0
9- Resistência de dosagem (MPa)	55,0
10- Relação água/cimento (em função da resistência de dosagem)*	0,41
11- Aditivos – marca, tipo e proporção	GLENIUM 51 Degussa – 0,3%
12- Idade de ruptura dos corpos-de-prova (dias)	3 – 7 – 28
13- Estimativa de perda de argamassa no transporte e lançamento do concreto (%)	2
14- Traço unitário para a primeira mistura experimental	1:5,0

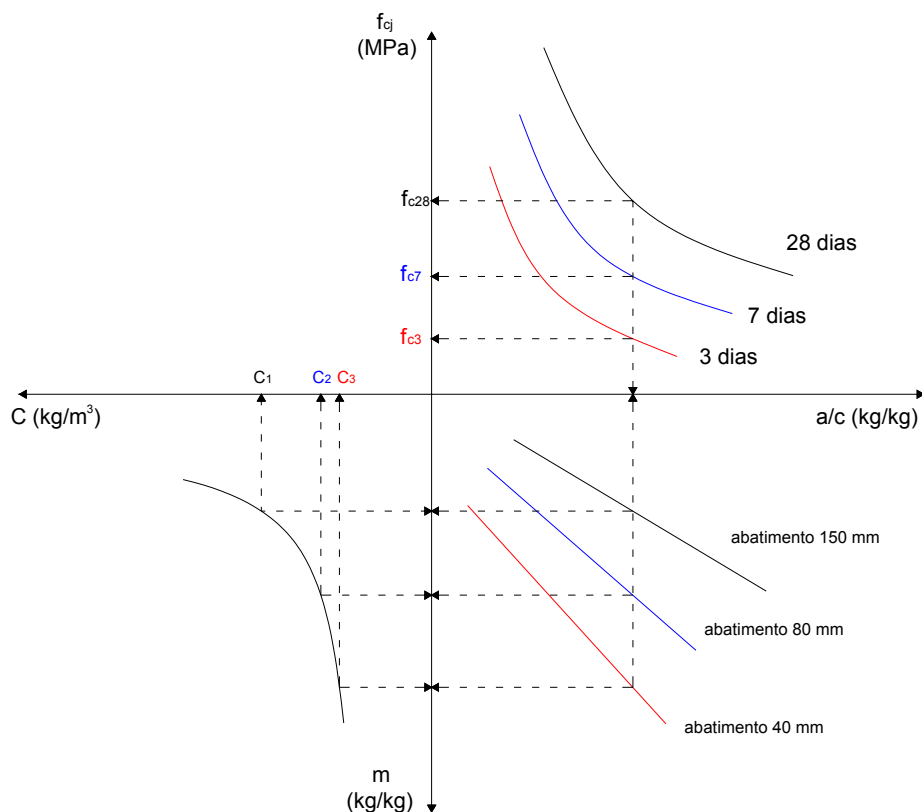


Figura A.1: Diagrama de dosagem – modelo de comportamento – *HELENE & TERZIAN (1992)*

*Obtida por meio da “Curva de Abrams” do cimento CP-V ARI PLUS, fornecida pela fabricante HOLCIM (CIMINAS). A Figura A.2 ilustra comportamento resistência à compressão x relação água/cimento.

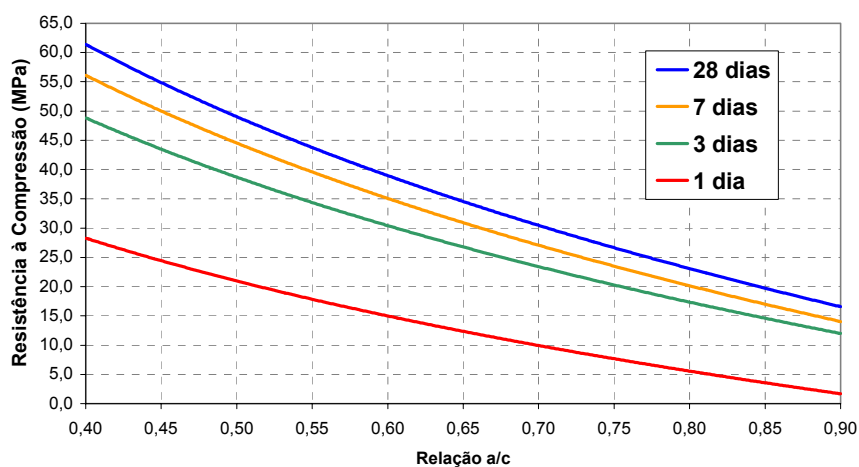


Figura A.2: Curva de Abrams do cimento CP-V ARI PLUS – *HOLCIM / CIMINAS*

A.2- Estudo experimental

A primeira etapa do estudo experimental compreende a avaliação preliminar, com mistura em betoneira, do traço unitário 1:5,0 (cimento : agregados secos totais, em massa). A partir dos dados coletados na primeira mistura, desenvolvem-se mais duas misturas correspondentes aos traços denominados rico, 1:3,5 e pobre, 1:6,5. Têm-se, assim, três pontos para tornar possível o traçado do diagrama de dosagem.

Com o objetivo de se obter um concreto que preencha continuamente o núcleo do tubo de aço, é indispensável a determinação do teor ideal de argamassa na mistura do concreto. A falta de argamassa acarreta porosidade no concreto, ou falhas de concretagem. O excesso leva à melhor aparência, porém, aumenta o custo por metro cúbico e o risco de fissuração por origem térmica e por retração de secagem.

Obtem-se a proporção adequada de argamassa através de tentativas e observações práticas, seguindo o roteiro abaixo:

- Montagem de tabela que indique os acréscimos de cimento, agregado miúdo, água e superplastificante, mantendo-se fixa a quantidade de agregado graúdo;
- Escolha de um teor inicial de argamassa;
- Adição sucessiva dos acréscimos até que se obtenha, pelo aspecto da mistura, o teor ideal de argamassa;
- Determinação da consistência adequada, que é função da quantidade de água contida na dosagem.

De posse da consistência e do teor de argamassa adequada, registram-se as massas e volumes totais de materiais após as sucessivas adições para que se execute novamente o traço 1:5,0. Da nova mistura 1:5,0, moldam-se nove corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 10 x 20 cm, sendo destes, três para ruptura à compressão aos três dias, três para sete dias e os três últimos para vinte e oito dias de idade. Extraem-se as médias aritméticas e registram-se seus valores como sendo as resistências nas respectivas idades.

A segunda etapa do estudo experimental corresponde à determinação dos traços auxiliares, mais rico (1:3,5) e mais pobre (1:6,5) que o traço intermediário inicialmente desenvolvido. Estes dois traços conservam o mesmo teor de argamassa

da composição 1:5,0. Para a obtenção das massas correspondentes aos agregados miúdos, a , e graúdos, p , parte-se da Eq. A.1 e das expressões dadas abaixo, para o traço rico e pobre, respectivamente:

$$a_r + p_r = 3,5 \quad (\text{A.8})$$

$$a_p + p_p = 6,5 \quad (\text{A.9})$$

onde, a_r , a_p , p_r , p_p , são as mesmas dadas na Eq. A.1, referentes aos traços rico e pobre, respectivamente.

Obtidos os traços auxiliares, rico e pobre, devem ser executadas as misturas experimentais. São feitas as seguintes determinações:

- Relação água/cimento, necessária para obter a consistência desejada;
- Consumo de cimento por metro cúbico de concreto (Eq. A.3);
- Abatimento do tronco de cone;
- Moldagem de 9 corpos-de-prova, para ruptura aos três, sete e vinte e oito dias.

A Tabela A.4 reúne todos os dados obtidos durante o estudo experimental.

Tabela A.4 – Resumo dos dados obtidos no estudo experimental

Traço em massa	Número 1:m 1:a:p	T - 1	T - 2	T - 3
		1:3,5 1:1,39:2,11	1:5,0 1:2,18:2,82	1:6,5 1:2,98:3,52
Teor de argamassa (%)		53,0	53,0	53,0
Agregado graúdo (kg)		28,0	28,0	28,0
Agregado miúdo (kg)		18,45	21,65	23,70
Cimento (kg)		13,27	9,93	7,95
Água (l)		4,53	4,28	4,77
Aditivo superplastificante (kg)		0,0398	0,0298	0,0239
Massa específica (kg/dm ³)		2,4	2,4	2,4
Consumo por metro cúbico de concreto	Cimento (kg)	495,9	373,3	296,3
	Água (l)	168,6	160,5	177,8
Relação água/cimento		0,34	0,43	0,60
Abat. do tronco de cone (mm)		70	90	75
Números dos corpos-de-prova		1 a 9	10 a 18	19 a 27
Data da moldagem		14/05/2004	18/05/2004	18/05/2004

Tabela A.4 – Resumo dos dados obtidos no estudo experimental (continuação)

Resistência à compressão (MPa)	Dias	Ind.	Médio	Ind.	Médio	Ind.	Médio
	3		48,73*		42,23		27,73*
		65,74	64,26	45,84	44,32	31,44	31,86
		62,77		44,88		32,27	
7		79,22		45,74		41,59	
		76,37	77,80	47,83	46,79	40,22	40,19
		35,31*		52,62		38,77	
28		85,53		62,41		45,70	
		60,57*	83,57	64,39	62,53	43,65	44,63
		81,6		60,80		44,55	

* Valor desprezado no cálculo da resistência média

Com os dados obtidos no estudo experimental, foram traçadas as correlações: *Resistência à compressão x Relação água/cimento*, *Traço unitário x Relação água/cimento* e *Consumo de cimento x Traço unitário*, mostradas nas Figuras A.3, A.4 e A.5.

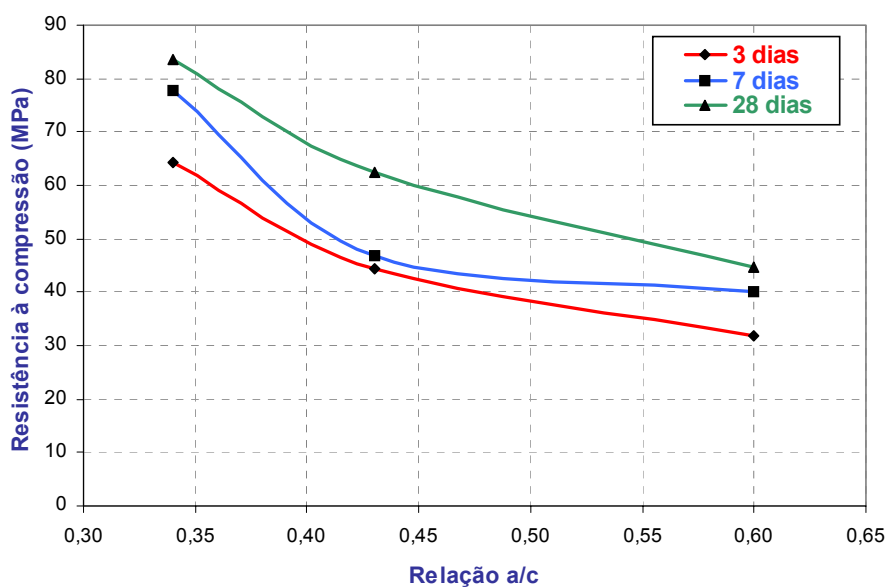


Figura A.3: Diagrama de dosagem – Resistência à compressão x Relação água/cimento

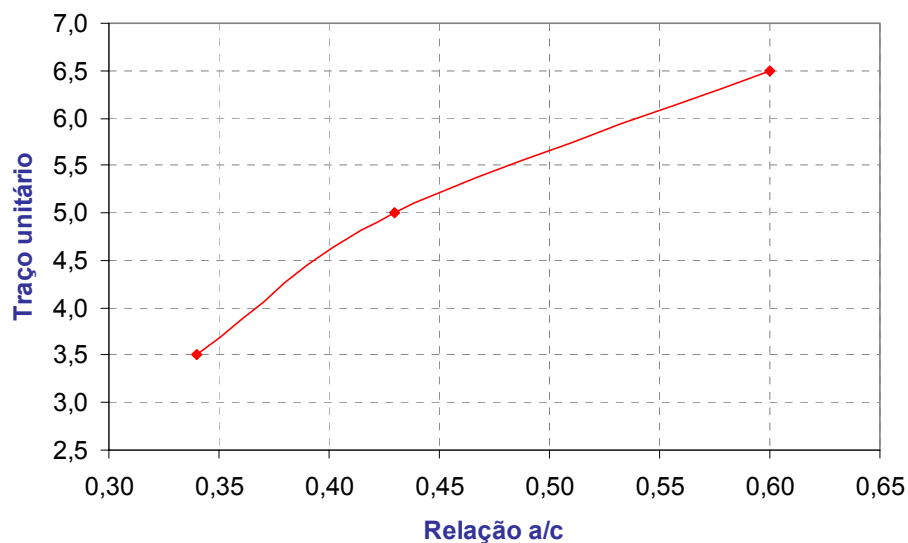


Figura A.4: Diagrama de dosagem – *Traço unitário x Relação água/cimento*

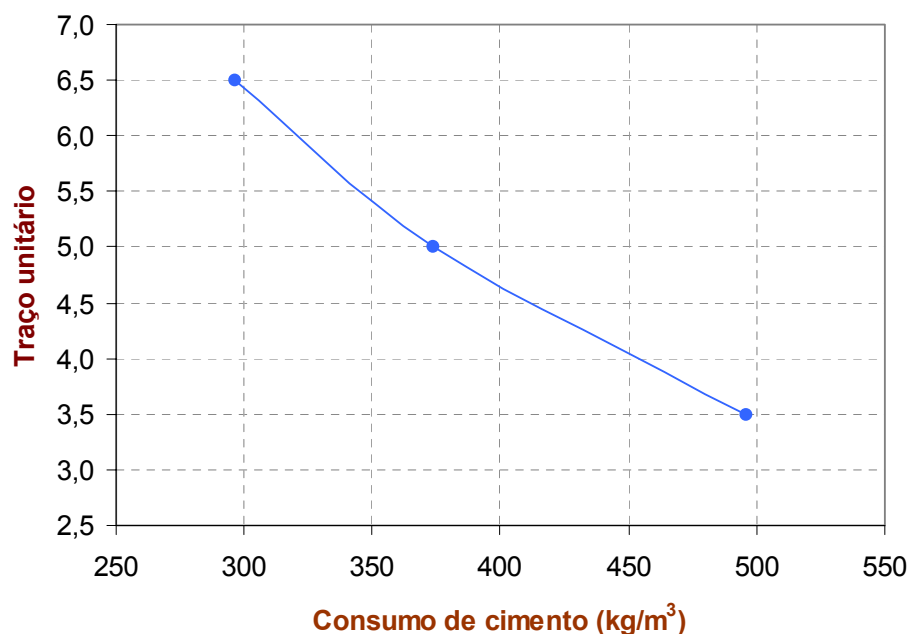


Figura A.5: Diagrama de dosagem – *Traço unitário x Consumo de cimento*

A partir da curva *Resistência à compressão x Relação água/cimento* obtém-se o valor da relação a/c correspondente à resistência de 50 MPa: $a/c = 0,43$. Obtida a relação a/c, por meio da curva *Traço unitário x Relação água/cimento* extrai-se o respectivo traço unitário: 1:4,95. Finalmente, através da Figura A.5 obtém-se o consumo de cimento por metro cúbico de concreto: 378,1 kg/m³. A Tabela A.5

fornece o traço individual definitivo e o consumo de materiais para preparar um metro cúbico de concreto.

Tabela A.5 – Traço individual definitivo e consumo dos materiais constituintes da mistura

Traço individual	1 : 2,154 : 2,797 : 0,43
Consumo	Massa (kg/m³)
Cimento	378,1
Areia	814,43
Brita	1057,55
Água	160,69
Superplastificante (0,3%)	1,13