



Consuelo Bello Quintana

**Influência da Armadura Transversal e do Cobrimento da
Armadura Longitudinal na Resistência de Pilares de
Concreto**

Tese de Doutorado

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil. Área de Concentração: Estruturas

Orientador: Giuseppe Barbosa Guimarães
Co-Orientadora: Lídia da Conceição Dominguez Shehata

Rio de Janeiro
Setembro de 2005

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.



Consuelo Bello Quintana

**Influência da Armadura Transversal e do Cobrimento da
Armadura Longitudinal na Resistência de Pilares de
Concreto**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil. Área de Concentração: Estruturas. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães

Presidente/Orientador

Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio

Profa. Lídia da Conceição Dominguez Shehata

Co-Orientadora

Universidade Federal Fluminense

Prof. Ibrahim Abd EL Malik Shehata

Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Raul Rosas e Silva

Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio

Prof. João Carlos Teatini de S. Clímaco

UnB-Universidade de Brasília

Prof. Ney Augusto Dumont

Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio

Prof. José Eugênio Leal

Coordenador Setorial do Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 12 de Setembro de 2005

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

Consuelo Bello Quintana

Graduou-se em Engenharia Civil no ISPJAE (Instituto Superior Politécnico José Antonio Echevarría, Havana, Cuba) em 1986. No ISPJAE, participou de programas de Monitorias e de Iniciação Científica nas áreas de Engenharia Civil, Álgebra e Cálculo. Realizou estudos de pós-graduação na UFRJ (Universidade Federal do Rio de Janeiro) na Área de Estruturas e desenvolveu seu trabalho de pesquisa teórico sobre o comportamento do concreto confinado e defendeu a tese de mestrado em 2001. Na PUC-Rio desenvolveu seu trabalho de pesquisa com ênfase em Análise Experimental de Estruturas.

Ficha catalográfica

Quintana, Consuelo Bello

Influência da armadura transversal e do cobrimento da armadura longitudinal na resistência de pilares de concreto / Consuelo Bello Quintana ; orientador: Giuseppe Barbosa Guimarães ; co-orientadora: Lídia da Conceição Dominguez Shehata. – Rio de Janeiro: PUC-Rio, Departamento de Engenharia Civil, 2005.

176 f. : il. ; 30 cm

Tese (doutorado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.

Inclui referências bibliográficas

1. Engenharia civil – Teses. 2. Cobrimento. 3. Armadura transversal suplementar. 4. Tensão de aderência. 5. Pilares de concreto armado. I. Guimarães, Giuseppe Barbosa. II. Shehata, Lídia da Conceição Dominguez. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

CDD: 624

Dedico este trabalho a meus pais, especialmente a meus filhos e esposo, sem o apoio dos quais não teria conseguido realizá-lo.

Agradecimentos

Agradeço aos professores Giuseppe e Lídia pela orientação e apoio recebido.

Aos funcionários do Laboratório de Estrutura e Materiais, onde foi realizada a maior parte do trabalho, a etapa experimental.

Agradeço ao CNPq e à CAPES pelo apoio financeiro, aos meus pais, a os meus filhos e principalmente a meu esposo pela sua enorme ajuda, paciência e compreensão durante todo este período.

Resumo

Quintana, Consuelo Bello; Guimarães, Giuseppe Barbosa; Shehata, Lídia da Conceição Dominguez. **Influência da Armadura Transversal e do Cobrimento da Armadura Longitudinal na Resistência de Pilares de Concreto**. Rio de Janeiro, 2005. 176p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Neste trabalho é feito o estudo da influência do cobrimento da armadura longitudinal e dos grampos suplementares na resistência de pilares de concreto submetidos à compressão excêntrica. Para este fim foram ensaiados pilares curtos, com armadura longitudinal contínua e pilares com emenda na armadura. Foi elaborado um modelo para o cálculo da distribuição da tensão normal e da tensão de aderência nas barras de emendas comprimidas que reproduziu bem o verificado experimentalmente. Mostra-se a importância da tensão de ponta na transmissão de forças na emenda. Se alerta sobre como a técnica normalmente empregada no reparo dos pilares onde as armaduras apresentam corrosão, que consiste na retirada parcial ou total do que restou do cobrimento para o tratamento e/ou substituição da armadura, e posterior reposição da camada de cobrimento, pode levar a ruptura do elemento por perda de aderência. Mostra-se como não colocar os grampos suplementares pode levar a perda da estabilidade do elemento.

Palavras-chave

Cobrimento; armadura transversal suplementar; tensão de aderência; pilares de concreto armado.

Abstract

Quintana, Consuelo Bello; Guimarães, Giuseppe Barbosa (Advisor); Shehata, Lídia da Conceição Dominguez (Co-Advisor). **Influence of Transverse Reinforcement and of Concrete cover of Longitudinal Reinforcement on the Ultimate Strength of Concrete Columns**. Rio de Janeiro, 2005. 176p Dsc. Thesis – Department of Civil Engineering, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

In this work, the influence of the longitudinal reinforcement cover and supplementary transversal reinforcement on the ultimate strength of the concrete columns under eccentric compression is studied. For this purpose, tests on short columns with continuum and lapped spliced bars were carried out. A theoretical model for the calculation of the stress and bond distributions on the splice length is proposed and tested with the experimental data of this work, showing a good agreement. The relevance of the end bearing effect on the transmission of the forces in the splice is shown. An alert against the usual technique used to repair the corroded bars inside the column, i.e., to remove partially or totally the remaining concrete cover to treat or substitute the damaged reinforcement bars, and lately to put back the concrete cover. This technique may provide the element failure by the lost of bond between the remaining concrete surface and reinforcement bars. It is shown how the absence of supplementary transversal reinforcement can lead to the instability of column.

Keywords

Cover; supplementary transversal reinforcement; bond stress; reinforced concrete columns.

Sumário

1	Introdução	25
1.1.	Objetivo	26
1.2.	Conteúdo	26
2	Revisão Bibliográfica	27
2.1.	Comportamento de Elementos de Concreto Comprimidos com Armadura Longitudinal Contínua	27
2.2.	Emenda por Traspasse e Aderência	30
2.2.1.	Introdução	30
2.2.2.	Aspectos Básicos da Aderência	30
2.2.2.1.	Interação Barra - Concreto	32
2.2.2.2.	Tipos de Ruptura de Aderência das Barras Nervuradas	33
2.2.3.	Fatores que Influenciam a Aderência	34
2.2.3.1.	Confinamento	34
2.2.3.2.	Espaçamento entre as Barras Emendadas.	40
2.2.3.3.	Comprimento de Emenda por Traspasse	42
2.2.3.4.	Condições da Superfície da Barra	42
2.2.3.5.	Qualidade do Concreto	44
2.2.4.	Distribuição da Tensão de Aderência	46
2.3.	Prescrições Normativas	55
2.3.1.	CEB-FIP MC90 (1993)	55
2.3.2.	NBR 6118 (2004)	58
2.3.3.	ACI 318M/318RM (2002)	59
3	Ensaio Preliminares	60
3.1.	Programa Experimental	60
3.1.1.	Curva Tensão-deformação Específica do Aço	60
3.1.2.	Concreto	62
3.1.3.	Características dos Pilares	63
3.1.3.1.	Fôrmas	64
3.1.3.2.	Armadura dos Pilares	64

3.1.3.3.Concretagem e Cura do Concreto	66
3.1.3.4.Instrumentação dos Pilares	66
3.1.4.Procedimento de Ensaio dos Pilares	68
3.2.Apresentação e Análise dos Resultados	71
3.2.1.Ruptura dos Pilares	71
3.2.2.Deformação no Concreto e na Armadura Longitudinal	72
3.2.3.Tensão Normal na Armadura	77
3.2.4.Tensão na Ponta das Barras	79
3.3.Modelo Teórico para o Cálculo das Tensões de Aderência numa Emenda Comprimida	80
3.4.Comparação das Tensões Teóricas com as Experimentais	89
3.5.Análise Empírica da Tensão Cisalhante Média	93
4 Ensaio dos Pilares com Armadura Longitudinal Contínua e com Emenda	96
4.1.Programa Experimental	96
4.1.2.Concreto	97
4.1.2.1.Resistência à Compressão	97
4.1.2.2.Módulo de Elasticidade	98
4.1.3.Características dos Pilares	100
4.1.3.1.Armadura dos Pilares	108
4.1.3.2.Concretagem e Cura do Concreto	110
4.1.4.Instrumentação dos Pilares	111
4.1.5.Fôrmas	114
4.1.6.Procedimento de Ensaio dos Pilares	114
5.Apresentação e Análise dos Resultados	118
5.1.Modos de Ruptura	118
5.1.1.Pilares da Série 1: Pilares sem Emenda	121
5.1.2.Pilares da Série 2: Pilares com Emenda	127
5.2.Curvas Carga-deformação e Carga-deslocamento	133
5.2.1.Introdução	133
5.2.2.Pilares da Série 1	134
5.2.2.1.Efeito dos Grampos	137
5.2.3.Pilares da Série 2	139

5.2.3.1.Efeito dos Grampos	143
5.3.Comparação entre Resultados Experimentais e os de Cálculo	145
5.4.Tensão Normal nas Barras ao Longo da Emenda	149
5.4.1.Tensão na Ponta das Barras	151
5.5.Tensão de Aderência ao longo da Emenda	152
5.6.Comparação da Tensão de Aderência Média Experimental com a Resistência de Aderência segundo a NBR 6118 (2004) e o CEB-FIP MC90 (1993)	157
6.Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros	160
6.1.Conclusões	162
6.2. Sugestões para Trabalhos Futuros	170
7.Referências Bibliográficas	163
8.Apêndice	173

Lista de Figuras

Figura. 2.1: Relação entre a mudança na tensão normal na barra e a tensão de aderência.	31
Figura 2.2: Mecanismos de transferência da aderência. a: forças na barra; b: forças no concreto; c: componentes das forças no concreto; d: forças radiais e tensões de fendilhamento no concreto, mostradas numa seção transversal da barra; e: fendilhamento longitudinal.	33
Figura 2.3: Deformação arredor da barra. a: ruptura da aderência por fendilhamento; b: ruptura da aderência por arrancamento.	34
Figura 2.4: Fenômeno local de ruptura numa ancoragem; a) fendilhamento cônico; b) fendilhamento lateral do concreto.	37
Figura 2.5: Ruptura de uma emenda por traspasse submetida à tração (MacGregor (1997)).	37
Figura 2.6: Bielas diagonais comprimidas de concreto nas emendas comprimidas (superior) e tracionadas (inferior).	39
Figura 2.7: Transferência de esforços por aderência.	39
Figura 2.8: Ruptura de uma emenda comprimida causada pela tensão nas pontas (Park & Paulay, 1975).	40
Figura 2.9: Separação entre as nervuras e o concreto.	43
Figura 2.10: Tensão de aderência versus resistência à compressão do concreto para diferentes direções de concretagem e diferentes valores de deslizamento do extremo não carregado da barra (CEB-FIP, 2000).	45
Figura 2.11: Formação de espaços vazios ou poros sob as barras em posição horizontal, com lançamento de concreto na vertical.	45
Figura 2.12: Curva tensão de aderência-deslocamento.	48
Figura 2.13: Curva poligonal de Hawkins (Ueda et al., 1986).	49
Figura 2.14: Emenda por traspasse de barras tracionadas.	50

Figura 2.15: Cobrimentos considerados no CEB-FIP MC90 (1993).	56
Figura 3.1: Extensômetros na barra de $\phi = 16$ mm.	61
Figura 3.2: Ensaio da barra na máquina Amsler.	61
Figura 3.3: Aparelho usado para medir as deformações.	61
Figura 3.4: Curvas tensão - deformação longitudinal específica média do aço: a: tracionado e b: comprimido.	62
Figura 3.5: Armaduras e dimensões dos pilares: a: PEBS; b: PEBU.	63
Figura 3.6: Forma dos pilares, mostrando as armaduras do pilar PEBS.	64
Figura 3.7: Armaduras do pilar PEBU.	65
Figura 3.8: Armaduras do pilar PEBS.	65
Figura 3.9: Extremo do pilar PEBS.	65
Figura 3.10: Posição dos extensômetros nas barras.	66
Figura 3.11: Extensômetros nas barras longitudinais situados na região da emenda.	67
Figura 3.12: Posição dos extensômetros e dos lvdt no pilar.	67
Figura 3.13: Localização dos lvdt e dos extensômetros nas faces dos pilares.	68
Figura 3.14: Placas de apoios dos pilares: a: no topo; b: na base.	69
Figura 3.15: Vista frontal do apoio do topo do pilar.	69
Figura 3.16: Vista em planta do apoio do topo do pilar.	70
Figura 3.17: Região de ruptura dos pilares: a: pilar PEBS; b: pilar PEBU.	71
Figura 3.18: Detalhe da região de ruptura: a: pilar PEBU; b: pilar PEBS.	72
Figura 3.19: Curva carga-deformação das barras nos ciclos de carregamento e descarregamento. Barra 23.	73
Figura 3.20: Curva carga-deformação do aço no ciclo de carga e descarga. Barra 23.	74
Figura 3.21: Curvas envoltória carga-deformação específica do concreto do pilar PEBU.	74

Figura 3.22: Curva envoltória carga-deformação específica das barras 20 e 26 do pilar PEBU.	75
Figura 3.23: Curva envoltória carga-deformação específica das barras 23 e 41 do pilar PEBU.	75
Figura 3.24: Curva envoltória carga-deformação específica do concreto do pilar PEBS.	76
Figura 3.25: Curva envoltória carga-deformação específica das barras 20 e 26 do pilar PEBS.	76
Figura 3.26: Curva envoltória carga-deformação específica das barras 23 e 41 do pilar PEBS.	77
Figura 3.27: Tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEBU; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.	78
Figura 3.28: Tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEBS; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.	79
Figura 3.29: Emenda por traspasse de barras comprimidas.	81
Figura 3.30: Tensões no concreto na região da ponta das barras emendadas.	85
Figura 3.31: Curvas teóricas e dados experimentais da tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEBU; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.	90
Figura 3.32: Curvas teóricas e dados experimentais da tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEBS; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.	91
Figura 3.33: Curva tensão de aderência-posição ao longo da barra. Média das tensões de aderência das barras B-20 e B-26 e das barras B-23 e B-41.	92
Figura 3.34: Ajuste linear e dados experimentais da tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEBU; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.	94
Figura 3.35: Ajuste linear e dados experimentais da tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEBS; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.	95

Figura 4.1: Posicionamento dos extensômetros nos corpos-de-prova de concreto para a determinação das deformações longitudinais, colados em geratrizes diametralmente opostas.	98
Figura 4.2: Curva tensão-deformação média dos corpos-de-prova do pilar PAC-1.	99
Figura 4.3: Curva tensão-deformação média dos corpos-de-prova do pilar PBC-2.	99
Figura 4.4: Curva tensão-deformação média dos corpos-de-prova do pilar PRC-2.	99
Figura 4.5: Geometria dos pilares da séries 1 e 2.	100
Figura 4.6: Detalhe do gesso nas formas dos pilares PBC-1, PBS-1, PBC-2, PBS-2.	101
Figura 4.7: Vista Superior de todos os pilares e Vista A do PRC-1; PAC-1; PBC-1(Pilares sem emenda). Dimensões em mm.	102
Figura 4.8: Vista B dos pilares PRC-1, PAC-1 e PBC-1. Dimensões em mm.	103
Figura 4.9: Corte 1-1 do pilar PRC-1; corte 2-2 do pilar PAC-1; corte 3-3 do pilar PBC-1 e detalhamento da armadura. Dimensões em mm.	103
Figura 4.10: Vista A e Corte 4-4 dos pilares PRS-1; PAS-1 e PBS-1. (Pilares sem emenda). Dimensões em mm.	104
Figura 4.11: Vista A dos pilares PRC-2; PAC-2 e PBC-2 e Vista B do pilar PRC-2.(Pilares com emenda). Dimensões em mm.	105
Figura 4.12: Vista B dos pilares PAC-2 e PBC-2. Dimensões em mm.	106
Figura 4.13: Corte 5-5 do PRC-2; corte 6-6 do PAC-2; corte 7-7 do PBC-2 e Detalhamento da armadura. Dimensões em mm.	106
Figura 4.14: Vista B e Corte 8-8 dos pilares PRS-2; PAS-2 e PBS-2. (Pilares com emenda). Dimensões em mm.	107
Figura 4.15: Armação dos pilares da série 2 (pilares com emenda).	108
Figura 4.16: Armação dos pilares da série 1(pilares sem emenda).	108
Figura 4.17: Detalhe da armadura transversal na emenda.	109
Figura 4.18: Armaduras nas extremidades dos pilares. a : Pilares PRC-1, PAC-1, PRS-1, PAS-1, PRC-2, PAC-2, PRS-2, PAS-2; b :	

PBC-1, PBS-1, PBC-2, PBS-2; c: Vista lateral da armadura das extremidades.	109
Figura 4.19: Grampos. a: nos pilares sem emenda e na região fora da emenda nos pilares com barras emendadas; b: na região da emenda.	110
Figura 4.20: Pilar PBC-2 sem camada de gesso; a: Vista frontal; b: Detalhe da barra exposta até $\phi/2$.	110
Figura 4.21a: Extensômetro elétrico de resistência tipo PA-06-250BA-120-L; b: Zona lixada da barra para colagem do extensômetro.	111
Figura 4.22: Barras com extensômetros (pilares de referência). a: Extensômetros nos pilares sem emenda, b: Extensômetros nos pilares com emenda. (Dimensões em mm).	111
Figura 4.23. Extensômetros nas barras dos pilares com emenda.	112
Figura 4.24a: Extensômetros na seção do meio do pilar; b: Vista lateral do pilar com os lvdt; c: Detalhe dos lvdt no topo do pilar; d: Detalhe dos lvdt na seção do meio do pilar.	113
Figura 4.25: Vista frontal. Posição dos extensômetros no pilar.	113
Figura 4.26: Forma usada.	114
Figura 4.27: Apoios nos pilares, a: na base; b: no topo.	115
Figura 4.28: Corte longitudinal dos pilares indicando a posição da carga (dimensões em mm).	115
Figura 4.29: Parafusos utilizados para o posicionamento do pilar no seu topo.	116
Figura 4.30: Perfil I no topo do pilar com os dois macacos utilizados.	116
Figura 4.31: a: Extremidade do pilar PRS-1 esmagada; b: Extremidade do pilar PRS-1 recuperada com “sikagrout”.	117
Figura 4.32: a: Extremidade dos pilares com reforço; b: Reforço.	117
Figura 5.1: Corte longitudinal do pilar.	120
Figura 5.2: Pilar PRC-1 depois da ruptura; a: Vista lateral do pilar e detalhe A; b: Vista frontal da zona de ruptura e detalhe B; c: Vista frontal da zona de ruptura sem o cobrimento.	121
Figura 5.3: Pilar PAC-1 depois da ruptura; a: Vista frontal do pilar e	

detalhe A; b: Vista frontal da zona de ruptura sem o cobrimento; c: Vista lateral e detalhe B; d: Vista frontal da face tracionada e detalhe C.	122
Figura 5.4: Pilar PBC-1 depois da ruptura; a: Vista lateral e detalhe A; b: Vista frontal da zona de ruptura; c: Vista frontal da zona tracionada fissurada.	123
Figura 5.5: Pilar PRS-1 depois da ruptura; a: Vista frontal do pilar e detalhe A; b: Vista lateral e detalhe B; c: Vista frontal da zona tracionada fissurada.	124
Figura 5.6: Pilar PAS-1 depois da ruptura; a: Vista frontal e detalhe A; b: Vista lateral e detalhe B; c: Detalhe da flambagem das barras longitudinais; d: Vista frontal da zona tracionada fissurada.	125
Figura 5.7: Pilar PBS-1 depois da ruptura; a: Vista frontal do pilar e detalhe A; b: Vista lateral e detalhe B; c: Detalhe da flambagem das barras longitudinais; d: Vista frontal da zona tracionada fissurada.	126
Figura 5.8: Pilar PRC-2 depois da ruptura; a: Vista frontal do pilar e detalhe A; b: Vista lateral e detalhe B; c: Detalhe do canto da zona de ruptura; d: Vista frontal da zona tracionada fissurada.	127
Figura 5.9: Pilar PAC-2 depois da ruptura; a: Vista lateral do pilar e detalhe A; b: Vista frontal e detalhe B; c: Vista frontal da zona tracionada fissurada.	128
Figura 5.10: Pilar PBC-2 depois da ruptura; a: Vista lateral do pilar; b: Vista frontal, detalhe A e B; c: Vista frontal da zona tracionada fissurada.	129
Figura 5.11: Pilar PRS-2 depois da ruptura; a: Vista lateral do pilar e detalhe A; b: Detalhe de uma barra de esquina do pilar; c: Vista frontal; d: Detalhe mostrando a perda de aderência barra-concreto; e: Detalhe da zona da extremidade da emenda; f: Vista frontal da zona tracionada fissurada.	130
Figura 5.12: Pilar PAS-2 depois da ruptura; a: Vista frontal; b: Vista lateral do pilar e detalhe A; c: Detalhe do concreto destacado; d: Detalhe mostrando a perda de aderência barra-concreto; e: Vista frontal da zona tracionada fissurada.	131

- Figura 5.13: Pilar PBS-2 depois da ruptura; a: Vista lateral do pilar e detalhe A; b: Vista frontal; c: Detalhe da região da emenda; d: Detalhe da perda da união aço-concreto; e: Vista frontal da zona tracionada fissurada. 132
- Figura 5.14: Deslocamento transversal no pilar. 133
- Figura 5.15: Barras emendadas B1 e B2; a: Pilar PRC-2; b: Pilar PAC-2. 134
- Figura 5.16: Curvas carga-deformação específica longitudinal média da armadura dos pilares: a: PRC-1, PAC-1e PBC-1; b: PRS-1, PAS-1e PBS-1; Curvas carga-deformação longitudinal específica média do concreto dos pilares: c: PRC-1, PAC-1 e PBC-1; d: PRS-1, PAS-1e PBS-1. 135
- Figura 5.17: Corte longitudinal paralelo à face mais estreita do pilar. 136
- Figura 5.18 a: Curvas carga-deslocamento transversal δ_T dos pilares PRC-1; PAC-1e PBC-1; b: Curvas carga- deslocamento dos pilares PRS-1; PAS-1e PBS-1. 137
- Figura 5.19 a: Curva carga-deformação longitudinal específica média da armadura dos pilares PRC-1 e PRS-1; b: Curva carga-deformação específica média do concreto dos pilares PRC-1 e PRS-1. 138
- Figura 5.20 a: Curva carga-deformação longitudinal específica média da armadura dos pilares PAC-1 e PAS-1; b: Curva carga-deformação específica média do concreto dos pilares PAC-1 e PAS-1. 138
- Figura 5.21 a: Curva carga-deformação longitudinal média específica da armadura dos pilares PBC-1 e PBS-1; b: Curva carga-deformação média do concreto dos pilares PBC-1 e PBS-1. 139
- Figura 5.22: Curva carga-deformação longitudinal específica da armadura. Pilares: a: PRC-2 (barra 2); b: PAC-2 (barra 1); c: PBC-2 (barra 1); d: PRS-2 (barra 2); e: PAS-2 (barra 1); f: PBS-2 (barra 1). 140
- Figura 5.23 a: Curva carga-deformação longitudinal média do concreto dos pilares: PRC-2, PAC-2 e PBC-2; b: Curva carga-

deslocamento dos pilares: PRC-2, PAC-2 e PBC-2.	141
Figura 5.24 a: Curva carga-deformação longitudinal do concreto dos pilares: PRS-2, PAS-2 e PBS-2; b: Curva carga- deslocamento dos pilares: PRS-2, PAS-2 e PBS-2.	142
Figura 5.25: Curvas carga-deformação longitudinal média do concreto dos pilares: a: PRC-2 e PRS-2; b: PAC-2 e PAS-2; c: PBC-2 e PBS-2 e Curvas carga-deslocamento dos pilares: d: PRC-2 e PRS-2; e: PAC-2 e PAS-2; f: PBC-2 e PBS-2.	144
Figura 5.26: Curvas de interação $v - \mu$ e dados experimentais dos pilares da série 1.	147
Figura 5.27: Curvas de interação $v - \mu$ e dados experimentais dos pilares da série 2.	148
Figura 5.28: Gráfico da tensão normal da armadura - posição dos extensômetros nas barras dos pilares PRC-2, PAC-2 e PBC-2: a: Barra 1; b: Barra 2; c: Barra 3; d: Barra 4.	149
Figura 5.29: Gráfico da tensão normal da armadura - posição dos extensômetros nas barras dos pilares PRS-2, PAS-2 e PBS-2: a: Barra 1; b: Barra 2; c: Barra 3; d: Barra 4.	150
Figura 5.30: Tensão de aderência-posição dos extensômetros na barra; a: média da B1 e B3 e b: média da B2 e B4 do PRC-2; c: média da B1 e B3 e d: média da B2 e B4 do PAC-2; e: média da B1 e B3 e f: média da B2 e B4 do PBC-2.	153
Figura 5.31: Tensão de aderência-posição dos extensômetros na barra; a: média da B1 e B3 e b: média da B2 e B4 do PRS-2; c: média da B1 e B3 e d: média da B2 e B4 do PAS-2; e: média da B1 e B3 e f: média da B2 e B4 do PBS-2.	154
Figura 5.32: Gráfico de $\bar{\tau}_{exp.}/f_{ct}$ e de f_b/f_{ct} em função de c/ϕ .	158
Figura 8.1: Curvas carga-deformação longitudinal específica da armadura: a: barra B1; b: barra B3; c: barra B4 do Pilar PRC-2 e d: barra B1; e: barra B3; f: barra B4 do Pilar PRS-2.	174
Figura 8.2: Curvas carga-deformação longitudinal específica da armadura: a: barra B2; b: barra B3; c: barra B4 do Pilar PAC-2 e d: barra B1; e: barra B3; f: barra B4 do Pilar PAS-2.	175

Figura 8.3: Curvas carga-deformação longitudinal específica da armadura: a: barra B2; b: barra B3; c: barra B4 do Pilar PBC-2 e d: barra B1; e: barra B3; f: barra B4 do Pilar PBS-2. 176

Lista de Tabelas

Tabela 3.1: Valores da resistência do concreto.	62
Tabela 3.2: Características dos pilares PEBU e PEBS.	63
Tabela 3.3: Resultados gerais obtidos nos ensaios.	72
Tabela 3.4: Deformações nas pontas das barras nas etapas de carga e descarga do PEBU.	73
Tabela 3.5: Deformações nas pontas das barras nas etapas de carga e descarga do PEBS.	73
Tabela 3.6: Tensões nas barras na ponta e na outra extremidade da emenda.	80
Tabela 3.7: Tensão de aderência média obtida das curvas teóricas.	92
Tabela 3.8: Tensão de aderência média do ajuste linear.	93
Tabela 4.1: Valores da resistência à compressão média do concreto.	97
Tabela 4.2: Valores do módulo de elasticidade do concreto.	98
Tabela 4.3: Característica dos pilares da série 1. Pilares sem emenda.	101
Tabela 4.4: Características dos pilares da série 2. Pilares com emenda.	102
Tabela 5.1: Dados e resultados gerais dos pilares ensaiados.	119
Tabela 5.2: Dados e resultados experimentais dos pilares no escoamento e na ruptura.	146
Tabela 5.3: Tensões na ponta e na outra extremidade da emenda das barras, para as cargas máximas.	151
Tabela 5.4: Tensão de aderência média e máxima na emenda.	155
Tabela 5.5: Resistência de aderência segundo a NBR 6118 (2004) e o CEB-FIP MC90 (1993) e tensão de aderência média experimental.	158

Lista de símbolos

A_c	Área de concreto
A_s	Área da seção transversal da barra de aço longitudinal
A_{s1}	Área da seção transversal da barra que começa na parte negativa do eixo de coordenadas
A_{s2}	Área da seção transversal da barra que começa na parte positiva do eixo de coordenadas
A_{st}	Área da armadura transversal ao longo de l_{bt}
$A_{st,min}$	Área da armadura transversal mínima ao longo de l_{bt}
$A_{s,cal}$	Área de armadura longitudinal calculada e efetiva
$A_{s,ef}$	Área de armadura longitudinal efetiva
b	Largura da seção transversal do pilar
c	Cobrimento livre da armadura longitudinal
d	Distância do bordo mais comprimido da seção ao aço tracionado
e	Excentricidade da carga com relação ao eixo do pilar
e_s	Excentricidade da carga com relação ao aço tracionado
E_s	Módulo de elasticidade do aço
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
f_b	Resistência de aderência
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência à compressão média do concreto
f_{ct}	Resistência à tração do concreto
f_y	Tensão de escoamento do aço
h	Altura da seção transversal do pilar
K	Módulo de deslocamento
l_b	Comprimento da emenda por traspasse
L	Comprimento do pilar
N	Carga
$N_{máx}$	Carga máxima observada no ensaio
N_y	Carga correspondente à deformação de escoamento ϵ_{sy} da armadura

S	Deslocamento
s_b	Separação das barras emendadas
u	Perímetro de contato entre a barra e o concreto
α_1	Coeficiente que leva em conta a forma da barra
α_2	Coeficiente que leva em conta a influência do fato de uma ou mais barras serem soldadas transversalmente ao longo de I_{bt}
α_3	Coeficiente que leva em conta o confinamento fornecido pelo cobrimento c
α_4	Coeficiente que leva em conta o confinamento da armadura transversal
α_5	Coeficiente que leva em conta a pressão transversal no estado limite último ao longo de I_{bt} , perpendicular ao plano de fendilhamento
α_a	Coeficiente que leva em conta se a barra termina em gancho ou não
α_{ot}	Coeficiente que leva em conta a porcentagem de barras emendadas na mesma seção
α	Coeficiente que leva em conta a situação de aderência
β	Coeficiente que leva em conta a presença de camada epóxica
τ	Deslocamento transversal na metade do comprimento do pilar
τ_{topo}	Deslocamento transversal no topo do pilar
s	Deformação longitudinal específica da barra de aço
c	Deformação longitudinal específica do concreto
$\varepsilon_c máx.$	Deformação específica do concreto correspondente a $N_{máx}$
$\varepsilon_s máx$	Deformação específica da barra correspondente a $N_{máx}$
s_y	Deformação de escoamento da armadura longitudinal
ϕ	Diâmetro da barra da armadura longitudinal
ϕ_t	Diâmetro da barra da armadura transversal
γ	Coeficiente que leva em conta o diâmetro da barra
λ	Coeficiente que leva em conta a massa específica do concreto
η_1	Coeficiente que leva em conta a condição superficial da barra
η_2	Coeficiente que leva em conta se a barra está em zona de boa ou má aderência

η_3	Coeficiente que leva em conta o diâmetro da barra
ν	N/dbf_c
μ	Ne/bd^2f_c
ρ_l	Taxa da armadura longitudinal
$\overline{\sigma}_c$	Tensão no concreto fora da emenda
c	Tensão no concreto dentro da emenda
s	Tensão normal na armadura longitudinal
s_o	Tensão na barra fora da emenda
σ_{s1}	Tensão dentro da emenda na barra que começa na parte negativa do eixo de coordenadas
σ_{s2}	Tensão dentro da emenda na barra que começa na parte positiva do eixo de coordenadas
p	Tensão normal experimental na ponta da barra emendada
e	Tensão normal experimental da barra na extremidade da emenda oposta à ponta
τ	Tensão de aderência
τ_1	Tensão de aderência no interior da emenda na barra que começa na parte negativa do eixo de coordenadas
τ_2	Tensão de aderência no interior da emenda na barra que começa na parte positiva do eixo de coordenadas
τ_m	Tensão de aderência média
$\overline{\tau}_m$	A média das tensões de aderência média
$\overline{\tau}_{máx.}$	A média dos valores máximos da tensão de aderência
$\tau_{máx.}$	Valor máximo da tensão de aderência

1 Introdução

Em elementos comprimidos de concreto armado, onde grandes valores de deformações específicas se desenvolvem, a flambagem inelástica das barras longitudinais afeta a resistência e a ductilidade dos elementos.

Uma das funções da armadura transversal, que é constituída de estribos e grampos suplementares, é fornecer apoio lateral para evitar a flambagem da armadura longitudinal comprimida. Essa armadura tem que ter rigidez adequada e o espaçamento deve ser suficientemente pequeno para prevenir a flambagem.

A armadura transversal do pilar, além de evitar a flambagem das barras longitudinais e prover o confinamento passivo do núcleo de concreto, melhora a eficiência da emenda por traspasse das barras longitudinais. Em situações diferentes daquelas previstas no projeto, que podem surgir quando a armadura é colocada encostada à fôrma ou como conseqüência da corrosão da armadura, que acaba provocando a perda parcial ou total do cobrimento de concreto, a ausência ou insuficiência da armadura transversal pode provocar a ruptura da emenda e, conseqüentemente, a do pilar, como já tem sido reportado na literatura (Guimarães e Silva, 2001).

A corrosão das armaduras na base de pilares de concreto armado, onde via de regra é feita a emenda, é um problema bastante comum em edificações em geral. A técnica normalmente empregada no reparo desses pilares envolve a retirada do que restou do cobrimento para o tratamento e/ou substituição da armadura, e posterior reposição da camada de cobrimento. Em pilares com altas taxas de armadura, o emprego desse procedimento de reparo pode deixar o pilar numa situação crítica com relação a sua segurança.

Como a transferência de força de uma barra para outra em uma emenda é feita por aderência através do concreto que as envolve, a retirada do concreto do cobrimento de um pilar prejudica a transferência de forças entre as barras longitudinais emendadas, devido ao aumento na tensão de aderência na parte interna da barra que ainda permanece em contato com o concreto. Esse aumento

de tensão pode resultar numa ruptura da aderência, prejudicando a eficiência da emenda. Quando isto ocorre, os esforços solicitantes no pilar passam a ser resistidos exclusivamente pelo concreto.

Apesar das normas que tratam de estruturas de concreto armado obrigarem o emprego dos grampos suplementares para proteger as barras longitudinais afastadas dos cantos dos estribos, não é incomum a opinião de que esses grampos poderiam ser dispensados por não terem sua eficiência comprovada e por dificultarem a concretagem dos pilares.

O principal foco do presente trabalho é o comportamento de pilares de concreto armado em situações em que a armadura longitudinal se encontra com pouco ou nenhum cobrimento e em que os grampos suplementares não são empregados.

1.1. Objetivo

O objetivo do trabalho é estudar a influência do cobrimento da armadura longitudinal e dos grampos suplementares na resistência de pilares de concreto armado com armadura longitudinal contínua ou com emenda por traspasse.

1.2. Conteúdo

Para atingir o objetivo estabelecido, é feita inicialmente uma revisão bibliográfica, apresentada no capítulo 2, onde são abordados os conceitos básicos sobre a aderência concreto-aço, alguns dos fatores que a influenciam e são resumidos alguns dos trabalhos sobre a distribuição da tensão de aderência e sobre a influência do cobrimento e dos grampos suplementares sobre o comportamento de pilares de concreto armado.

O terceiro capítulo descreve os ensaios preliminares de dois pilares à compressão centrada, com armaduras longitudinais emendadas por traspasse, realizados com o objetivo de investigar o efeito da separação das barras emendadas no comportamento do pilar. É proposto também um modelo teórico

para o cálculo da distribuição das tensões de aderência numa emenda por traspasso de barras comprimidas.

No capítulo 4 são descritos os ensaios à compressão excêntrica de 12 pilares, seis com armadura longitudinal contínua e seis com armadura emendada. Estuda-se a influência do cobrimento e dos grampos no comportamento do pilar.

No capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados da segunda etapa de ensaios enfocando-se modos de ruptura, curvas carga-deformação na armadura longitudinal e carga-deslocamento laterais dos pilares, gráficos da tensão normal e da tensão de aderência ao longo das barras emendadas.

Finalmente, no sexto capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas, assim como algumas sugestões para trabalhos futuros.

Em seguida, um anexo mostra as curvas carga-deformação das barras instrumentadas dos pilares com emenda.

2 Revisão Bibliográfica

2.1. Comportamento de Elementos de Concreto Comprimidos com Armadura Longitudinal Contínua

Em elementos de concreto armado sob compressão axial, onde grandes deformações específicas se desenvolvem, a flambagem inelástica das barras longitudinais afeta a resistência e a deformação última dos elementos.

A ductilidade dos elementos estruturais, a qual possibilita o aviso, por meio de grandes deformações, da possibilidade de colapso da estrutura, permite a redistribuição de momentos fletores em estruturas hiperestáticas devido a desvios intencionais ou não com relação ao diagrama de momentos fletores real. Ela pode ser melhorada mediante confinamento, cuja eficiência depende da taxa volumétrica, espaçamento, resistência de escoamento e arranjo da armadura transversal, assim como da quantidade e arranjo da armadura longitudinal ao longo do perímetro do núcleo de concreto (Pfister, 1964; Russo, 1998; Papia & Russo, 1989; Mau, 1989 e 1990; Dhakal & Maekawa, 2002).

Tem-se mostrado que, quanto maior é o confinamento passivo do núcleo de concreto, maiores são os ganhos de resistência e ductilidade, e essa pressão de confinamento lateral é diretamente proporcional à taxa volumétrica de armadura transversal (Ibrahim & MacGregor, 1996a e 1996b; Cusson et al., 1996; Saatcioglu & Razvi, 1998; Quintana, 2001; Shehata & Quintana, 2002; Quintana & Shehata, 2004).

Um estudo feito em pilares curtos de concreto com $f_c \geq 50$ MPa de seção retangular sob compressão excêntrica (Xie et al., 1997) mostrou que a capacidade resistente pós-pico aumenta com o incremento da taxa volumétrica de armadura transversal, se o espaçamento é mantido constante. Mas, se a taxa volumétrica é mantida constante, maiores espaçamentos levam a menor resistência no regime de pós-pico. Por outro lado, Claeson & Gylltoft (1998) explicam que ensaios de pilares de concreto de alta resistência esbeltos e de seção quadrada sob carga

excêntrica mostraram que um menor espaçamento dos estribos acarretou incremento na ductilidade, mas não na capacidade resistente.

As tensões de tração que se desenvolvem na armadura transversal são as responsáveis pela tensão de confinamento passivo e a resistência de escoamento dessa armadura é o seu limite superior. Entretanto, a efetividade do uso de armadura transversal com altas resistências depende do espaçamento, do arranjo e da taxa volumétrica (Saatcioglu & Razvi, 1998; Razvi & Saatcioglu, 1999b), já que só em pilares bem confinados poder-se-á chegar a tensões altas nos estribos (Cusson & Paultre, 1994; El-Dash & Ahmad, 1994; Cusson & Paultre, 1995; Cusson et al., 1996; Xie et al., 1997; Lima et al., 1997).

Uma das funções dos estribos nos pilares e nas vigas é evitar a flambagem da armadura longitudinal comprimida. O espaçamento dos estribos ao longo da barra de aço precisa ser suficientemente pequeno para prevenir a flambagem.

Pfister (1964) ensaiou pilares submetidos à compressão centrada, de seções transversais quadradas e retangulares, com $25 \leq f_c \leq 30$ MPa, armadura longitudinal de $\phi = 20$ mm, e diferentes arranjos e espaçamentos de armadura transversal. Foram usadas três variantes de espaçamentos: (1) estribos ao longo de todo o comprimento do pilar, (2) estribos no topo, na base e um na metade do comprimento do pilar, (3) estribos só no topo e na base do pilar. O objetivo dos ensaios foi pesquisar a influência do arranjo e do espaçamento dos estribos na resistência e no comportamento dos pilares. Foi observado que os pilares que tinham estribos ao longo de todo seu comprimento (variante 1) mostraram resistência que não diferiam em mais de 2% dos valores estimados teoricamente. Todos esses pilares romperam gradualmente. Após a carga máxima, as barras longitudinais flambaram. Já os pilares das variantes 2 e 3 romperam repentinamente, após aparecerem fissuras longitudinais na camada de cobrimento. A resistência alcançada por estes pilares foi 6 a 8% menor que as calculadas.

Papia & Russo (1989) propuseram um procedimento teórico para o cálculo da deformação última (ϵ_{cu}) dos elementos de concreto armado comprimidos, considerando que esta deformação ocorre quando a armadura longitudinal flamba. Provaram a validade do seu modelo com ensaios feitos por outros autores, observando também que os ganchos usados como armadura transversal

influenciam a deformação máxima dos elementos comprimidos devido à estabilidade que eles proporcionam à armadura longitudinal.

Mau (1990) estudou a flambagem inelástica e a capacidade de carga das barras longitudinais em pilares de concreto, usando o método de elementos finitos. No modelo, somente a porção da armadura entre dois estribos consecutivos é adotada, onde as duas extremidades tiveram a rotação restringida.

A simulação desse autor mostra que existe um espaçamento crítico que depende da curva tensão-deformação uniaxial do aço, sendo que a capacidade de carga varia consideravelmente para espaçamentos entre estribos menores e maiores que esse valor crítico. Esse espaçamento crítico (s/ϕ) para aços com $f_y=476$ MPa varia entre 5 e 7.

Papia et al. (1988) propuseram um critério para determinar o comprimento da região das barras longitudinais para o qual acontece a perda de estabilidade e o número de estribos envolvidos. A carga crítica é calculada considerando-se a configuração de uma barra reta comprimida com extremidades engastadas, com apoios elásticos transversais simulando os estribos. A carga máxima da armadura longitudinal de elementos de concreto sob compressão é avaliada usando um parâmetro que depende da rigidez dos estribos, o espaçamento entre eles, o módulo de elasticidade do aço e o momento de inércia da barra longitudinal.

Buffoni (2005) estudou a flambagem da armadura longitudinal em pilares de concreto armado, submetidos a carregamento axial e levando em conta o espaçamento entre estribos, o diâmetro e arranjo dos estribos na seção transversal e o diâmetro da armadura longitudinal. Foi desenvolvido um método analítico para a avaliação da flambagem da armadura longitudinal, considerando as barras longitudinais restringidas pela rigidez axial ou à flexão dos estribos. Foi mostrado que o procedimento adotado nesse trabalho permite que se atinja a rigidez necessária (isto é, uma carga crítica superior à carga limite de compressão simples da barra longitudinal), com diferentes variáveis: espaçamento entre estribos, diâmetro da armadura transversal e longitudinal, uso de estribos suplementares (em cada seção ou alternadamente), e reposicionamento das barras da armadura longitudinal. A partir dos resultados dos cálculos, verificou-se que a armadura transversal pode oferecer diferentes contribuições para a resistência à flambagem das barras longitudinais.

2.2. Emenda por Traspasse e Aderência

2.2.1. Introdução

Em uma emenda por traspasse transfere-se a força de uma barra à outra através do concreto que as envolve. Num ponto ao longo da emenda, as forças são transferidas de uma barra para o concreto por aderência e, simultaneamente, também por aderência, do concreto para a outra barra do par que compõe a emenda. No concreto, essas forças podem gerar grandes tensões tangenciais, assim como tensões radiais que provocam fendilhamento. A integridade de uma emenda vai depender do desenvolvimento de uma aderência adequada ao longo da superfície das barras e da capacidade do concreto que envolve as duas barras de transferir as tensões tangenciais sem desintegração ou excessiva deformação.

Dá-se o nome de "tensões de aderência" às tensões tangenciais na interface barra-concreto, as quais modificam as tensões no aço pela transferência de forças entre a barra e o concreto vizinho. Quando a aderência é desenvolvida eficientemente, os dois materiais formam o "concreto armado".

2.2.2. Aspectos Básicos da Aderência

A tensão de aderência não existe a menos que exista diferença de valores entre as tensões na armadura entre uma seção e outra.

Tradicionalmente, devido à simplicidade dos ensaios, o comportamento da aderência das barras de aço inseridas em concretos tem sido simulando mediante ensaios de arrancamento (Almusallam et al., 1996; Fu, 1997). A tensão de aderência, τ , é definida como uma força por unidade de área superfnte,5 Os.3(a)-0T5 1 a91camenl6 Twê

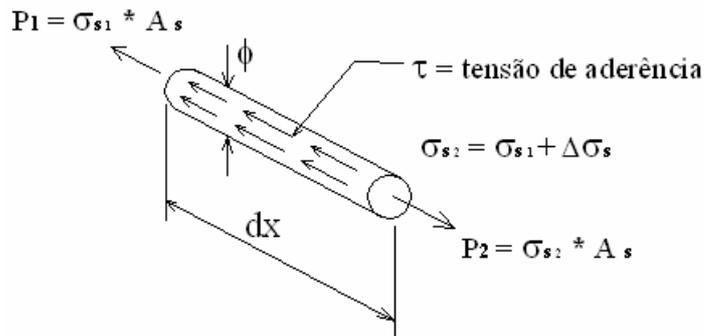


Figura. 2.1: Relação entre a mudança na tensão normal na barra e a tensão de aderência.

A aderência entre as barras de aço e o concreto se dá através dos mecanismos descritos a seguir:

a) Aderência por adesão: é dada pela resistência à separação dos dois materiais. Em virtude das ligações físico-químicas que se estabelecem na interface dos dois materiais durante as reações de hidratação do cimento, aparece uma certa resistência de adesão que se opõe à separação dos dois materiais. Este efeito isoladamente não é suficiente para uma boa ligação, sendo destruído para pequenos deslocamentos da barra.

b) Aderência por atrito: as forças de atrito entre os dois materiais dependem do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto, o qual é função da rugosidade superficial da barra, e derivam-se da existência de uma pressão transversal exercida pelo concreto sobre a barra, em virtude de sua retração. A presença da barra inibe parcialmente as deformações de retração do concreto, daí surgindo a pressão transversal que provoca o acréscimo de aderência.

c) Aderência mecânica: se deriva da presença de saliências na superfície da barra. Essas saliências funcionam como peças de apoio, mobilizando tensões de compressão no concreto (Lutz & Gergeli, 1967; Fusco, 1994; Castro, 1996; Kwak & Kim, 2001; Choi & Lee, 2002; Wang & Liu, 2003). Devido à presença das nervuras, formam-se consolos de concreto que restringem o deslizamento da barra no interior do concreto.

A aderência mecânica é a ligação mais efetiva e confiável. O efeito de adesão é pequeno e as forças de atrito não se desenvolvem até que a adesão deixe de existir e ocorram deslocamentos relativos entre a barra e o concreto. Ambos os mecanismos são importantes no caso das barras lisas; porém, o efeito da aderência

mecânica também está presente em virtude das irregularidades superficiais inerentes ao processo de laminação.

A aderência para as barras de alta aderência (barras nervuradas) depende principalmente da conexão mecânica das saliências das barras inseridas no concreto. Isto não significa que a fricção e a adesão química sejam desprezíveis, mas sim que são secundárias (Lutz & Gergeli, 1967; Tepfers, 1979; Fusco, 1994; Wang & Liu, 2003; Al-Negheimish et al., 2003).

2.2.2.1. Interação Barra - Concreto

Para baixos valores de força na barra, a aderência manifesta-se primeiramente pela adesão. Para maiores valores de força, ocorre a ruptura da adesão, que se dá para pequenos deslocamentos relativos.

No caso das barras lisas, após a ruptura da aderência de adesão, a força é transferida pelo atrito, o qual é fortemente afetado pela pressão transversal causada pela retração do concreto, e pela rugosidade da superfície da barra. Devido ao desgaste da interface ao longo do plano de deslizamento, as tensões de compressão radiais diminuem com o incremento do deslizamento, e, conseqüentemente, a tensão de aderência.

No caso das barras nervuradas, após a perda da adesão, a força é transferida principalmente por meio da compressão que as nervuras exercem sobre o concreto. Estas forças de compressão concentradas em frente das nervuras originam fissuras transversais a partir da crista da nervura. Neste estado, os consolos de concreto entre as nervuras transferem as forças de compressão ao concreto circundante. Estas forças de compressão são inclinadas com relação ao eixo da barra, podendo ser decompostas nas direções paralela e perpendicular ao eixo. A soma das componentes paralelas é igual à força de aderência. As componentes radiais induzem tensões de tração circunferenciais no concreto que envolve a barra, as quais podem causar fendilhamento radial longitudinal (Figura 2.2) (Lutz & Gergeli, 1967; Tepfers, 1979; Losberg & Olsson, 1983; MacGregor, 1997; Choi & Lee, 2002; Coronelli, 2002; Wang & Liu, 2003).

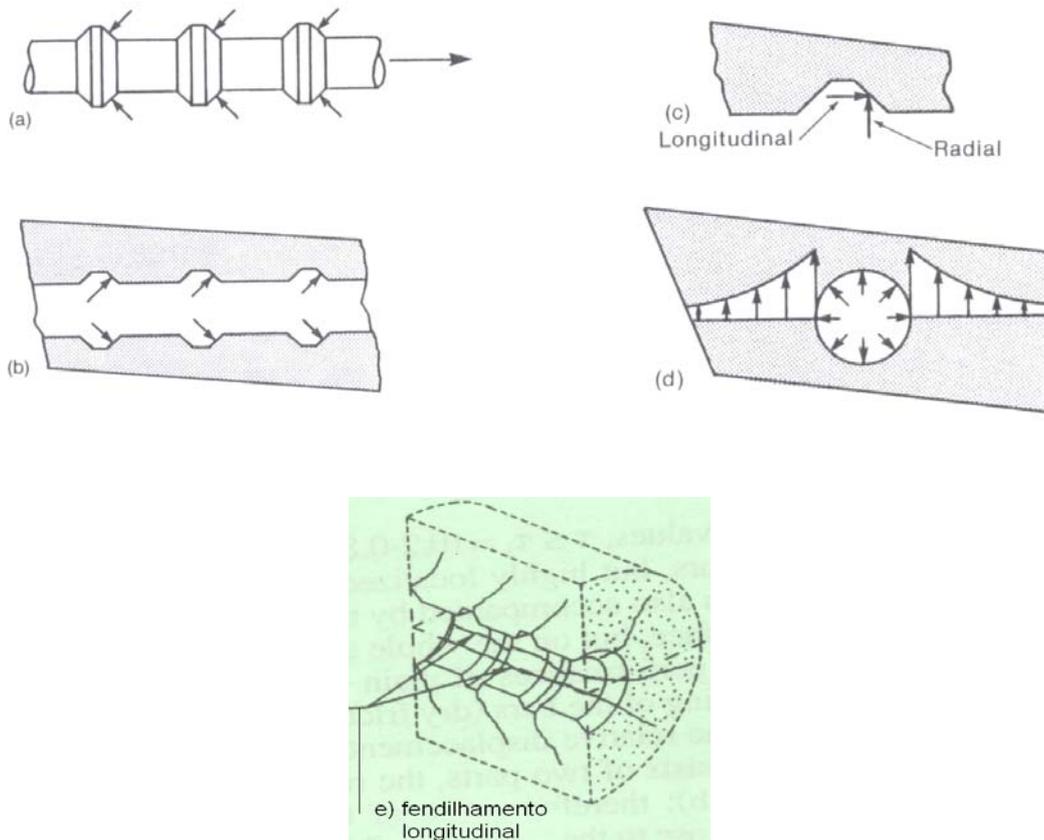


Figura 2.2: Mecanismos de transferência da aderência. a: forças na barra; b: forças no concreto; c: componentes das forças no concreto; d: forças radiais e tensões de fendilhamento no concreto, mostradas numa seção transversal da barra; e: fendilhamento longitudinal (MacGregor, 1997; fib, 2000).

2.2.2.2.

Tipos de Ruptura de Aderência das Barras Nervuradas

Se as fissuras radiais propagam-se ao longo de todo o revestimento, ocorre ruptura por fendilhamento (Figura 2.3a). Quando o confinamento é suficiente para prevenir o fendilhamento do revestimento, a ruptura da aderência é causada pelo deslizamento da barra. Neste caso, os consolos de concreto são cortados e cria-se um plano de deslizamento ao redor da barra (Figura 2.3b). O mecanismo de transferência de força muda de nervura que comprime os consolos para atrito entre a barra e o concreto. A resistência dos consolos pode ser considerada como um critério para definição dessa transição. Sob carregamento contínuo, a superfície de deslizamento desgasta-se e decresce ainda mais a tensão de aderência, similar ao caso de barras lisas (fib, 1999).

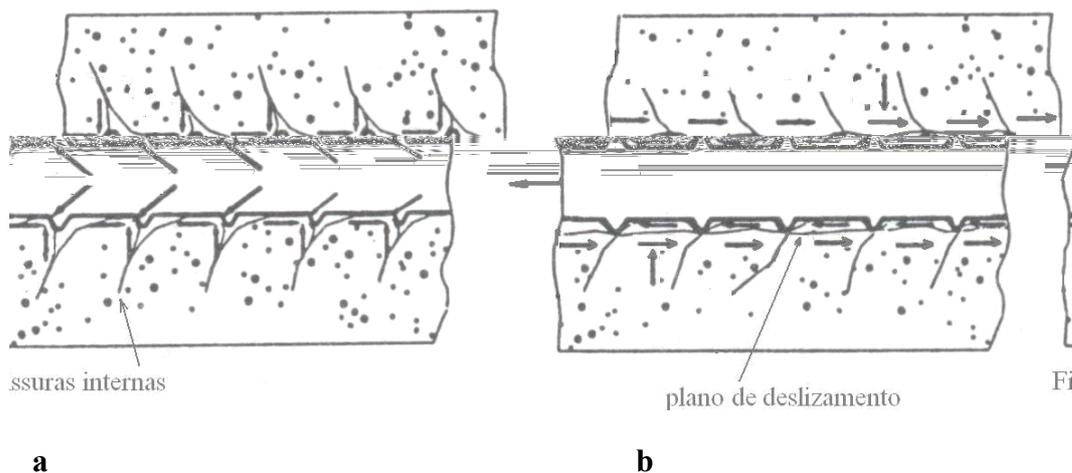


Figura 2.3: Deformação arredor da barra. a: ruptura da aderência por fendilhamento; b: ruptura da aderência por arrancamento (fib, 1999).

2.2.3. Fatores que Influenciam a Aderência

Alguns dos fatores que influenciam a aderência entre as barras de aço e o concreto que as envolve são: o confinamento provido pelo cobrimento de concreto ou pela armadura transversal, as condições da superfície das barras, a qualidade do concreto, o espaço entre as barras, s_b , e o comprimento de emenda por traspasse, l_b , no caso de uma emenda.

2.2.3.1. Confinamento

A destruição da aderência não ocorre por um simples processo de deslizamento progressivo da barra de aço dentro do concreto, a menos que o fendilhamento seja impedido.

A abertura da fissura de fendilhamento, segundo Abdullah et al. (1996), tem um papel crítico no comportamento com relação à resistência de aderência. Ela pode ser controlada pelo concreto que envolve a barra de aço. Verifica-se que o aumento do cobrimento de concreto produz incremento na resistência ao fendilhamento e, portanto, aumento na tensão de aderência (Chinn et al., 1955; ACI Committee 408, 1966; Lutz & Gergeli, 1967; Silva, 1986; McDermott, 1970; MacGregor, 1997; Yerlici & Özturan, 2000; Harajli et al., 2002).

Estefahani & Rangan (1998) ensaiaram elementos de concreto sem armadura transversal com comprimentos de ancoragem pequenos (de 55 a 90 mm), com $\phi = 20$ e 24 mm, e $f_c = 26, 50$ e 75 MPa. Eles observaram que a resistência de aderência média, τ_m , é influenciada pela variação da relação c/ϕ (onde c é a espessura do cobrimento referido à armadura longitudinal) e pela resistência à compressão do concreto. Dos resultados dos seus ensaios concluíram que, para um valor da relação c/ϕ , a τ_m foi maior para os elementos com valores maiores de f_c . Por outro lado, para um certo valor de f_c , a tensão de aderência média aumentou com o incremento da relação c/ϕ .

Choi & Lee (2002) obtiveram uma expressão para o cálculo da resistência de aderência entre o concreto e o aço. Nela, levaram em conta a coesão entre o concreto e a barra (que diminui quando aumenta o deslizamento da barra) mediante dois termos, considerando ainda um termo que leva em conta a tensão de confinamento, decorrente do concreto do cobrimento ou da armadura transversal. Esta tensão foi obtida por meio de uma análise com elementos finitos.

Eles compararam os valores analíticos de resistência de aderência com os obtidos em ensaios realizados por Choi et al. (1990) de vigas à flexão, com cobrimentos de $\phi, 2\phi$ e 3ϕ , e obtiveram uma boa concordância entre eles. Concluiu-se que a resistência de aderência após a perda da adesão é diretamente proporcional ao confinamento decorrente do cobrimento.

Ferguson & Thompson (1962) estudaram o efeito do incremento do cobrimento na resistência de aderência em 32 vigas sob flexão com barras de 36 mm diâmetro, com armadura transversal e $f_c = 21$ MPa. O cobrimento livre com relação à armadura longitudinal

Os estribos retardam a propagação da fissura de fendilhamento e ajudam a manter sua abertura pequena. Eles garantem um tipo de ruptura menos abrupta (Ferguson & Thompson, 1962; ACI Committee 408, 1996). Quando os estribos são colocados com pequeno espaçamento entre eles, a resistência de aderência aumenta (Fusco, 1994; Esfahani & Rangan, 2000).

Zuo & Darwin (2000) estudaram o efeito da resistência à compressão do concreto (variando entre 28 e 108 MPa), da quantidade (variando entre 941 e 1132 kg/m³) e tipo de agregado graúdo no concreto (basalto e calcário), e da geometria da barra (a área relativa da nervura variou entre 0,069 e 0,141) na resistência da emenda de barras longitudinais de vigas ensaiadas à flexão, com a emenda localizada na região de momento constante, com e sem armadura transversal. Eles observaram que, no caso das emendas com armadura transversal, quanto maior a quantidade de agregado no concreto, maior a contribuição da armadura transversal na resistência da emenda. Além disso, nessas emendas, a resistência aumentou com o incremento da área relativa da nervura. A maioria dos elementos rompeu por fendilhamento na face tracionada do elemento na região da emenda. As vigas sem estribos com resistência menor do concreto apresentaram um tipo de ruptura brusca, sendo mais dúctil a ruptura nas vigas com estribos na emenda. Nos elementos de concretos de maior resistência, as conclusões foram similares, só que a ruptura foi mais frágil do que nas das vigas com f_c menor. Concretos com maior energia de fratura (basalto) mostraram incrementos na resistência da emenda devido a esta maior energia fazer com que o concreto incrementasse sua resistência à propagação das fissuras e retardasse a ruptura por fendilhamento.

As fissuras de fendilhamento geralmente começam nas extremidades da emenda, devido à concentração de tensões nessa zona (Zuo & D. Darwin, 2000). Este fenômeno de ruptura é similar ao que acontece em uma ancoragem, como é mostrado na Figura 2.4. A armadura transversal na região da emenda retarda a abertura da fissura de fendilhamento, e, conseqüentemente, melhora a resistência da emenda e garante uma ruptura dúctil (Ferguson & Breen, 1965; Park & Paulay, 1975; MacGregor, 1997). A ruptura de uma emenda submetida a tração é violenta, se ela não é confinada mediante armadura transversal (Figura 2.5).

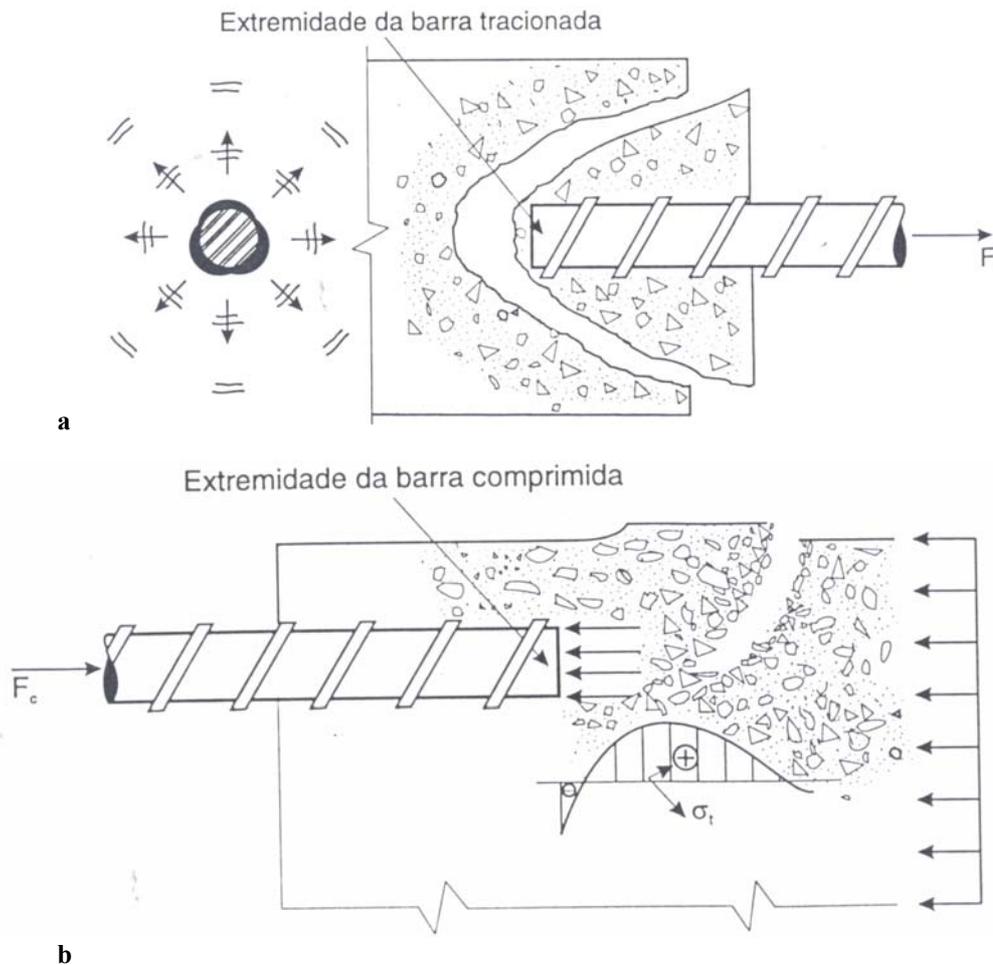


Figura 2.4: Fenômeno local de ruptura numa ancoragem; a) fendilhamento cônico; b) fendilhamento lateral do concreto (Fusco, 1994).

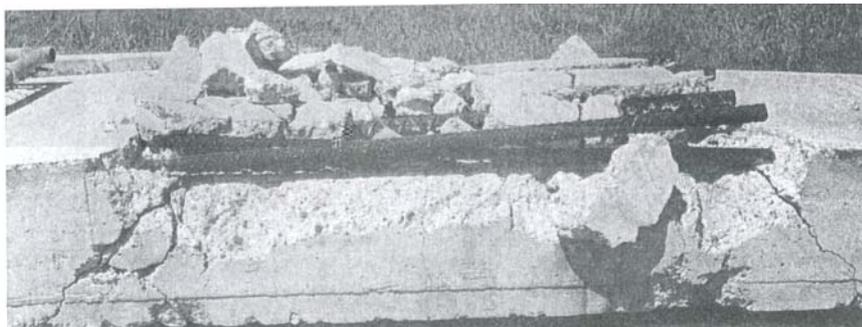


Figura 2.5: Ruptura de uma emenda por traspasso submetida à tração (MacGregor, 1997).

De acordo com Choi & Lee (2002), quando as barras de aço não estão confinadas mediante armadura transversal, a área relativa das nervuras da barra tem pouco efeito na resistência de aderência e a ruptura somente é governada pelo fendilhamento. Porém, quando o elemento está bem confinado com armadura

transversal ou por um cobrimento adequado, a resistência de aderência aumenta com o aumento da área relativa da nervura.

Por outro lado, Lee et al. (2002), a partir de ensaios de arrancamento feitos com o objetivo de observar o efeito na aderência do grau de corrosão das barras inseridas no concreto, concluíram que, enquanto os elementos não armados lateralmente têm ruptura frágil devido ao incremento das fissuras decorrentes da corrosão do aço, os elementos com armadura transversal rompem por deslizamento, devido ao efeito do confinamento.

Yenlici & Özturan (2000) realizaram ensaios de arrancamento excêntrico cujo objetivo era investigar o efeito na resistência de aderência da f_c (variado entre 60 e 90 MPa), do diâmetro da barra longitudinal (variado entre 12 e 26 mm), da espessura do cobrimento (variado entre 15 e 30 mm) e da quantidade de armadura transversal (0 a 3 estribos de 3,4 ou 6 mm de diâmetro). Os resultados indicaram que a resistência de aderência aumenta com incremento da f_c , da espessura do cobrimento e da quantidade de armadura transversal e diminuiu com o aumento do diâmetro da barra longitudinal.

As emendas e as ancoragens das barras comprimidas têm basicamente o mesmo comportamento que o das tracionadas. A transmissão de esforços é realizada por bielas diagonais comprimidas de concreto (Figura 2.6), com o conseqüente aparecimento de tensões transversais de tração que fissuram o concreto e destroem a ligação entre os dois materiais (Figura 2.7). No entanto, no caso de barras comprimidas, existe maior integridade do concreto decorrente da própria compressão longitudinal do elemento, além de uma grande parte da força de compressão ser transferida pela ponta. No estudo realizado por Pfister & Mattock (1963), foram detectadas tensões nas pontas das barras iguais a $5f_c$. As grandes tensões desenvolvidas no concreto na ponta das barras produzem uma tendência ao fendilhamento que é particularmente prejudicial à segurança quando existe uma camada de cobrimento de pequena espessura. Para evitar esse tipo de ruptura, as normas recomendam a utilização de uma adequada armadura transversal nessa região.

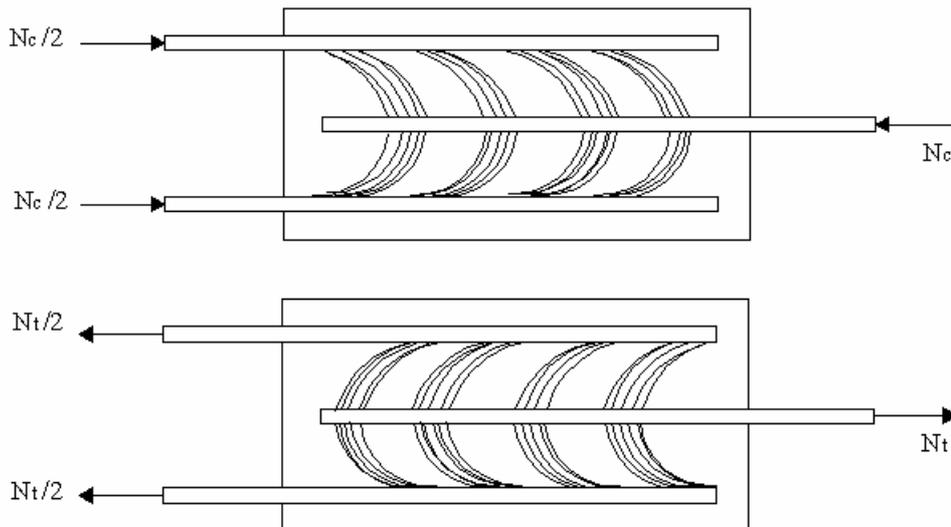


Figura 2.6: Bielas diagonais comprimidas de concreto nas emendas comprimidas (superior) e tracionadas (inferior).

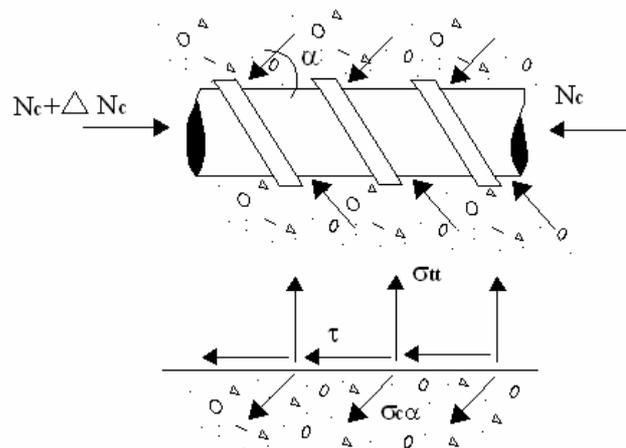


Figura 2.7: Transferência de esforços por aderência (Fusco, 1994).

Segundo Park & Paulay (1975), em ensaios feitos na Universidade de Stuttgart, Alemanha, em elementos com barras emendadas, as rupturas das emendas ocorreram nas extremidades das mesmas, independentemente do valor de I_b (Figura 2.8). Além disso, o esmagamento do concreto nas extremidades das barras emendadas foi particularmente severo à medida que o diâmetro da barra aumentou. Constatou-se que a presença de armadura transversal provocou aumento na capacidade resistente do concreto nas extremidades das barras emendadas e que aumentar a espessura do cobrimento numa emenda de barras comprimidas produz insignificantes melhorias.

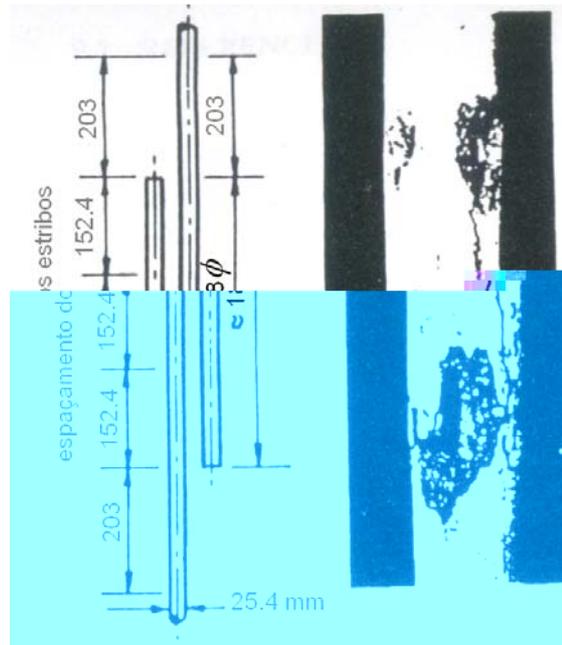


Figura 2.8: Ruptura de uma emenda comprimida causada pela tensão nas pontas (Park & Paulay, 1975).

2.2.3.2. Espaçamento entre as Barras Emendadas.

Numa emenda por traspasse, as barras emendadas podem estar em contato uma com a outra ou haver uma separação entre elas s_b . Walker (1951) realizou ensaios de vigas à flexão, com e sem armadura transversal e com $34 \leq f_c \leq 57$ MPa, e de prismas ao arrancamento com barras emendadas, sem armadura transversal. O objetivo foi comparar o comportamento das emendas com barras nervuradas de $\phi = 19$ mm e 25 mm, unidas e separadas. Quando as barras estavam separadas, o espaçamento entre elas foi de $1,5\phi$. Não se observou uma importante perda de aderência quando as barras estavam unidas na emenda. O autor constatou que nos prismas, os quais foram moldados verticalmente, as vibrações durante a concretagem garantiram uma boa penetração de argamassa entre as barras e nervuras, garantindo uma boa aderência entre as barras e a argamassa. Não existiram evidências de que argamassa entre as barras fosse mais débil que o concreto ao redor das barras separadas ou não tivesse capacidade de garantir uma adequada aderência com as barras.

Chambelin (1952) também pesquisou o efeito na aderência do parâmetro s_b , em prismas de concreto com $22 \leq f_c \leq 38$ MPa, $\phi = 12,7$ mm e 29 mm e $100 \leq$

$l_b \leq 405$ mm, ensaiados ao arrancamento. As barras estavam separadas de $1\phi \leq s_b \leq 3\phi$ ou unidas. Os prismas com barras nervuradas tinham armaduras transversais em espirais para evitar o fendilhamento. Os prismas com barras lisas não tinham armadura transversal. As barras nervuradas unidas foram colocadas com a nervura longitudinal em contato, tentando-se, assim, evitar qualquer conexão mecânica das nervuras transversais. O autor concluiu que a aderência das barras lisas não foi afetada significativamente pelo seu espaçamento. As barras nervuradas em contato mostraram maiores tensões médias de aderência. Observou que a variação de s_b entre 1ϕ e 3ϕ não afetou significativamente a aderência.

Chambelin (1958), numa segunda fase de sua pesquisa, ensaiou vigas à flexão com $f_c = 31$ MPa, sem armadura transversal, com barras nervuradas de $\phi = 12,7$ mm como armadura longitudinal, emendadas na zona de momento constante. As barras estavam unidas ou separadas de 1ϕ e 2ϕ . Observou-se pouca diferença entre a resistência das emendas com barras unidas e barras separadas.

Hamad & Mansour (1996) ensaiaram lajes à flexão com $19 \leq f_c \leq 24$ MPa e barras longitudinais com $\phi = 14, 16$ e 20 mm, dimensionadas para atingir a ruptura por fendilhamento, com s_b entre zero e 50% do comprimento de emenda por traspasse. Com base nos resultados dos ensaios, recomendaram um valor máximo de $s_b = 30\%$ de l_b ou 5ϕ . Eles observaram que, quando as barras estavam separadas até um valor de 5ϕ , as resistências de aderência foram maiores do que no caso das barras em contato.

Chinn et al. (1955) estudaram, por meio dos ensaios de vigas com emendas na armadura longitudinal nervurada tracionada na região de momento fletor constante e $24 \leq f_c \leq 33$ MPa, o efeito na aderência de algumas variáveis, como o cobrimento, o comprimento de emenda por traspasse l_b , o parâmetro s_b , o diâmetro da barra longitudinal ($\phi = 10, 19$ e 36 mm) e os estribos na região da emenda. Concluíram que o espaçamento das barras emendadas, s_b , que foi variado entre zero e $2,5\phi$, apenas para o caso da barras com $\phi = 19$ mm, não influía substancialmente na aderência, nem na forma como o elemento fissurou.

2.2.3.3. Comprimento de Emenda por Traspasse

Pfister & Mattock (1963) ensaiaram pilares de concreto armado sob compressão centrada com $23 \leq f_c \leq 29$ MPa e barras longitudinais de 26 mm de diâmetro, com diferentes valores de l_b de emenda por traspasse, com o objetivo de estudar seu efeito na resistência. O valor de l_b variou entre zero e 30 vezes o diâmetro da barra. Concluíram que a efetividade da emenda por traspasse não é diretamente proporcional a l_b . Parece que a força na barra é transferida ao concreto pela combinação da aderência na superfície da barra e pela ponta da mesma. Foram obtidas tensões nas pontas iguais a até cinco vezes a resistência f_c . Isto decorre da restrição lateral provida pelo concreto ao redor e pela armadura transversal.

Chinn et al. (1955), ao estudar o efeito da variação deste parâmetro em vigas com emendas tracionadas observaram, que a tensão de aderência última decresceu com o aumento do comprimento l_b da emenda.

Scott et al. (1989) ensaiaram elementos de concreto armado sob compressão com duas barras longitudinais emendadas por traspasse, com $l_b = 125$ mm e 250 mm, $f_c = 44$ MPa e $\phi = 12$ mm e 20 mm. Obteve-se a distribuição das deformações longitudinais nas barras na região da emenda. Foi observado que a ponta da barra tinha um papel significativo na transferência de força e que este efeito parecia ser proporcional à área da secção transversal da barra, mostrando valores de tensões nas pontas para as emendas com $l_b = 125$ mm 70 % maiores que os para as emendas com $l_b = 250$ mm.

2.2.3.4. Condições da Superfície da Barra

Nas barras nervuradas, a aderência depende fundamentalmente das conexões mecânicas entre o concreto e a barra. Estas conexões são afetadas, entre outros fatores, pelas condições da superfície das barras (Park & Paulay, 1975). A exposição das barras de aço à atmosfera (umidade, condensação e poluição) pode causar uma corrosão inicial (fina capa de óxido de ferro) na superfície das mesmas, a qual não prejudica a aderência, podendo até ajudá-la, desde que a diminuição da seção não passe a ser crítica. Kemp et al. (1968), ao fazerem

ensaios de vigas em balanço com $f_c = 23$ MPa e 39 MPa com barras de $\phi = 12$ mm e 30 mm e diferentes graus de corrosão, obtidos pela exposição das mesmas ao ar e à água durante cinco meses e meio, e com barras limpas, concluíram que as características da aderência não foram afetadas adversamente pelo grau de corrosão da superfície, sempre que isto levasse a uma diferença de peso entre a barra corroída e a barra limpa inferior a 6 %. Concluíram que não é necessário limpar a superfície das barras para usá-las como armadura no concreto, sempre que a condição de 6 % de diferença de peso for atendida.

Al-Negheimish et al. (2003) ensaiaram elementos ao arrancamento, com $f_c = 23$ MPa, que tinham barras de $\phi = 14$ mm com diferentes graus de corrosão, alcançados por diferentes tempos de exposição das barras ao ambiente (0 a 36 meses). Os resultados indicaram que a aderência das barras melhorou para períodos curtos de exposição (menos que 12 meses); para maiores períodos, a aderência foi afetada adversamente.

Coronelli (2002) observou que a resistência de aderência de barras com corrosão aumenta desde que o cobrimento não esteja fissurado. Isto se deve ao fato de a pressão ao redor da barra aumentar, e também o atrito na interface.

A deterioração da aderência, segundo esse autor, começa quando o cobrimento está fendilhado ou ocorre o destacamento do cobrimento. Nestas condições, a deterioração da aderência depende da degradação da interface, e a modificação do perfil das nervuras passa a ser o fator dominante. A corrosão pode reduzir a altura das nervuras, mas isto é improvável ser significativo exceto para avançado estado de corrosão (Figura 2.9).

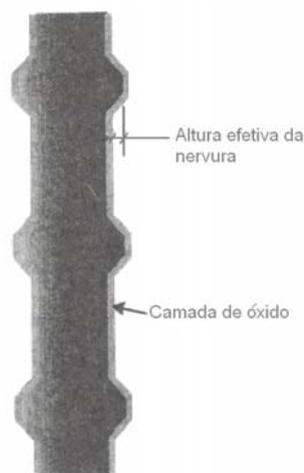


Figura 2.9: Separação entre as nervuras e o concreto (fib, 2000).

2.2.3.5. Qualidade do Concreto

A qualidade do concreto é um aspecto importante na aderência, não só sua resistência, mas também alguns aspectos tecnológicos relativos à concretagem, que podem ser mais importantes do que a resistência. Como mostra a Figura 2.10, para uma mesma área relativa da nervura (0,1) e comprimento de emenda por traspasse ($l_b/\phi = 10$), a tangente da curva em cada ponto para um mesmo valor de f_c é maior para o elemento concretado verticalmente. Isto indica que a dependência da tensão de aderência da posição da barra em relação à concretagem é ainda mais importante do que sua dependência da f_c .

A relação carga-deslocamento das barras de alta aderência está fundamentalmente afetada pelo comportamento do concreto que está imediatamente na frente das saliências. A qualidade do concreto nessa região é influenciada pela posição relativa da barra quando o elemento é concretado.

Em ensaios de arrancamento em espécimes com barras nervuradas (Ferguson et al., 1965), foram observados comportamentos significativamente diferentes, ao se comparar barras localizadas na zona superior e inferior do elemento quando este foi concretado. No caso das barras próximas do fundo da forma, a ponta não carregada da barra não deslizou até a carga última. No entanto, para as barras da zona superior, o deslizamento começou para cargas muito baixas. Isto evidencia a existência de espaço com ar e água embaixo da barra que levou ao seu deslizamento. Este deslizamento diminuiu a resistência ao fendilhamento de 15 a 20 %. A simples sedimentação do concreto fresco faz com que haja um acúmulo de água sob as barras que, posteriormente, ao ser absorvida pelo concreto endurecido (ou desaparecer por evaporação), deixa vazios ou inúmeros poros na parte inferior (ver Figura 2.11), prejudicando sensivelmente a qualidade da aderência. A aderência pode, por causa disso, cair à metade em relação aos valores encontrados nas barras em posição vertical (Silva, 1986).

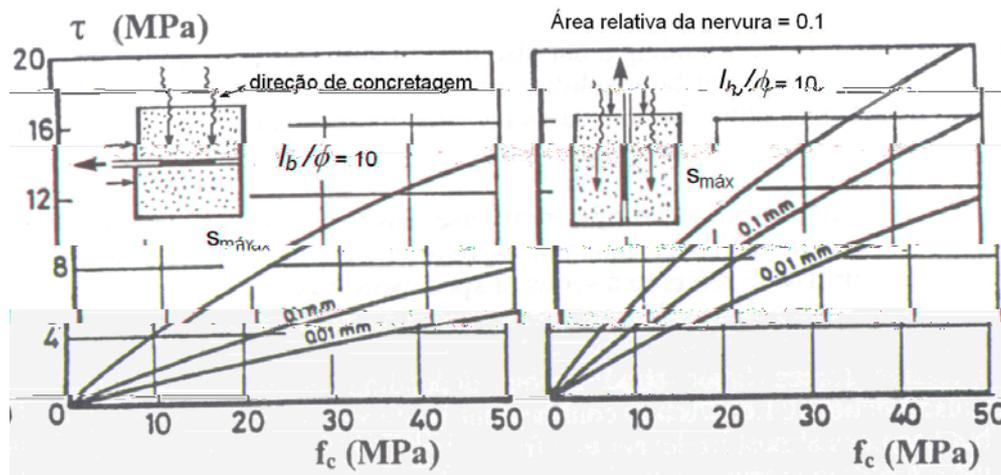


Figura 2.10: Tensão de aderência versus resistência à compressão do concreto para diferentes direções de concretagem e diferentes valores de deslizamento do extremo não carregado da barra (fib, 2000).

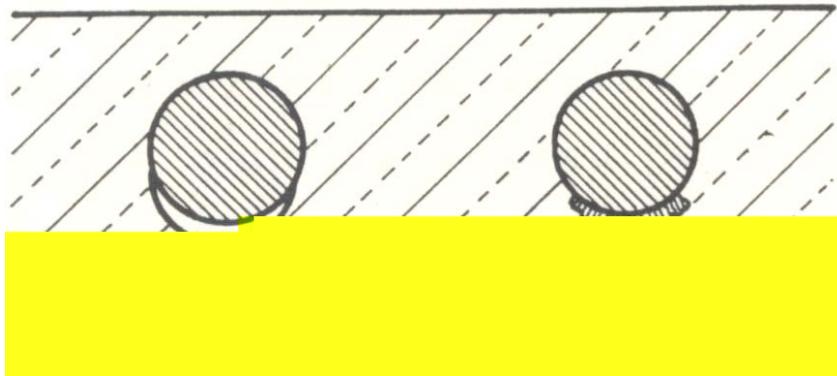


Figura 2.11: Formação de espaços vazios ou poros sob as barras em posição horizontal, com lançamento de concreto na vertical (Silva, 1986).

De fato, a aderência é melhor nas barras horizontais localizadas perto do fundo das formas e nas barras verticais carregadas na direção contrária à da concretagem, pois em ambos casos as nervuras comprimem uma argamassa menos porosa.

O efeito da posição das barras quando da concretagem na aderência é ainda mais severo para as barras lisas, onde a resistência de aderência é diminuída em até aproximadamente 50% no caso de barras horizontais, quando comparadas com barras verticais (Park & Paulay, 1975).

Na literatura, são relatados vários estudos realizados com o objetivo de investigar a possibilidade de melhorar a aderência entre o concreto e o aço mudando-se as propriedades do concreto.

Fu & Chung (1997) analisaram o efeito na aderência do aumento da relação água-cimento (A/C) no concreto, ao ensaiar corpos-de-prova ao arrancamento com barra de $\phi = 20$ mm, com armadura transversal. Concluíram que a aderência teve um aumento quando a relação A/C aumentou de 0,45 a 0,60. Eles atribuem estes resultados ao fato do aumento da relação A/C incrementar a fluidez do concreto, permitindo encher todos os espaços vazios entre a barra e o concreto de forma mais compacta. O aumento da fluidez do concreto pode também ser obtido usando aditivos sem precisar mudar a relação A/C.

2.2.4. Distribuição da Tensão de Aderência

Mains (1951) mediu experimentalmente as tensões normais no aço em prismas submetidos a ensaio de arrancamento e em vigas, ambos com armadura transversal. A armadura longitudinal era de barras lisas ou nervuradas com 22 mm de diâmetro e $24 \leq f_c \leq 28$ MPa. Nesses ensaios, as barras foram cortadas longitudinalmente ao meio e os extensômetros foram colados o mais perto possível do centróide da seção da barra, a cada 50 mm, e depois a barra foi soldada. O valor de τ_m num intervalo \overline{AB} foi calculado fazendo a diferença entre forças na barra entre as posições de dois extensômetros adjacentes e dividindo-a pelo perímetro da barra e pelo comprimento do intervalo \overline{AB} . A partir dos valores de τ_m de cada intervalo foi obtida a distribuição da tensão de aderência na barra. Conclui-se que a tensão de aderência máxima, $\tau_{m\acute{a}x.}$, foi aproximadamente duas vezes a τ_m e a razão $\tau_{m\acute{a}x.}/\tau_m$ foi sempre maior nas barras nervuradas, indicando que elas desenvolvem maiores tensões de aderência locais que as lisas (se o comprimento for suficientemente pequeno, a distribuição de τ_m pode ser considerada quase uniforme e a aderência é chamada de *local*).

Foi observado que, nos ensaios de arrancamento com barras lisas, $\tau_{m\acute{a}x.}$ ocorreu perto da extremidade não carregada da barra, quando a carga máxima foi alcançada. Com barras nervuradas, o valor máximo se deslocou da extremidade carregada da barra à não carregada com o incremento da carga e esse valor máximo também foi aumentando.

Scott et al. (1989) ensaiaram elementos de concreto armado à compressão com duas barras emendadas por traspasse de 12 mm e 20 mm de diâmetro, $I_b =$

125 mm e 250 mm e $f_c = 44$ MPa, e obtiveram as curvas de distribuição de deformações longitudinais na região da emenda. Para a instrumentação das barras usaram uma técnica similar à usada por Mains (1951). Os extensômetros foram espaçados a 20 mm, chegando a 2 mm nas pontas das barras. Foram medidas as deformações do concreto na superfície do elemento e também no seu interior, embutindo extensômetros próximo das pontas das barras.

Dos resultados obtidos, observaram que a ponta da barra tinha um papel significativo na transferência de forças, havendo tensões no concreto maiores que f_c e que este efeito de ponta parecia ser proporcional à área da seção transversal da barra. Foram observadas grandes deformações nas pontas das barras. $\tau_{m\acute{a}x.}$ foi obtida perto da ponta e tanto $\tau_{m\acute{a}x.}$ quanto τ_m foram proporcionais à carga. Eles verificaram que o comprimento da barra no qual a força é transferida não esteve limitado a l_b , constatando que a ponta na barra produziu picos nas distribuições de tensões de aderência na barra adjacente fora da emenda. Foi observado também que os extensômetros internos no concreto mostraram maiores deformações que os colados na superfície do elemento.

Scott et al. (1990) ensaiaram elementos ao arrancamento, com duas barras emendadas com $125 \leq l_b \leq 750$ mm e $\phi = 12$ mm e 20 mm. Obtiveram a distribuição de deformações longitudinais nas barras ao longo da emenda mediante a mesma técnica usada por Scott et al. (1989). Os resultados mostraram que, antes da formação de fissuras, as curvas das deformações ao longo das barras emendadas tinham uma grande inclinação nas pontas.

Kankan (1997) fez ensaio de arrancamento em prismas de concreto com barras lisas e nervuradas de $\phi = 25$ mm e $f_c = 40$ MPa, sendo aplicada carga em ambas as extremidades (duplo arrancamento). A barra analisada foi ancorada no meio através de outra barra que a atravessava transversalmente. O valor de l_b de cada metade da barra foi de 100 mm, que foi instrumentada pelo mesmo método usado por Mains (1951). Ele obteve a distribuição de deformações longitudinais, de τ e do deslocamento, s , ao longo do comprimento de ancoragem. Foi observado que a forma da distribuição das deformações das barras lisas mudou pouco com o incremento da carga, mostrando o máximo na extremidade carregada da barra e o mínimo no ponto médio da barra, onde ela estava ancorada transversalmente. Já nas barras nervuradas, a distribuição de deformações foi parabólica, com dupla

curvatura e grandes diferenças entre os valores da extremidade e do ponto médio da barra. A tensão de aderência para um determinado deslizamento aumentou com a distância à extremidade carregada nas barras nervuradas, mostrando valores máximos iguais a 3 a 6 vezes os valores máximos desenvolvidos pelas lisas.

Segundo Tepfers (1980), a distribuição de tensões de aderência ao longo de uma emenda por traspasse no concreto armado pode ser determinada usando a teoria do módulo de deslocamento K . Este é o módulo secante da curva tensão de aderência-deslocamento (Figura 2.12), obtida pelo autor em ensaios de arrancamento (pull-out) com comprimento de ancoragem pequeno (50 mm) e $\phi = 12 \text{ mm}$.

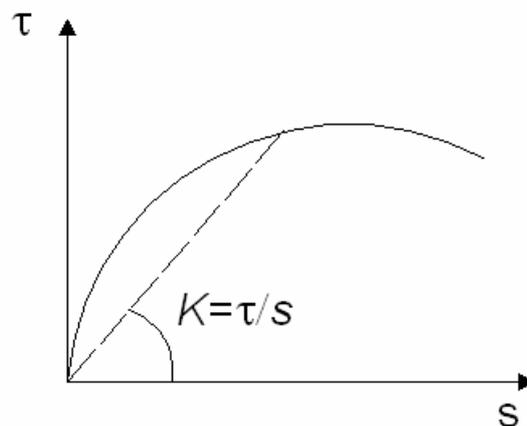


Figura 2.12: Curva tensão de aderência-deslocamento.

Como a curva tensão de aderência-deslocamento não é linear, K não é constante e decresce com o incremento de τ (Figura 2.12). Mas, apud Tepfers (1980), Lørsberg (1963) mostrou que a distribuição de aderência ao longo de uma barra ancorada não é significativamente influenciada pela variação de K .

No trabalho de Tepfers (1980), cujo objetivo era obter curvas da distribuição de tensões normais no aço e de tensões de aderência na emenda, o valor de K variou em um intervalo entre 50 e 150 N/mm^3 , valores estes obtidos de ensaios de arrancamento de elementos com comprimentos de ancoragem pequenos (4ϕ) e para concretos com resistências à compressão de $23,5$ e $51,2 \text{ MPa}$. Foi observado que essa variação nos valores de K teve pouca influência nas distribuições das tensões. Por esta razão, pode-se supor um valor de K constante.

Segundo Tepfers (1980), pode-se adotar $K = rf_c$, onde r depende do tipo de aço. São dados valores de K para dois tipos de aço suecos. Para aços Ks40 (f_y

= 400 MPa), $K = 3f_c$ e para aços Ks60 ($f_y = 600$ MPa), $K = 4,25f_c$, sendo f_c em MPa e K em N/mm^3 .

Devido a K ser utilizado na análise teórico-experimental desenvolvida nesta tese, são resumidos a seguir alguns trabalhos sobre esse parâmetro.

Apud Sánchez Filho (1990), Hawkin (1986) adotou uma relação tensão de aderência-deslocamento poligonal (Figura 2.14). Essa relação é válida tanto para ensaios de arrancamento, como para ensaios de “penetração” (push-out), sendo aplicável para peças comprimidas e tracionadas com $17,5 \leq f_c \leq 34,5$ MPa.

Na Figura 2.13, K é a inclinação da reta AO e igual a $18,1\sqrt{f_c}$, com f_c em MPa e K em N/mm^3 .

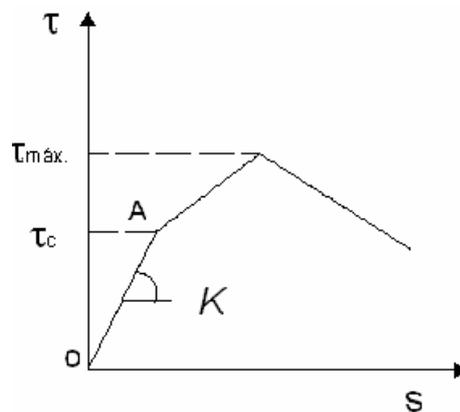


Figura 2.13: Curva poligonal de Hawkins (1986).

Kankam (1997) encontrou para a inclinação inicial da curva tensão de aderência-deslocamento (módulo de deslocamento inicial ou módulo tangente) valores entre 100 e 300 N/mm^3 . Estes valores foram obtidos para barras nervuradas com comprimento de aderência de $4\phi = 100$ mm, medido desde a extremidade carregada da barra até o ponto médio da barra ancorado transversalmente, em ensaios de arrancamento duplo, com f_c igual a 40 MPa.

Tepfers (1980), usando a teoria do módulo de deslocamento K , determinou de forma analítica a distribuição de tensões ao longo de barras submetidas à tração, emendadas por traspasse e localizadas na zona de momento constante e força cortante nula de uma viga.

A armadura da emenda é representada na Figura 2.14. A armadura fora da emenda tem uma tensão σ_{s0} . A origem do sistema de coordenadas foi colocada no

meio da emenda, coincidindo a direção do eixo x com a das barras emendadas. As tensões para as barras que começam na parte negativa do eixo x estão indicadas com sub-índice **1** e as que começam na parte positiva com sub-índice **2**.

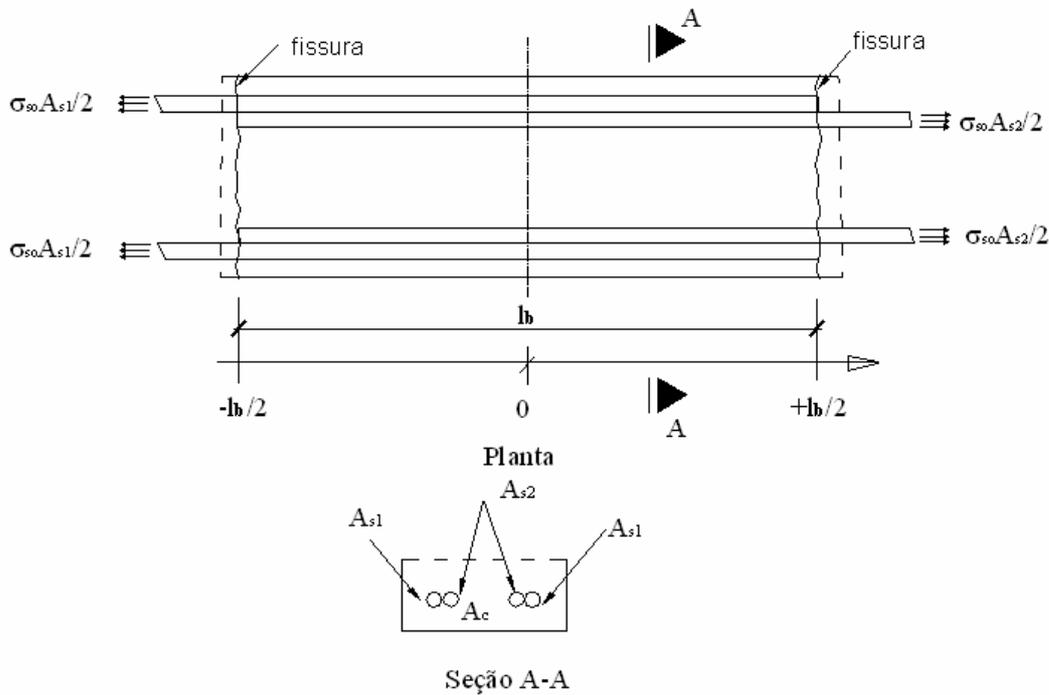


Figura 2.14: Emenda por traspasse de barras tracionadas.

De acordo com a hipótese do módulo de deslocamento constante, a tensão de aderência é dada pela expressão:

$$\tau = KS, \quad (2.2)$$

onde S é o deslocamento (diferença das deformações no concreto e no aço). A variação na tensão em cada elemento de comprimento da emenda dx devida ao deslocamento entre a barra e o concreto, para ambas as partes da emenda, é:

$$\frac{d\tau_1}{dx} = K \left(\frac{\sigma_{s1}}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (2.3a)$$

$$\frac{d\tau_2}{dx} = K \left(\frac{\sigma_{s2}}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right), \quad (2.3b)$$

onde se adota a lei de Hooke para relacionar tensões normais e deformações específicas; τ_1 e τ_2 são as tensões de aderência; σ_{s1} e σ_{s2} são as tensões normais das barras; σ_c é a tensão no concreto; E_c e E_s são os módulos de elasticidade do concreto e do aço, respectivamente.

Como a emenda está localizada na região de momento constante da viga e cortante nulo, a área de armadura em ambos lados da emenda deve ser a mesma:

$$A_s = A_{s1} = A_{s2}.$$

A condição de equilíbrio é dada por:

$$\sigma_s A_s = \sigma_c A_c + A_s \sigma_{s1} + A_s \sigma_{s2} \quad (2.4)$$

A relação entre a tensão de aderência τ e as tensões normais σ_s e σ_c são dadas por:

$$\frac{d\sigma_{s1}}{dx} = \frac{u}{A_s} \tau_1 \quad (2.5a)$$

$$\frac{d\sigma_c}{dx} = \frac{u}{A_c} \tau_2$$

Usando-se a condição de equilíbrio (2.4), as tensões σ_{s1} e σ_{s2} podem ser eliminadas da expressão (2.6) e uma equação linear de segundo grau em σ_c é obtida.

Fazendo-se

$$n = E_s/E_c, \quad \rho_l = A_s/A_c \quad (2.7)$$

e com

$$k_1^2 = \frac{uK}{A_s E_s} (1 + 2n\rho_l) \quad (2.8)$$

a equação diferencial fica

$$\frac{d^2 \sigma_c}{dx^2} - k_1^2 \sigma_c = -\frac{k_1^2 \rho_l \sigma_{so}}{1 + 2n\rho_l} \quad (2.9)$$

A solução geral desta equação é dada por:

$$\sigma_c = A \sinh(k_1 x) + B \cosh(k_1 x) + \frac{\rho_l \sigma_{so}}{1 + 2n\rho_l} \quad (2.10)$$

Os valores das constantes A e B são obtidos considerando-se as condições de contorno:

$$x = \pm \frac{l_b}{2} \quad \sigma_c = 0 \quad (2.11)$$

Então os valores das constantes A e B são:

$$A = 0 \quad (2.12a)$$

$$B = -\frac{\sigma_{so} \rho_l}{(1 + 2n\rho_l) \cosh(k_1 \frac{l_b}{2})} \quad (2.12b)$$

A solução geral (2.10) pode ser escrita da forma:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{so}\rho_l}{(1+2n\rho_l)\cosh(k_1\frac{l_b}{2})} \cdot \left(\cosh(k_1\frac{l_b}{2}) - \cosh(k_1x) \right) \quad (2.13)$$

A variação da tensão normal nas barras na região da emenda é obtida a partir das expressões (2.3) e (2.5). Por exemplo, a expressão de σ_{s1} é obtida derivando a expressão (2.5a) e inserindo nela a expressão (2.3a):

$$\frac{d^2\sigma_{s1}}{dx^2} - k_2^2\sigma_{s1} = -k_2^2n\sigma_c, \quad (2.14)$$

onde

$$k_2^2 = \frac{uK}{A_sE_s} \quad (2.15)$$

Na expressão (2.14), σ_c é uma função de x , o que mostra que a equação diferencial é não-homogênea. A solução da equação homogênea correspondente é:

$$\sigma_{s1}^H = A^H \cosh(k_2x) + B^H \sinh(k_2x) \quad (2.16)$$

e a solução particular é do tipo

$$\sigma_{s1}^P = C(x) \sinh(k_2x) + D(x) \cosh(k_2x) \quad (2.17)$$

Após algumas transformações matemáticas, obtém-se para a solução particular:

$$\sigma_{s1}^P = \frac{\sigma_{so}}{(1+2n\rho_l)} \left(\frac{1}{2\cosh\left(k_1\frac{l_b}{2}\right)} \cosh(k_1x) \right) \quad (2.18)$$

A solução geral da equação (2.14) é, então, escrita sob a forma:

$$\sigma_{s1} = A^H \cosh(k_2 x) + B^H \sinh(k_2 x) + \frac{\sigma_{so}}{(1 + 2n\rho_l)} \left(\frac{\cosh(k_1 x)}{2 \cosh\left(k_1 \frac{l_b}{2}\right)} + n\rho_l \right) \quad (2.19)$$

Usando-se as condições de contorno:

$$x = +\frac{l_b}{2} \quad \sigma_{s1} = 0 \quad (2.20a)$$

$$x = -\frac{l_b}{2} \quad \sigma_{s1} = \sigma_{so} \quad (2.20b)$$

pode-se determinar os coeficientes A^H e B^H :

$$A^H = 0 \quad (2.21a)$$

$$B^H = -\frac{\sigma_{so}}{2 \sinh\left(k_2 \frac{l_b}{2}\right)} \quad (2.21b)$$

Como resultado, tem-se a solução geral:

$$\sigma_{s1} = -\frac{\sigma_{so}}{2 \sinh\left(k_2 \frac{l_b}{2}\right)} \sinh(k_2 x) + \frac{\sigma_{so}}{(1 + 2n\rho_l)} \left(\frac{\cosh(k_1 x)}{2 \cosh\left(k_1 \frac{l_b}{2}\right)} + n\rho_l \right) \quad (2.22)$$

A equação diferencial em termos de σ_{s2} tem a mesma forma que a equação diferencial em termos de σ_{s1} . Com as seguintes condições de contorno:

$$x = +\frac{l_b}{2} \quad \sigma_{s2} = \sigma_{so} \quad (2.23a)$$

$$x = -\frac{l_b}{2} \quad \sigma_{s2} = 0 \quad (2.23b)$$

tem-se para a tensão normal na barra 2:

$$\sigma_{s2} = \frac{\sigma_{so}}{2 \sinh\left(k_2 \frac{l_b}{2}\right)} \sinh(k_2 x) + \frac{\sigma_{so}}{(1 + 2n\rho_l)} \left(\frac{\cosh(k_1 x)}{2 \cosh\left(k_1 \frac{l_b}{2}\right)} + n\rho_l \right) \quad (2.24)$$

As distribuições da tensão de aderência ao longo da emenda são obtidas usando a expressão (2.1):

$$\tau_1 = -\frac{\sigma_{so} k_2}{2} \frac{\cosh(k_2 x)}{\sinh\left(k_2 \frac{l_b}{2}\right)} - \frac{\sigma_{so} k_1}{2(1 - 2n\rho_l)} \frac{\sinh(k_1 x)}{\cosh\left(k_1 \frac{l_b}{2}\right)} \quad (2.25)$$

$$\tau_2 = \frac{\sigma_{so} k_2}{2} \frac{\cosh(k_2 x)}{\sinh\left(k_2 \frac{l_b}{2}\right)} - \frac{\sigma_{so} k_1}{2(1 - 2n\rho_l)} \frac{\sinh(k_1 x)}{\cosh\left(k_1 \frac{l_b}{2}\right)} \quad (2.26)$$

2.3. Prescrições Normativas

Este item apresenta as prescrições normativas das NBR 6118 (2004), CEP-FIP MC90 (1993) e ACI 318M/318RM (2002), no que concerne ao cálculo do comprimento da emenda por traspasse, l_b , em barras tracionadas e comprimidas.

As normas ACI 318M/318RM (2002) e CEP-FIP MC90, nas expressões para o cálculo do comprimento de emenda por traspasse das barras tracionadas levam em conta o efeito do confinamento fornecido pelo cobrimento e pela armadura transversal. Para as barras comprimidas, este efeito não é levado em conta.

A norma NBR 6118 (2004) não leva em conta, nem para as barras tracionadas nem para as comprimidas, o efeito do confinamento fornecido pelo cobrimento e pela armadura transversal.

2.3.1 CEB-FIP MC90 (1993)

- **Armadura tracionada**

O comprimento de emenda por traspasse é dado por:

$$l_{bt} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_b \left(\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \right) \geq l_{bt,min.} \quad (2.27)$$

onde α_1 é coeficiente que leva em conta a forma da barra, α_2 a influência do fato de uma ou mais barras serem soldadas transversalmente ao longo de l_{bt} , α_3 o confinamento fornecido pelo cobrimento c , dado pela expressão:

$$\alpha_3 = 1 - 0,15 \frac{c - \phi}{\phi} \quad (2.28)$$

onde c é o menor cobrimento entre c_x , c_y e $c_s/2$ (Figura 2.15).

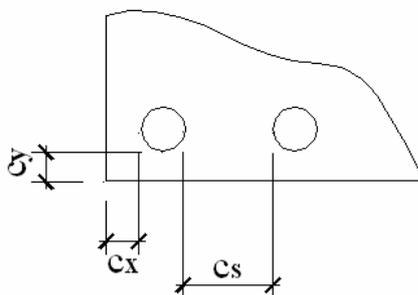


Figura 2.15: Cobrimentos considerados na CEB-FIP MC90 (1993).

α_4 leva em conta o confinamento da armadura transversal, dado por:

$$\alpha_4 = 1 - k\lambda \quad \lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min.}}{A_s} \quad (2.29)$$

onde k é uma constante, A_{st} , $A_{st,min.}$ e A_s são as áreas da armadura transversal ao longo de l_{bt} , seu valor mínimo e a área de uma barra da armadura longitudinal, respectivamente. α_5 leva em conta a pressão transversal ao longo de l_{bt} , no estado limite último, perpendicular ao plano de fendilhamento.

Na expressão (2.27), l_b está dada por:

$$l_b = \phi \frac{f_{yd}}{4f_{bd}} \quad (2.30)$$

onde f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo da barra aço e a resistência de aderência f_{bd} é dada por:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad (2.31)$$

Nesta expressão, os coeficientes η_1, η_2 , e η_3 levam em conta a condição superficial da barra, se ela está em zona de boa ou má aderência e o diâmetro da barra, respectivamente, e para a resistência à tração de cálculo f_{ctd} tem-se:

$$f_{ctd} = f_{ctk,min} / \gamma_c \quad f_{ctk,min} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad \gamma_c = 1,5 \quad (2.32)$$

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

Na expressão (2.27), $A_{s,cal}$ e $A_{s,ef}$ são as áreas de armadura longitudinal calculada e efetiva, respectivamente, e $l_{bt,min}$ é dado por:

$$l_{bt,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3l_b \\ 10\phi \\ 100mm \end{array} \right\} \quad (2.33)$$

- **Armadura comprimida**

O comprimento de emenda por traspasse é dado por:

$$l_{bc} = l_b \left(\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \right) \geq l_{bc,min}. \quad (2.34)$$

com

$$l_{bc,mín} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,6l_b \\ 10\phi \\ 100mm \end{array} \right\} \quad (2.35)$$

2.3.2 NBR 6118 (2004)

- **Armadura tracionada**

O comprimento de emenda por traspasse é dado por:

$$l_{bt} = \alpha_{ot} \alpha_1 l_b \left(\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \right) \geq l_{bt,mín}. \quad (2.36)$$

onde, α_{ot} e α_1 são os coeficientes que levam em conta a porcentagem de barras emendadas na mesma seção e se a barra termina em gancho ou não, respectivamente. l_b é dada pelas expressões (2.30), (2.31) e (2.32), com $\gamma_c = 1,4$.

$$l_{bt,mín} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,3\alpha_{ot}l_b \\ 15\phi \\ 200mm \end{array} \right\}$$

- **Armadura comprimida**

O comprimento de emenda por traspasse é dado por:

$$l_{bc} = \alpha_1 l_b \left(\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \right) \geq l_{bc,mín}. \quad (2.37)$$

com

$$l_{bc,min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,6l_b \\ 15\phi \\ 200mm \end{array} \right\} \quad (2.38)$$

2.3.3 ACI 318M/318RM (2002)

- **Armadura tracionada**

O comprimento de emenda por traspasse é dado por:

$$l_{bt} = \frac{9\phi f_y}{10\sqrt{f_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{c + k_{tr}} \geq 300mm \quad (2.39)$$

onde c é o menor cobrimento entre c_x , c_y e $c_s/2$ (são os mostrados na Figura 2.15, mas com relação aos eixos das barras); os coeficientes α , β , γ e λ levam em conta a situação de aderência, as barras terem sido banhadas com resina epóxica, o diâmetro da barra e a massa específica do concreto, respectivamente; k_{tr} leva em conta o confinamento transversal.

Na expressão (2.39), $\frac{c + k_{tr}}{\phi} \leq 2,5$

- **Armadura comprimida**

O comprimento da emenda por traspasse em pilares é dado por:

$$l_{bc} = 0,0005\phi f_y \quad f_y \leq 420MPa \quad (2.40a)$$

$$l_{bc} = (0,0009f_y - 24)\phi \quad f_y > 420MPa \quad (2.40b)$$

$$l_{bc} \geq 300mm \quad (2.40c)$$

Quando a armadura transversal ao longo do comprimento de emenda tiver área efetiva maior ou igual que $0,0015hs$, o comprimento da emenda por traspasse é $0,83l_{bc}$ (desde que maior que ou igual a 300 mm), onde s é o espaçamento dos estribos e a área efetiva é a área das pernas do estribo perpendicular a h .

3 Ensaio Preliminares

3.1. Programa Experimental

O programa experimental desta etapa consistiu no ensaio à compressão centrada de dois pilares: PEBU (pilar com emenda com barras justapostas) e PEBS (pilar com emenda com barras separadas). A variável adotada foi a separação entre as barras emendadas, zero e 2ϕ , respectivamente. Segundo a norma cubana NC (2001), as barras emendadas por traspasse podem estar justapostas ou com uma separação mínima de 2ϕ ou 20 mm e máxima de 4ϕ . O CEB-FIP MC90 (1993) somente limita o valor máximo da separação a 4ϕ e a NBR6118 (2004) não tem nenhum requisito sobre essa separação. Foi adotado, então, o valor de 2ϕ especificado na norma cubana. Foram realizados ensaios de corpos-de-prova de concreto e de barras de aço, com a finalidade de obter a resistência à compressão do concreto e a curva tensão-deformação específica do aço.

3.1.1. Curva Tensão-Deformação Específica do Aço

Para a armadura transversal e longitudinal foram adotadas barras de aço de 5 e 16mm de diâmetro, respectivamente.

Para a obtenção da curva tensão-deformação específica do aço da armadura longitudinal, foram ensaiadas à tração três barras de diâmetro de 16mm e comprimento de 500 mm. Foi realizado ainda o ensaio de uma barra com $\phi = 16$ mm e comprimento de 100 mm, sujeita à compressão.

As deformações foram medidas com extensômetros elétricos de resistência tipo PA-06-250BA-120-L, de 10 mm de comprimento e fator de calibração de 2,07, colados em duas faces diametralmente opostas da barra, como mostrado na Figura 3.1.



Figura 3.1: Extensômetros na barra de $\phi = 16$ mm.

O ensaio à tração foi realizado numa máquina de ensaio Amsler (Figura 3.2) com capacidade máxima de 200 kN, do laboratório ITUC.



Figura 3.2: Ensaio da barra na máquina Amsler.

As leituras das deformações foram feitas por meio de equipamentos de marca Vishay, como mostra a Figura 3.3. As medições foram realizadas a cada 5 kN de incremento da carga.



Figura 3.3: Aparelho usado para medir as deformações.

As curvas tensão-deformação específica obtidas a partir dos ensaios de tração e de compressão axial das barras de aço estão mostradas na Figura 3.4. As deformações dessas curvas representam o valor médio das deformações medidas nos dois extensômetros dos corpos-de-prova.

O módulo de elasticidade do aço E_s obtido da curva da barra tracionada foi de 198000 MPa e a tensão de escoamento f_y foi de 544 MPa. Para a barra comprimida obtiveram-se $E_s = 207$ GPa e $f_y = 538$ MPa.

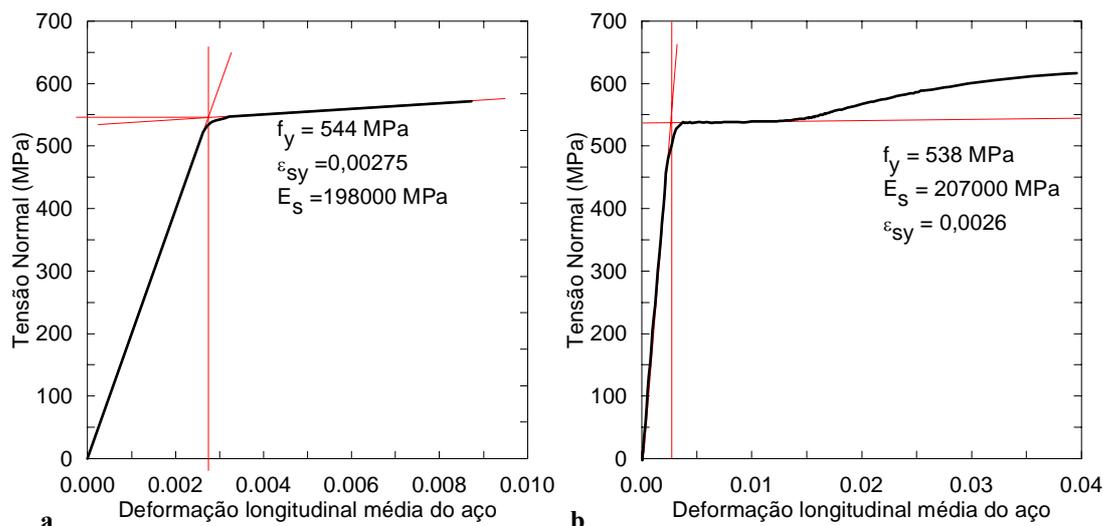


Figura 3.4: Curvas tensão - deformação longitudinal específica média do aço tracionado (a) e comprimido (b).

3.1.2. Concreto

Para a avaliação da resistência do concreto à compressão, foram concretados quatro corpos-de-prova cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura. Os corpos-de-prova foram ensaiados aos 60 dias de idade, na data do ensaio dos pilares. A Tabela 3.1 apresenta os resultados de cada corpo-de-prova do concreto usado nos pilares.

Tabela 3.1: Valores da resistência do concreto.

Corpos-de-prova	f_c (MPa)	f_{cm}
C-1	31,2	31,3
C-2	31,4	
C-3	31,0	
C-4	31,6	

3.1.3. Características dos Pilares

As características dos pilares PEBU e PEBS são dadas na Figura 3.5 e na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Características dos pilares PEBU e PEBS.

Pilar	Dim. da seção (mm)	L (mm)	s_b (mm)	Arm. long.	Arm. trans.	ρ_l^* (%)	f_y (MPa)	ϵ_{sy} (‰)	f_c (MPa)
PEBU	120x210	1200	0	4 ϕ 16	ϕ 5 com espaç. variável	6,4	544	2,70	31,3
PEBS			32						

* na emenda

L: comprimento do pilar

s_b : separação entre as barras emendadas

ϕ : diâmetro da armadura longitudinal

ϕ_t : diâmetro da armadura transversal

ρ_l : taxa da armadura longitudinal

f_y : tensão de escoamento da armadura longitudinal

ϵ_{sy} : deformação de escoamento da armadura longitudinal

f_c : resistência à compressão do concreto

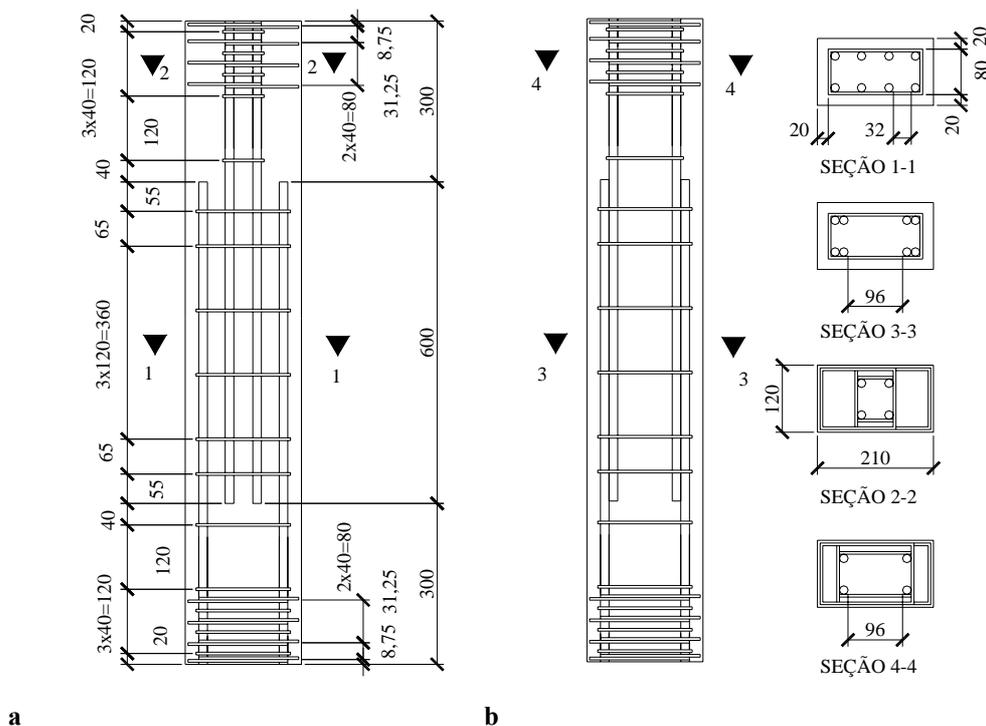


Figura 3.5: Armaduras e dimensões dos pilares: a: PEBS; b: PEBU.

3.1.3.1. Fôrmas

Na montagem das fôrmas utilizaram-se chapas de compensado com espessura de 15 mm enrijecidas com sarrafos de madeira, conforme mostra a Figura 3.6.

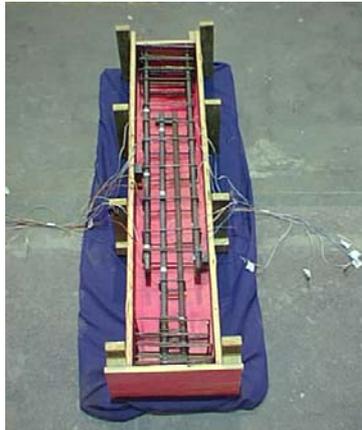


Figura 3.6: Fôrma dos pilares, mostrando as armaduras do pilar PEBS.

3.1.3.2. Armadura dos Pilares

A NBR6118 (2004) limita a área máxima da armadura longitudinal de um pilar em 8 % da seção transversal de concreto, inclusive no trecho de emenda por traspasse. Portanto, a armadura foi escolhida de modo a se ter, no trecho de emenda, um valor da taxa de armadura longitudinal próximo ao limite máximo. A taxa de armadura no trecho de emenda foi de $\rho_l = 6,4 \%$ (8 barras com $\phi = 16$ mm).

As barras longitudinais emendadas do pilar PEBU estavam justapostas (Figura 3.7); as do pilar PEBS tinham espaçamento livre entre elas $s_b = 2\phi$ (Figura 3.8). Em ambos os pilares tinha-se comprimento de emenda l_b de 600 mm, de acordo com a NBR 6118 (2004) e com o CEP-FIB MC90 (1993). O diâmetro e os espaçamentos dos estribos, na região de emenda e fora dela estão de acordo com a NBR 6118 (2004).

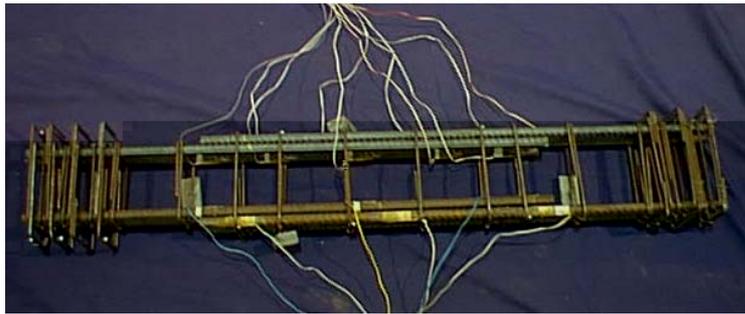


Figura 3.7: Armaduras do pilar PEBU.

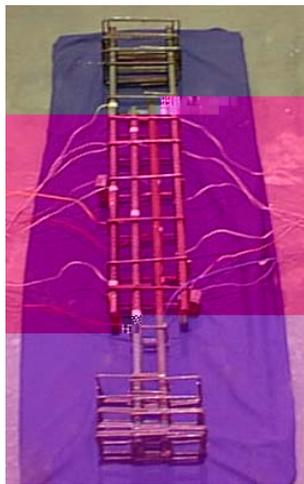


Figura 3.8: Armaduras do pilar PEBS.

Foram colocados estribos espaçados de 20 mm nas extremidades (últimos 140 mm) dos pilares, para se ter um confinamento maior e evitar o rompimento nessas regiões, conforme mostra a Figura 3.9.



Figura 3.9: Extremo do pilar PEBS.

3.1.3.3. Concretagem e Cura do Concreto

Os pilares foram concretados horizontalmente, de modo a conseguir que o par de barras que compõem a emenda tivessem iguais condições do concreto frente às nervuras quando forem carregados e para conseguir uma fácil colocação e boa compactação do concreto na forma.

O concreto empregado na execução dos pilares teve consistência plástica e foi compactado com auxílio de um vibrador. A cura do concreto foi feita por meio de molhagens sucessivas durante dois dias.

3.1.3.4. Instrumentação dos Pilares

Em quatro barras da armadura longitudinal situadas na região da emenda, nos dois pilares, foram colados extensômetros elétricos marca Excel PA-06-250BA-120-L, com fator de calibração de 2,07 e 10 mm de comprimento, para medir as deformações longitudinais das barras. As barras instrumentadas estavam junto a arestas diagonalmente opostas dos pilares. Em algumas barras foram colados três extensômetros e em outras cinco, conforme as Figuras 3.10 e 3.11.

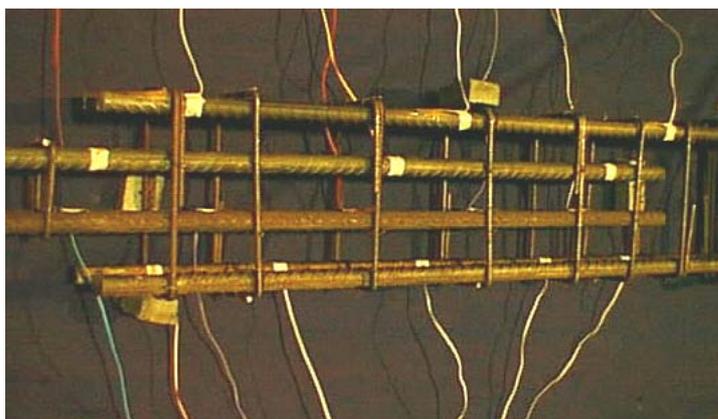


Figura 3.10: Extensômetros nas barras longitudinais situados na região da emenda.

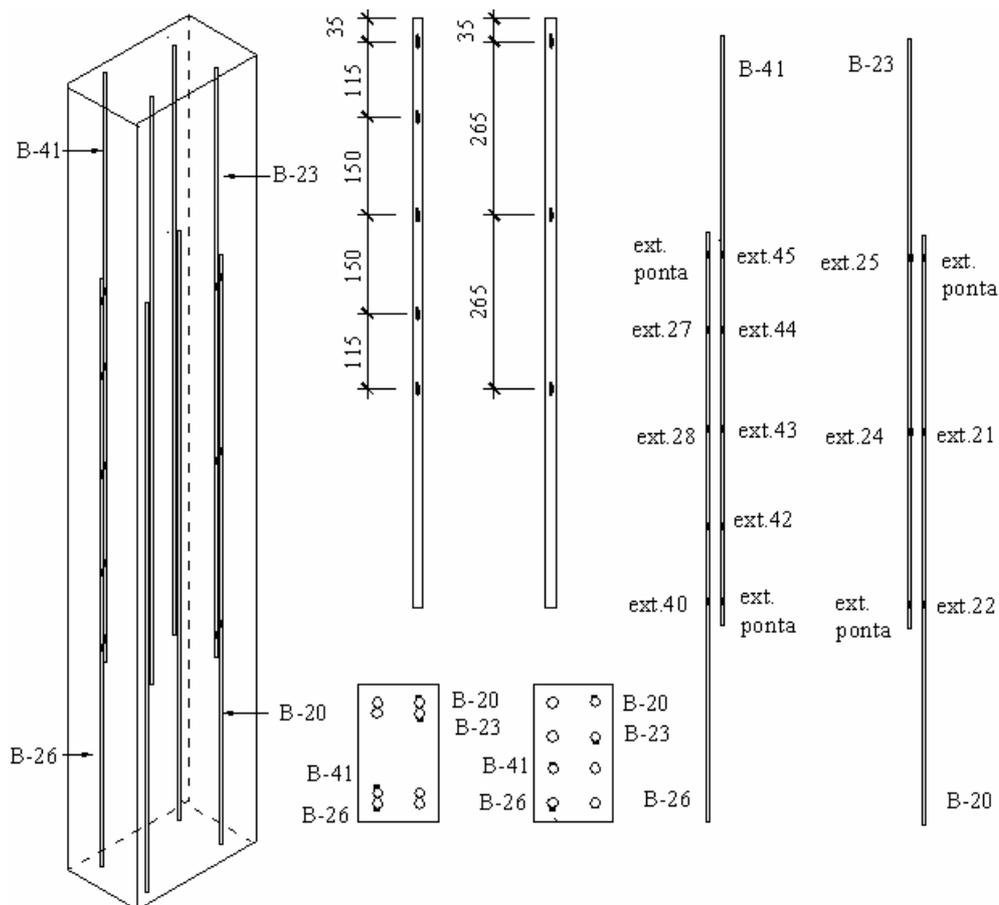


Figura 3.11: Posição dos extensômetros nas barras.

Foram colados dois extensômetros elétricos de resistência tipo KC-70-A1-11 de 6,7cm de comprimento com fator de calibração de 2,13 na seção do meio do pilar, em duas faces opostas, conforme mostram as Figuras 3.12 e 3.13.

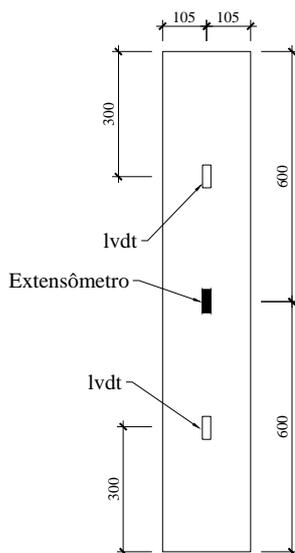


Figura 3.12: Posição dos extensômetros e dos lvdt no pilar.

Foram também utilizados dois lvdt em duas faces opostas dos pilares, nos extremos da emenda, conforme mostram as Figuras 3.12 e 3.13.



Figura 3.13: Localização dos lvdt e dos extensômetros nas faces dos pilares.

3.1.4. Procedimento de Ensaio dos Pilares

Na base e no topo do pilar foram usadas placas metálicas, conforme ilustrado na Figura 3.14.

Para fixar o topo do pilar, foi colocado um apoio metálico em torno do topo do pilar. Essa peça foi fixada ao pórtico de reação por meio de barras rosqueadas, garantindo o posicionamento do pilar. O sistema foi executado de forma a permitir o deslocamento axial do topo do pilar durante o ensaio. As Figuras 3.15 e 3.16 mostram o desenho do mecanismo de apoio colocado na cabeça do pilar. A rotação dos parafusos “P” era permitida em relação às chapas “C” identificadas na Figura 3.16. O ajuste da posição exata do pilar era facilmente executado com o auxílio dos parafusos que ligavam o apoio ao pilar e ao pórtico.

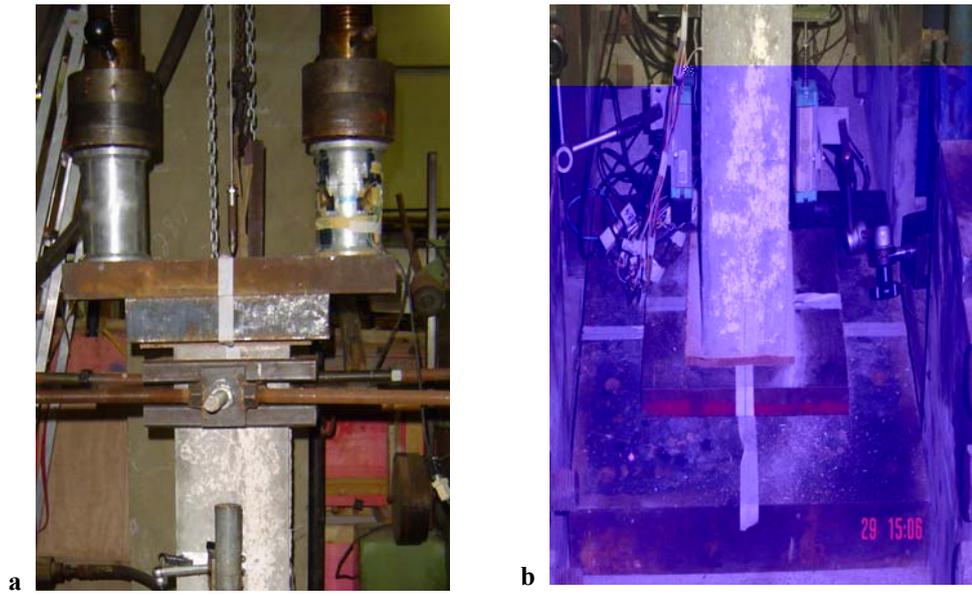


Figura 3.14: Placas de apoios dos pilares: a: no topo; b: na base.

Figura 3.15: Vista frontal do apoio do topo do pilar.

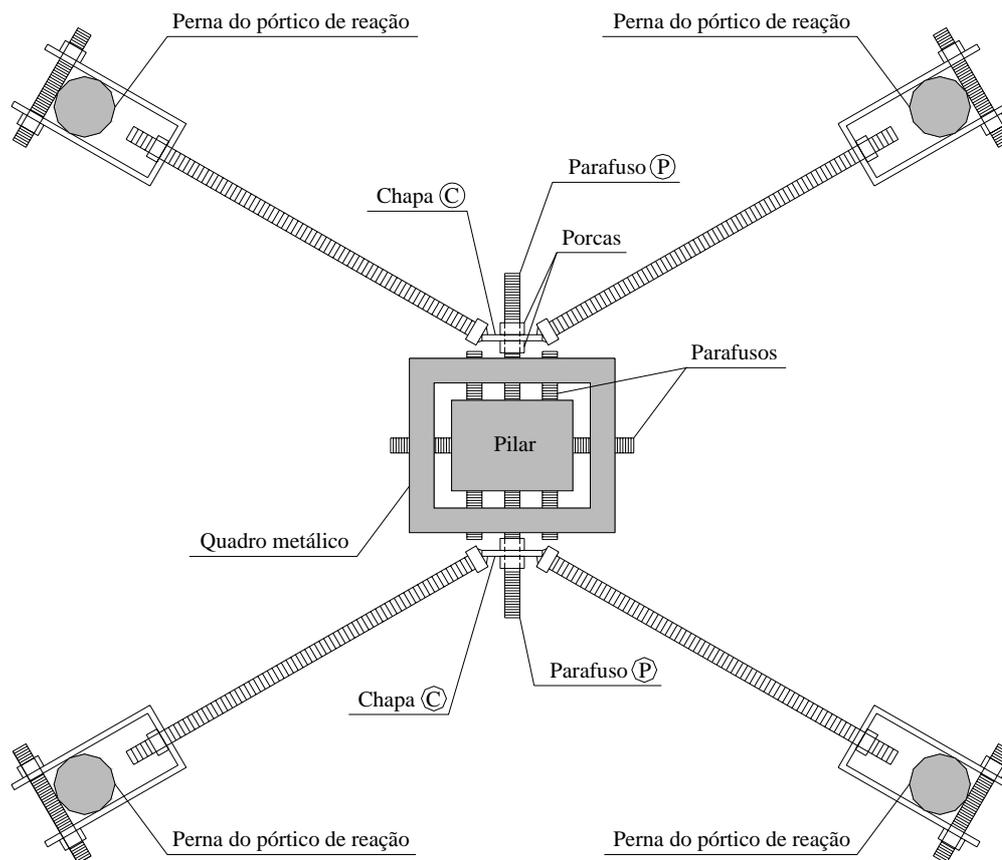


Figura 3.16: Vista em planta do apoio do topo do pilar.

Entre o pilar e as placas de apoio, tanto na base quanto no topo, foram colocados papelões (forro pacote, 1 cm de espessura) para acomodar quaisquer irregularidades (Figura 3.14a e 3.14b).

Nos ensaios dos pilares foram utilizados dois macacos, tendo cada um capacidade de carga de 1000 kN e uma célula de carga de capacidade de 1000 kN (Figura 3.14a). Os ensaios foram feitos com controle de carga.

A carga foi aplicada ao pilar a uma taxa de aproximadamente 40 kN por minuto. O ensaio foi feito com ciclos de carga e descarga sem interrupção. Na primeira etapa, foi feito carregamento até 400 kN e feito descarregamento até zero ou até uma carga próxima de zero. Na segunda, a carga foi aumentada até 800 kN e diminuída novamente até zero. Na terceira e última etapa, carregou-se o pilar até que ocorresse a ruptura. Durante o ensaio, os extensômetros e os lvdts foram

monitorados continuamente até a ruptura do pilar. Entretanto, os lvdts apresentaram problemas e seus dados não foram considerados nas análises.

3.2. Apresentação e Análise dos Resultados

3.2.1. Ruptura dos Pilares

A ruptura em ambos os pilares foi repentina, ocorrendo em seção a uma distância de 300 mm do topo do pilar (Figura 3.17), na região coincidente com o extremo da emenda.

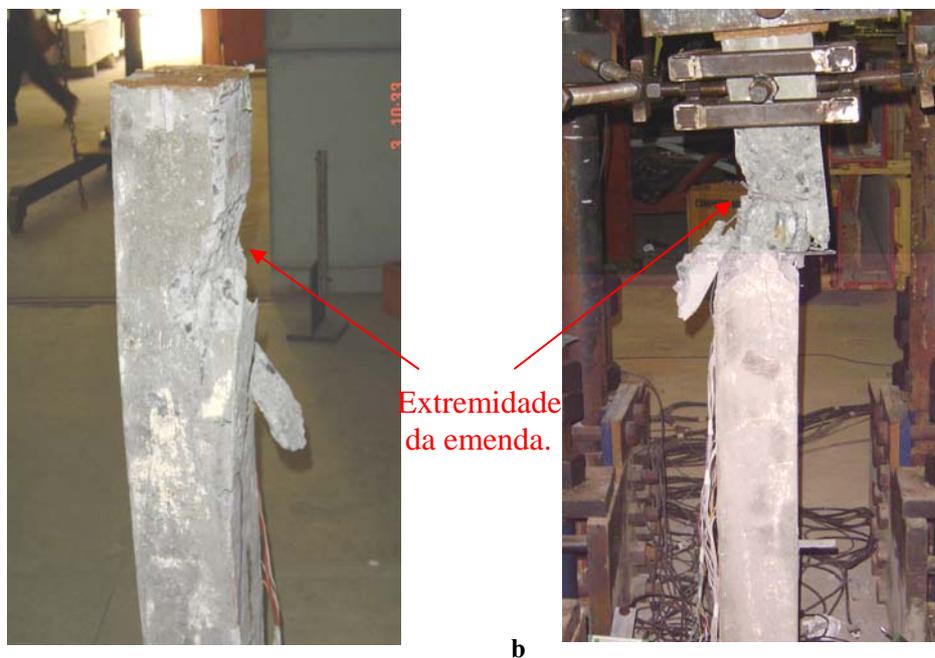


Figura 3.17: Região de ruptura dos pilares: a: pilar PEBS; b: pilar PEBU.

No pilar PEBU, o cobrimento se desprende, deixando a descoberto as barras longitudinais, o estribo mais perto da extremidade da emenda se abriu, e as barras longitudinais flambaram, como ilustrado na Figura 3.18a.

No pilar PEBS, na região de ruptura o cobrimento fissurou e destacou-se, como mostrado na Figura 3.18b.

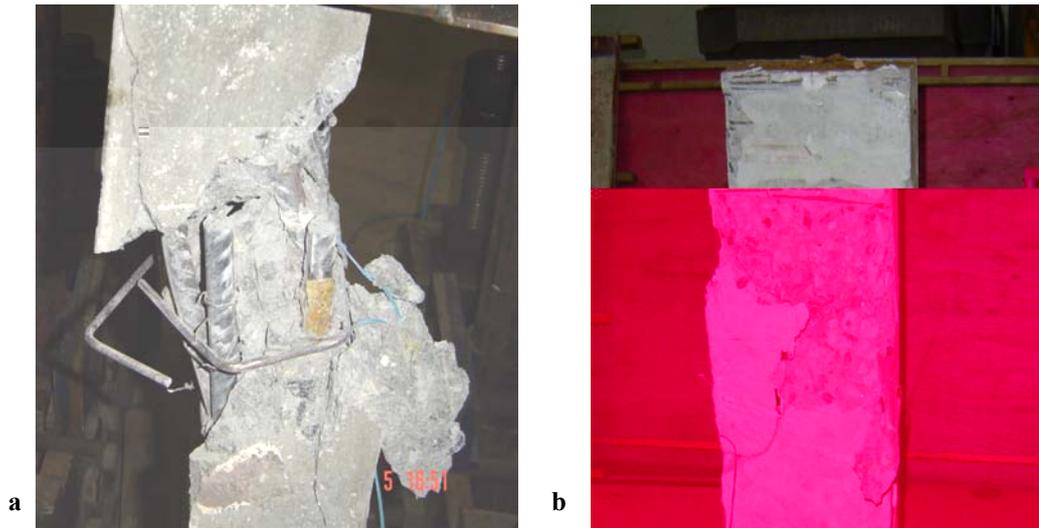


Figura 3.18: Detalhe da região de ruptura: a: pilar PEBU; b: pilar PEBS.

A Tabela 3.3 mostra os valores de carga máxima ($N_{m\acute{a}x}$) e os correspondentes valores da deformação do concreto (ϵ_c) na metade do comprimento do pilar e a deformação máxima ($\epsilon_s\ m\acute{a}x.$) das barras de aço comprimidas, na zona de ruptura, relativas a essa carga, obtidos nos ensaios.

Tabela 3.3: Resultados gerais obtidos nos ensaios.

Pilar	$N_{m\acute{a}x.}$ (kN)	ϵ_c (‰)	$\epsilon_s\ m\acute{a}x.$ (‰)
PEBU	1285	1,20	2,58
PEBS	985	1,30	2,10

3.2.2. Deformação no Concreto e na Armadura Longitudinal

As Tabelas 3.4 e 3.5 mostram os valores das deformações medidas pelos extensômetros localizados nas pontas das barras, para as cargas máxima e mínima de cada etapa de carregamento.

No final dos descarregamentos, em todas as barras instrumentadas dos dois pilares, a deformação remanescente nas pontas das barras sempre foi de tração, conforme mostrado nas Figuras 3.19 e 3.20 para a barra 23 do pilar PEBU e do PEBS, respectivamente, e nas Tabelas 3.4 e 3.5. Como se pode ver nestas tabelas,

a porcentagem da deformação na ponta da barra na carga mínima com relação à deformação desta ponta na carga máxima de cada etapa de carga foi maior para a segunda etapa, para ambos os pilares.

Tabela 3.4: Deformações nas pontas das barras nas etapas de carga e descarga do PEBU.

Pilar PEBU		ϵ_s (‰)				
Carga(kN) Barra	400	4	% (*)	800	15	% (*)
20	0,190	-0,035	18	0,347	-0,143	41
23	0,140	-0,025	18	0,361	-0,075	21
26	0,403	-0,042	10	0,609	-0,137	22
41	0,408	-0,082	20	0,542	-0,232	43

(*) Porcentagem da deformação na carga mínima com relação à deformação na carga máxima de cada etapa de carga, em módulo.

Figura 3.19: Curva carga-deformação das barras no

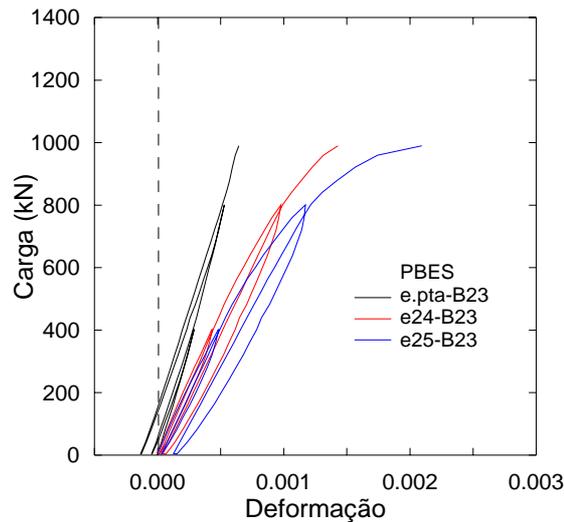


Figura 3.20: Curva carga-deformação do aço no ciclo de carga e descarga. Barra 23.

Os gráficos de carga-deformação específica no concreto e na armadura que são apresentados a seguir correspondem a curvas envoltórias das curvas de carga-deformação em cada ciclo de carga.

A Figura 3.21 mostra as curvas carga-deformação específica no concreto e as Figuras 3.22 e 3.23 as curvas carga-deformação específica na armadura longitudinal do pilar PEBU. As maiores deformações do concreto e as maiores deformações nas barras 26 e 41, na mesma face do pilar PEBU, mostram que as maiores tensões se desenvolveram, nessa face do pilar, onde ocorreu a ruptura do concreto.

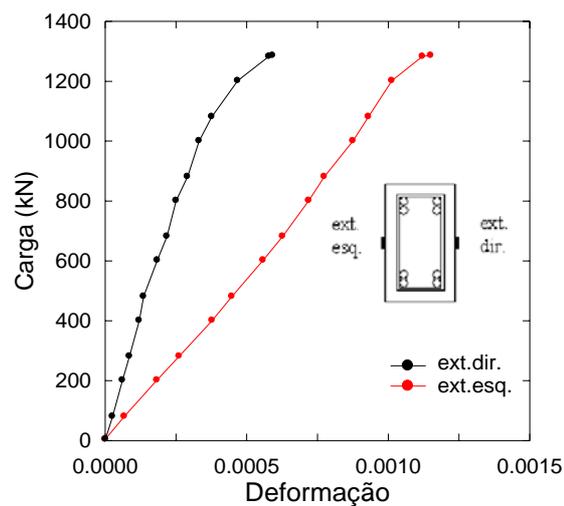


Figura 3.21: Curvas envoltória carga-deformação específica do concreto do pilar PEBU.

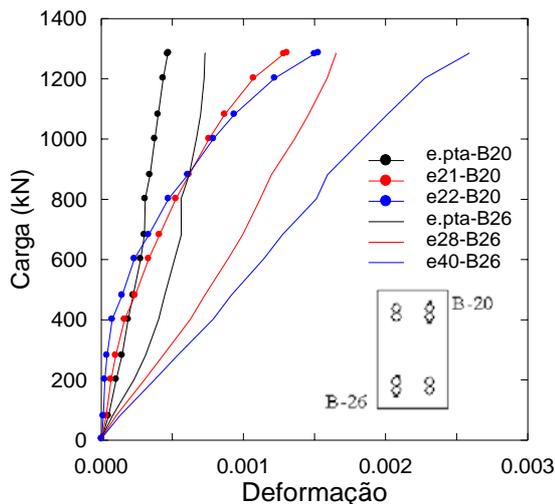


Figura 3.22: Curva envoltória carga-deformação específica das barras 20 e 26 do pilar PEBU.

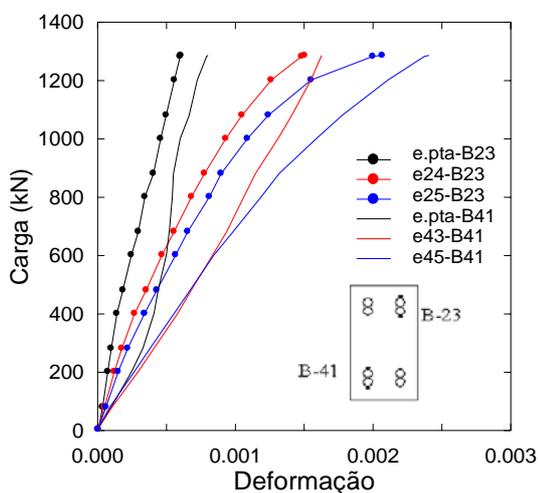


Figura 3.23: Curva envoltória carga-deformação específica das barras 23 e 41 do pilar PEBU.

A Figura 3.24 mostra as curvas carga-deformação específica no concreto e as Figuras 3.25 e 3.26 as curvas carga-deformação específica na armadura longitudinal do pilar PEBS. No pilar PEBS, as maiores deformações do concreto obtidas por meio do extensômetro direito no concreto (Figura 3.24), e as maiores deformações obtidas por meio dos extensômetros localizados nas barras 20 e 23 (Figuras 3.25 e 3.26, respectivamente), todos na mesma face do pilar, evidenciam que as maiores tensões se desenvolveram nessa face, onde veio a ocorrer a ruptura do concreto.

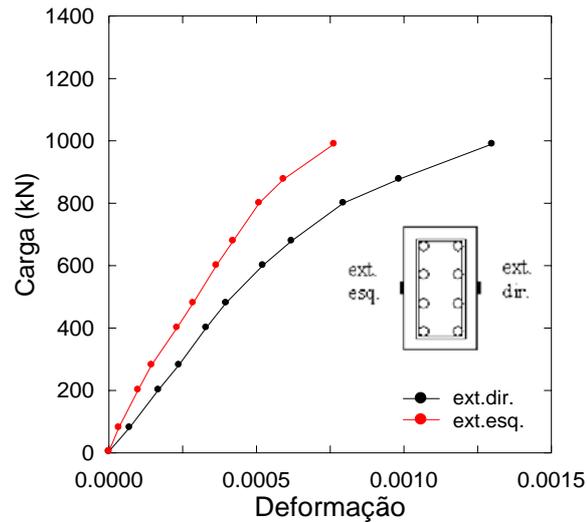


Figura 3.24: Curva envoltória carga-deformação específica do concreto do pilar PEBS.

Para as barras 26 e 41 (com cinco extensômetros) de ambos os pilares, foram traçadas as curvas carga-deformação medida pelos extensômetros que coincidiam em localização com os extensômetros das barras 20 e 23 (com três extensômetros), de modo a permitir a comparação dessas deformações.

No caso das curvas da barra 41 do pilar PEBS, só foram traçadas as curvas correspondentes a dois extensômetros, pois na concretagem um dos extensômetros foi danificado. Como o par de barras que compõem a emenda (26 e 41) devem ter as mesmas deformações de forma anti-simétrica com relação ao meio da emenda, na análise das tensões nas barras na emenda, a deformação na posição relativa ao extensômetro danificado da barra 41 (extensômetro 45) foi considerada igual à registrada pelo extensômetro 40 da barra 26.

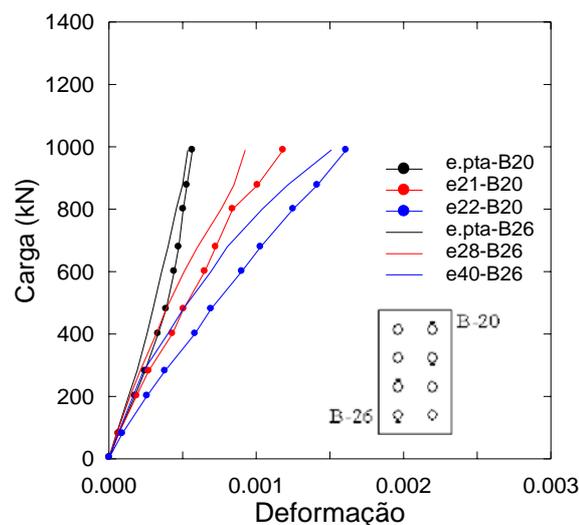


Figura 3.25: Curva envoltória carga-deformação específica das barras 20 e 26 do pilar PEBS.

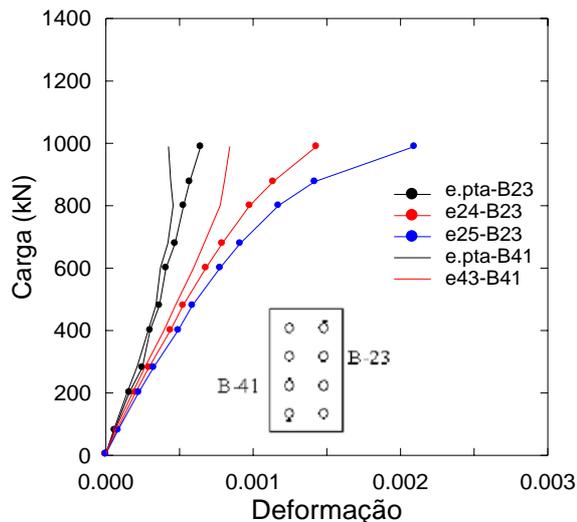


Figura 3.26: Curva envoltória carga-deformação específica das barras 23 e 41 do pilar PEBS.

3.2.3. Tensão Normal na Armadura

As tensões nas barras da armadura longitudinal foram obtidas a partir das deformações específicas medidas e da curva tensão-deformação específica do aço longitudinal dada na Figura 3.4.

Nas Figuras 3.27 e 3.28 estão mostrados os valores experimentais, unidos por segmentos de retas, da tensão normal ao longo da emenda das barras longitudinais dos pilares PEBU e PEBS, respectivamente, para as cargas de 400 kN, 800 kN e para a carga de ruptura de cada pilar.

Geralmente, para qualquer valor de carga, em ambos os pilares, a tensão normal na barra na zona da emenda aumentou à medida que o ponto instrumentado se distanciava da ponta da barra, como mostrado nas Figuras 3.27 e 3.28. Pode-se ver também nestas duas figuras que as pontas das barras mostraram menor aumento da tensão normal com o aumento da carga, em comparação com os outros pontos das barras.

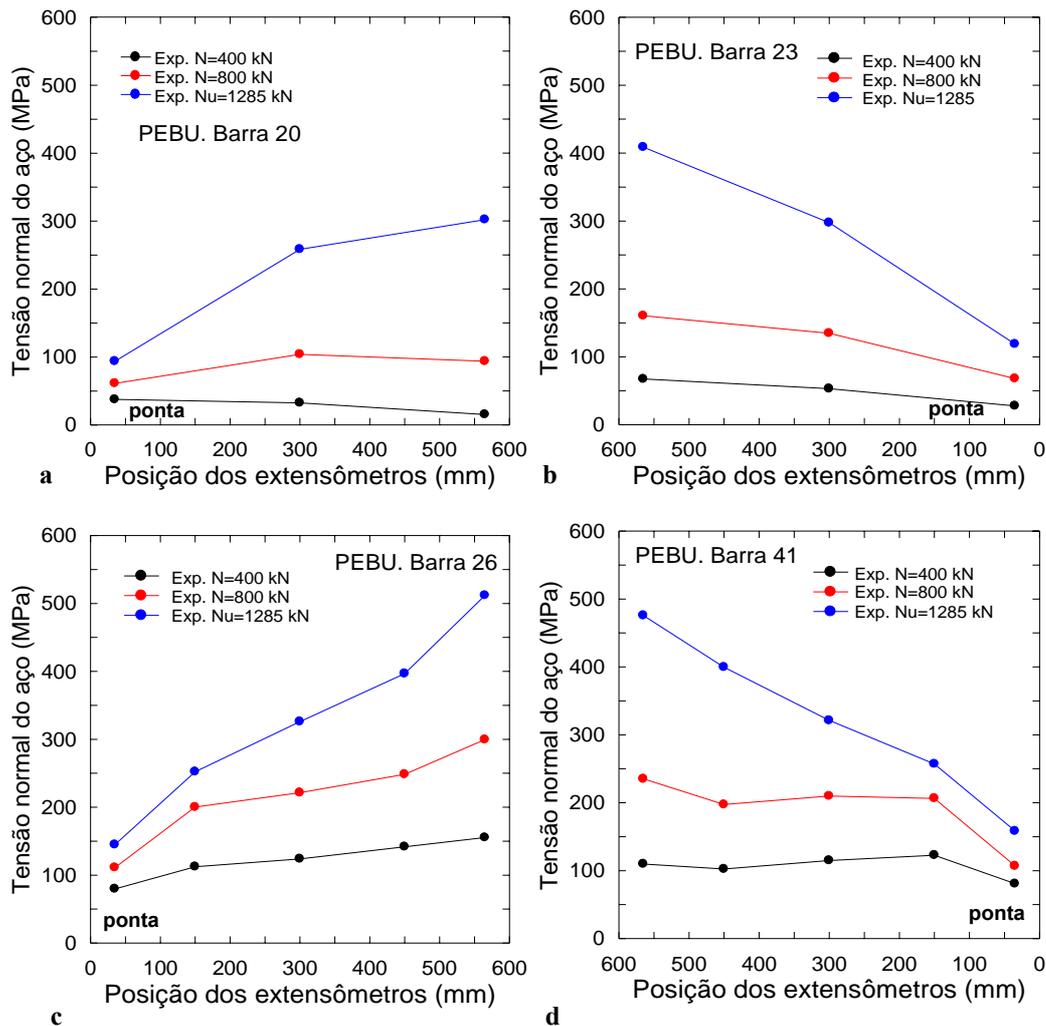


Figura 3.27: Tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEPU; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.

Ao comparar as Figuras 3.27 e 3.28, observa-se que o comportamento das tensões normais em ambos pilares é similar. Isto mostra a pouca influência dos espaçamentos das barras emendadas usados (0 e 2ϕ) no comportamento da emenda comprimida. Conclusões similares foram obtidas por Chamberlin (1958) e por Chinn et al. (1995), no relacionado ao comportamento da aderência, ao estudar emendas tracionadas com barras justapostas e com barras separadas de ϕ e 2ϕ (Chamberlin, 1958) e a $2,5\phi$ (Chinn et al., 1995).

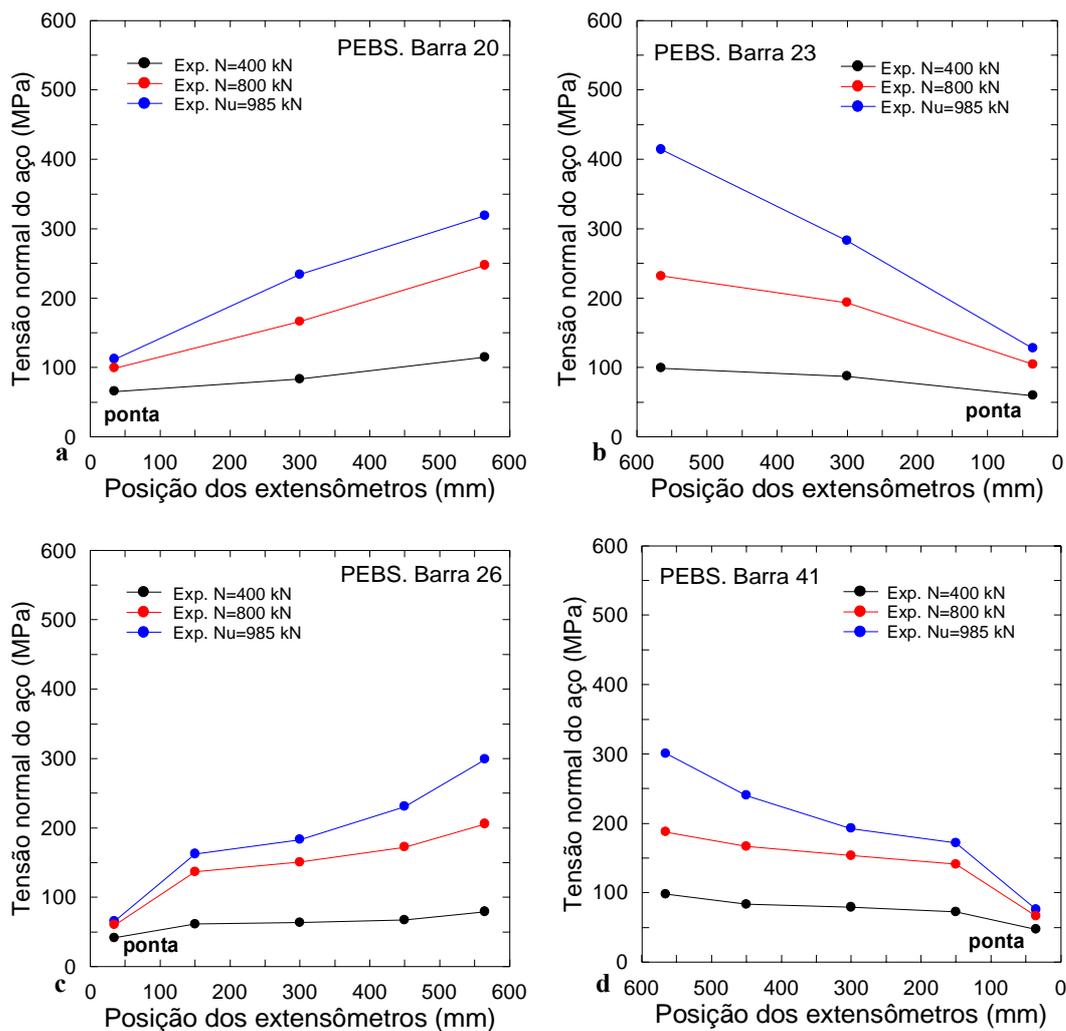


Figura 3.28: Tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEBS; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.

3.2.4 Tensão na Ponta das Barras

Para ambos os pilares, na carga última, as pontas das barras geralmente tiveram um valor de tensão entre 100 e 150 MPa, sendo estes valores 3 a 5 vezes o de f_c , como encontrado por Pfister e Mattock (1963). Scott et al. (1989) também observaram que as tensões no concreto devido à compressão das pontas excediam a resistência uniaxial à compressão do concreto.

Na Tabela 3.6 estão mostradas as tensões nas barras nas extremidades da emenda: na ponta (σ_p) e na extremidade da emenda oposta a ela (σ_e), para as cargas 400 MPa, 800 MPa e última. Pode-se observar que para todas as barras a relação σ_e/σ_p aumenta com o incremento da carga. Para a carga última, a relação

σ_e/σ_p tem um valor médio igual a $3,5 \pm 0,4$, considerando só o desvio padrão, e varia geralmente entre 3 e 4.

Tabela 3.6: Tensões nas barras na ponta e na outra extremidade da emenda. (Carga: kN; tensão: MPa).

Pilar		PEBU			PBES		
Barra	Carga Tensão	400	800	1285	400	800	985
C20	σ_p	37,4	61,0	93,6	65,2	98,9	112,1
	σ_e	15,2	93,6	302,1	114,7	247,2	318,4
	σ_e/σ_p	0,4	1,5	3,2	1,8	2,5	2,8
C23	σ_p	27,6	67,9	118,6	59,3	104,4	127,2
	σ_e	67,3	160,4	408,7	98,9	231,7	414,0
	σ_e/σ_p	2,4	2,4	3,4	1,7	2,2	3,3
C26	σ_p	79,6	111,1	144,8	41,4	60,0	65,7
	σ_e	155,3	299,4	511,8	79,1	205,7	298,7
	σ_e/σ_p	2,0	2,7	3,5	1,9	3,4	4,5
C41	σ_p	80,7	106,8	158,2	47,0	66,0	75,2
	σ_e	109,6	235,0	475,7	98,0	187,4	300,2
	σ_e/σ_p	1,4	2,2	3,0	2,1	2,8	4,0

3.3.

Modelo Teórico para o Cálculo das Tensões de Aderência numa Emenda Comprimida

Foi elaborado um modelo teórico para a obtenção da distribuição da tensão de aderência numa emenda comprimida, usando como base o modelo desenvolvido por Tepfer (1980) para uma emenda tracionada e relatado no item 2.1.4.

A armadura da emenda submetida à compressão é mostrada na Figura 3.29.

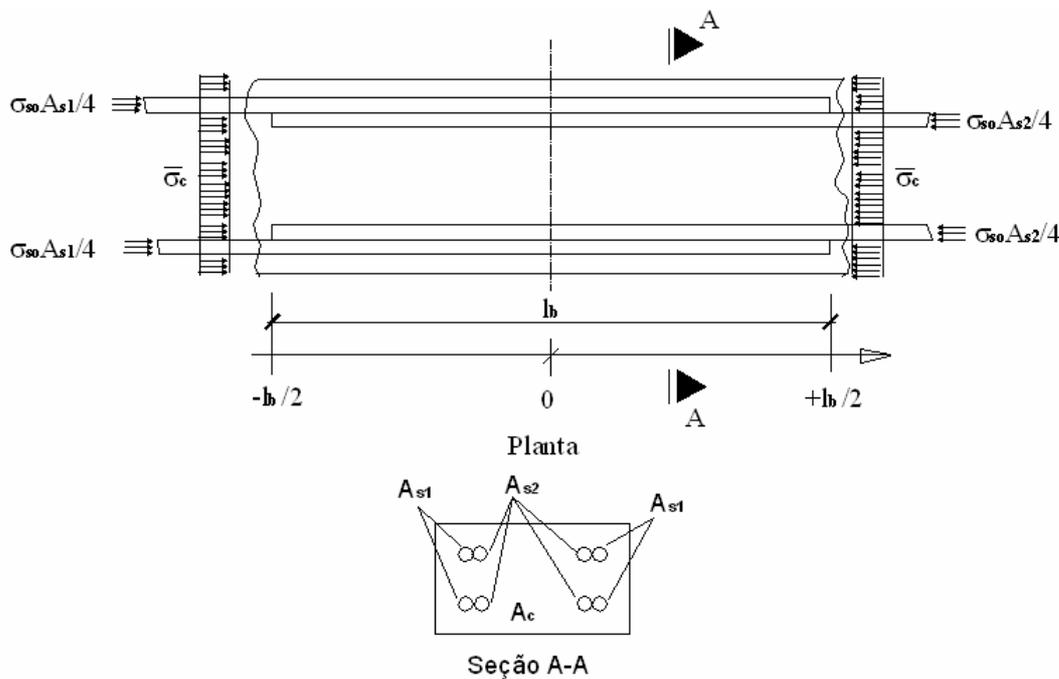


Figura 3.29: Emenda por traspasse de barras comprimidas.

A armadura fora da emenda tem uma tensão σ_{so} . A origem do sistema de coordenadas foi novamente colocada no meio da emenda coincidindo o eixo x com a direção das barras emendadas. As tensões para as barras que começam na parte negativa do eixo x estão indicadas com sub-índice 1 e as que começam na parte positiva com sub-índice 2.

Hipótese 1: De acordo com a hipótese do módulo de deslocamento constante (ver item 2.2.4.), a tensão de aderência é dada pela expressão:

$$\tau = KS, \quad (3.1)$$

e a variação na tensão em cada elemento dx devida ao deslocamento entre a barra e o concreto para ambas as partes da emenda é dada pelas expressões:

$$\frac{d\tau_1}{dx} = K \left(\frac{\sigma_{s1}}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (3.2a)$$

$$\frac{d\tau_2}{dx} = K \left(\frac{\sigma_{s2}}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \right), \quad (3.2b)$$

Hipótese 2: Considerando que a força de compressão é constante ao longo do comprimento do pilar, a área da armadura em ambos os lados da emenda deve ser a mesma: $A_s = A_{s1} = A_{s2}$.

A condição de equilíbrio é dada por:

$$\sigma_{so} A_s + \overline{\sigma}_c A_c = \sigma_c A_c + A_s \sigma_{s1} + A_s \sigma_{s2} \quad (3.3)$$

onde A_s é a área total de armadura longitudinal, σ_{so} é a tensão na barra fora da emenda, e $\overline{\sigma}_c$ é a tensão do concreto fora da emenda. A tensão σ_{so} é calculada a partir da expressão:

$$\sigma_{so} = \varepsilon_s E_s \leq f_y \quad (3.4)$$

onde ε_s é a deformação específica do aço. A relação tensão-deformação adotada para o concreto é a da NBR 6118 (2004):

$$\overline{\sigma}_c(\varepsilon_c) = \frac{f_c}{4} (4\varepsilon_c - \varepsilon_c^2), \text{ para } \varepsilon_c < 2\text{‰} \quad (3.5a)$$

$$\overline{\sigma}_c = f_c, \text{ para } \varepsilon_c \geq 2\text{‰} \quad (3.5b)$$

Numa seção fora da emenda tem-se:

$$N = A_c \overline{\sigma}_c + A_s \sigma_{so} \quad (3.6)$$

onde N é a força normal. A equação de compatibilidade é dada por:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \quad (3.7)$$

Com as expressões (3.4) e (3.5) na expressão (3.6), e considerando-se a expressão (3.7), obtém-se a seguinte equação de segundo grau em ε_c :

$$N = A_c \left[\frac{f_c}{4} (4\varepsilon_c - \varepsilon_c^2) \right] + A_s \varepsilon_c E_s \quad (3.8)$$

cuja solução é

$$\varepsilon_c = \frac{2\left(A_c f_c + A_s E_s - \sqrt{(A_c f_c + A_s E_s)^2 - A_c f_c N}\right)}{A_c f_c} \quad (3.9)$$

A relação entre a tensão de aderência τ e as tensões normais σ_s e σ_c são dadas pelas expressões:

$$\frac{d\sigma_{s1}}{dx} = \frac{u}{A_s} \tau_1 \quad (3.10a)$$

$$\frac{d\sigma_{s2}}{dx} = \frac{u}{A_s} \tau_2 \quad (3.10b)$$

$$\frac{d\sigma_c}{dx} = -\frac{u}{A_c} (\tau_1 + \tau_2) \quad (3.10c)$$

onde u é o perímetro de contato entre a barra e o concreto.

Derivando a expressão (3.10c) e usando-se as expressões (3.2a) e (3.2b) para as derivadas das tensões de aderência tem-se a equação:

$$\frac{d^2\sigma_c}{dx^2} = -\frac{uK}{A_c} \left(\frac{\sigma_{s1}}{E_s} + \frac{\sigma_{s2}}{E_s} - \frac{2\sigma_c}{E_c} \right) \quad (3.11)$$

Usando-se a expressão (3.3), as tensões σ_{s1} e σ_{s2} podem ser eliminadas da expressão (3.11) $\left(\sigma_{s1} + \sigma_{s2} = \sigma_{so} + \overline{\sigma_c} A_c / A_s - \sigma_c A_c / A_s\right)$ e uma expressão diferencial envolvendo somente σ_c é obtida.

$$\frac{d^2\sigma_c}{dx^2} = -\frac{uK}{A_c} \left(\frac{\sigma_{so}}{E_s} + \overline{\sigma_c} \frac{A_c}{A_s E_s} - \frac{\sigma_c A_c}{A_s E_s} - \frac{2\sigma_c}{E_c} \right) \quad (3.12)$$

Fazendo-se $n = E_s / E_c$ e $\rho_l = A_s / A_c$, a expressão anterior pode ser escrita como:

$$\frac{d^2 \sigma_c}{dx^2} = -\frac{uK}{A_s E_s} \left(\sigma_{so} + \frac{\overline{\sigma_c}}{\rho_l} - \frac{\sigma_c}{\rho_l} (1 - 2\rho_l n) \right) \quad (3.13)$$

Definindo

$$k_1^2 = \frac{uK}{A_s E_s} (1 + 2n\rho_l) \quad (3.14)$$

a expressão diferencial fica

$$\frac{d^2 \sigma_c}{dx^2} - k_1^2 \sigma_c = -\frac{k_1^2 \rho_l}{1 + 2n\rho_l} \left(\sigma_{so} + \frac{\overline{\sigma_c}}{\rho_l} \right) \quad (3.15)$$

Devido à parte não-homogênea desta equação ser independente de x , a solução geral desta equação é dada por:

$$\sigma_c = A \sinh(k_1 x) + B \cosh(k_1 x) + \frac{\rho_l}{1 + 2n\rho_l} \left(\sigma_{so} + \frac{\overline{\sigma_c}}{\rho_l} \right) \quad (3.16)$$

As constantes A e B são obtidas considerando-se as condições de contorno. Definindo-se l_b como o comprimento da emenda e com a origem da abscissa na metade da emenda (Figura 3.29), tem-se que a distribuição de tensões no concreto deve ser simétrica em relação à origem. Isto implica que σ_c tem que ser uma função par, pelo que $A = 0$. Para a obtenção do coeficiente B , devem ser impostas condições de contorno em $x = \pm l_b/2$. A tensão no concreto nas extremidades da emenda é afetada pela compressão exercida pelas pontas das barras da armadura longitudinal nessa região (Pfister (1963), Scott (1989), Quintana & Guimarães (2004)). Isto faz com que a tensão no concreto (σ_{cp}) em toda a seção do elemento em $x = \pm l_b/2$ não seja uniforme nem igual a $\overline{\sigma_c}$ (Figura 3.30). Entretanto, far-se-á a simplificação de considerar, como hipótese 3, que

$$\text{Em } x = \pm \frac{l_b}{2} \quad \sigma_c = \overline{\sigma_c} \quad (3.17)$$

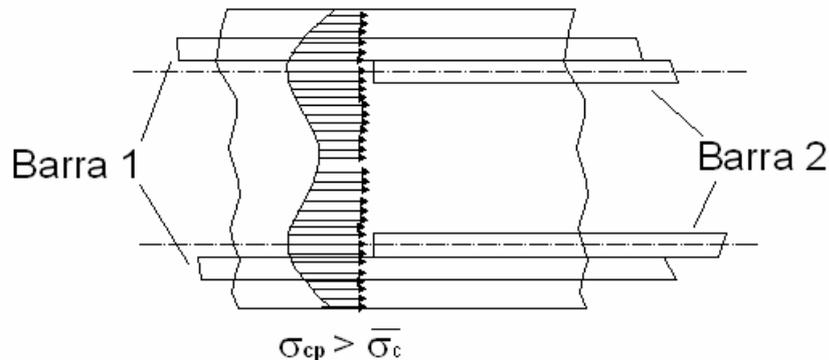


Figura 3.30: Tensões no concreto na região da ponta das barras emendadas.

Isto deverá ser levado em conta nas condições de contorno que se imporão às tensões das barras longitudinais. A partir das condições de contorno (3.17), tem-se para o coeficiente B :

$$B = \frac{2n\rho_l \overline{\sigma_c} - \sigma_{so}\rho_l}{(1 + 2n\rho_l) \cosh(k_1 \frac{l_b}{2})} \quad (3.18)$$

A solução geral (3.16) pode ser escrita como:

$$\sigma_c = B \cdot \cosh(k_1 x) + T \quad (3.19)$$

onde B e T são dados pelas expressões (3.18) e (3.20), respectivamente.

$$T = \frac{\rho_l}{1 + 2n\rho_l} \left(\sigma_{so} + \frac{\overline{\sigma_c}}{\rho_l} \right) \quad (3.20)$$

A variação da tensão normal nas barras na região da emenda é obtida a partir das expressões (3.2) e (3.10), usando para a tensão do concreto a expressão (3.19). A expressão de σ_{sI} , por exemplo, é obtida derivando-se a expressão (3.10a)

$$\frac{d^2 \sigma_{s1}}{dx^2} = \frac{u}{A_s} \frac{d\tau_1}{dx} \quad (3.21)$$

e, inserindo nela a expressão (3.2a), tem-se:

$$\frac{d^2 \sigma_{s1}}{dx^2} = \frac{\mu K}{A_s E_s} (\sigma_{s1} - n\sigma_c) \quad (3.22)$$

Introduzindo o parâmetro

$$k_2^2 = \frac{uK}{A_s E_s} \quad (3.23)$$

tem-se, finalmente, para a equação diferencial que permite achar as tensões normais na barra longitudinal:

$$\frac{d^2 \sigma_{s1}}{dx^2} - k_2^2 \sigma_{s1} = -k_2^2 n\sigma_c, \quad (3.24)$$

Usando-se a expressão (3.23), a expressão (3.14) pode ser escrita da seguinte forma:

$$k_1^2 = k_2^2 (1 + 2n\rho_l) \quad (3.25)$$

Na expressão (3.24), σ_c é uma função de x , o que mostra que a equação diferencial é não-homogênea. A solução da equação homogênea correspondente é:

$$\sigma_{s1}^H = A^H \cosh(k_2 x) + B^H \sinh(k_2 x) \quad (3.26)$$

e a solução particular é do tipo

$$\sigma_{s1}^P = C(x) \sinh(k_2 x) + D(x) \cosh(k_2 x) \quad (3.27)$$

Usando-se o método de variação dos parâmetros (Bronson, 1973), após algumas transformações, obtém-se para a solução particular:

$$\sigma_{s1}^p = nT - \frac{Bnk_2^2}{k_1^2 - k_2^2} \cosh(k_1 x) \quad (3.28)$$

onde T e B são dados pelas expressões (3.18) e (3.20), respectivamente. A solução geral da equação (3.24) é, então,

$$\sigma_{s1} = A^H \cosh(k_2 x) + B^H \sinh(k_2 x) + nT - \frac{Bnk_2^2}{k_1^2 - k_2^2} \cosh(k_1 x) \quad (3.29)$$

As condições de contorno deveriam ser:

$$x = +\frac{l_b}{2} \quad \sigma_{s1} = \sigma_p \quad (3.30a)$$

$$x = -\frac{l_b}{2} \quad \sigma_{s1} = \sigma_e \quad (3.30b)$$

onde $\sigma_e = \sigma_{so}$ é a tensão normal do aço na extremidade da emenda oposta à ponta e σ_p ($0,4\sigma_{so}$ a partir dos dados experimentais obtidos nesta tese) é a tensão normal do aço na ponta da barra. Em virtude das considerações feitas nas condições de contorno para resolver a equação diferencial que define as tensões no concreto, as condições de contorno (3.30) passam a ser a **hipótese 4a (conseqüência da hipótese 3):**

$$x = +\frac{l_b}{2} \quad \sigma_{s1} = \overline{\sigma_c} \quad (3.31a)$$

$$x = -\frac{l_b}{2} \quad \sigma_{s1} = \sigma_e - (\sigma_p - \overline{\sigma_c}) \quad (3.31b)$$

Na condição de contorno (3.31b), foram levadas em conta as conclusões do 07j-7.9

transferida não esteve limitado a l_b , constatando que a ponta da barra produziu picos nas distribuições de tensões de aderência na barra adjacente fora da emenda. Assim, na expressão (3.31b), do valor de σ_e foi descontado o efeito da ponta da barra adjacente, da mesma forma que foi descontado o mesmo valor na condição (3.31a).

Usando as condições de contorno (3.31), pode-se determinar os coeficientes A^H e B^H . Como resultado, tem-se a solução geral de (3.29) com:

$$A^H = \frac{1}{2 \cosh(k_2 \frac{l_b}{2})} \left(\sigma_e - \sigma_p + 2\overline{\sigma_c} - 2nT + \frac{B}{\rho} \cosh(k_1 \frac{l_b}{2}) \right) \quad (3.32)$$

$$B^H = \frac{\sigma_p - \sigma_e}{2 \sinh(k_2 \frac{l_b}{2})} \quad (3.33)$$

A equação diferencial em termos de σ_{s2} tem a mesma forma que a equação diferencial em termos de σ_{s1} . Com as seguintes condições de contorno (**hipótese 4b**):

$$x = +\frac{l_b}{2} \quad \sigma_{s2} = \sigma_e - (\sigma_p - \overline{\sigma_c}) \quad (3.34a)$$

$$x = -\frac{l_b}{2} \quad \sigma_{s2} = \overline{\sigma_c} \quad (3.34b)$$

tem-se para tensão normal na barra 2 uma equação similar à expressão (3.29), com o mesmo valor de A^H (expressão (3.32)), que corresponde à parte simétrica, e com o sinal de B^H (expressão (3.33)) trocado, que corresponde à parte anti-simétrica. Logo,

$$\sigma_{s2} = A^H \cosh(k_2 x) - B^H \sinh(k_2 x) + nT - \frac{Bnk_2^2}{k_1^2 - k_2^2} \cosh(k_1 x) \quad (3.35)$$

Os valores de σ_{s1} e σ_{s2} finais são obtidos somando o mesmo valor tirado da ponta e da extremidade da emenda oposta a ela:

$$\sigma_{s1}^f = \sigma_{s1} + (\sigma_p - \overline{\sigma_c}) \quad \text{e} \quad \sigma_{s2}^f = \sigma_{s2} + (\sigma_p - \overline{\sigma_c}) \quad (3.36)$$

As distribuições da tensão de aderência ao longo da emenda são obtidas usando a expressão (2.1):

$$\tau_1 = \frac{A_s}{u} \left(A^H k_2 \sinh(k_2 x) + B^H k_2 \cosh(k_2 x) - \frac{B n k_2^2}{k_1^2 - k_2^2} k_1 \sinh(k_1 x) \right) \quad (3.37)$$

$$\tau_2 = \frac{A_s}{u} \left(A^H k_2 \sinh(k_2 x) - B^H k_2 \cosh(k_2 x) - \frac{B n k_2^2}{k_1^2 - k_2^2} k_1 \sinh(k_1 x) \right) \quad (3.38)$$

3.4. Comparação das Tensões Teóricas com as Experimentais

O modelo desenvolvido no item anterior foi usado para obter a distribuição das tensões normais na armadura longitudinal e a distribuição da tensão de aderência na região da emenda.

Nas Figuras 3.31 e 3.32 estão mostrados os valores experimentais da tensão normal na armadura ao longo da emenda das barras dos pilares PEBU e PEBS, respectivamente, para as cargas de 400 kN, 800 kN e para a carga de ruptura de cada pilar. Estão também traçadas as curvas teóricas obtidas pelas expressões (3.29), (3.32), (3.33), (3.35) e (3.36) para as diferentes cargas. Para essa análise teórica, foi considerado σ_p e σ_e como os valores experimentais da tensão normal do aço na ponta da barra e na extremidade da emenda oposta à ponta, respectivamente, o módulo secante $E_c = 26,5$ GPa, de acordo com o item 8.2.8 da NBR 6118 (2004), e $K = 100$ N/mm³, levando em conta a discussão sobre este parâmetro feita no item 2.2.4.

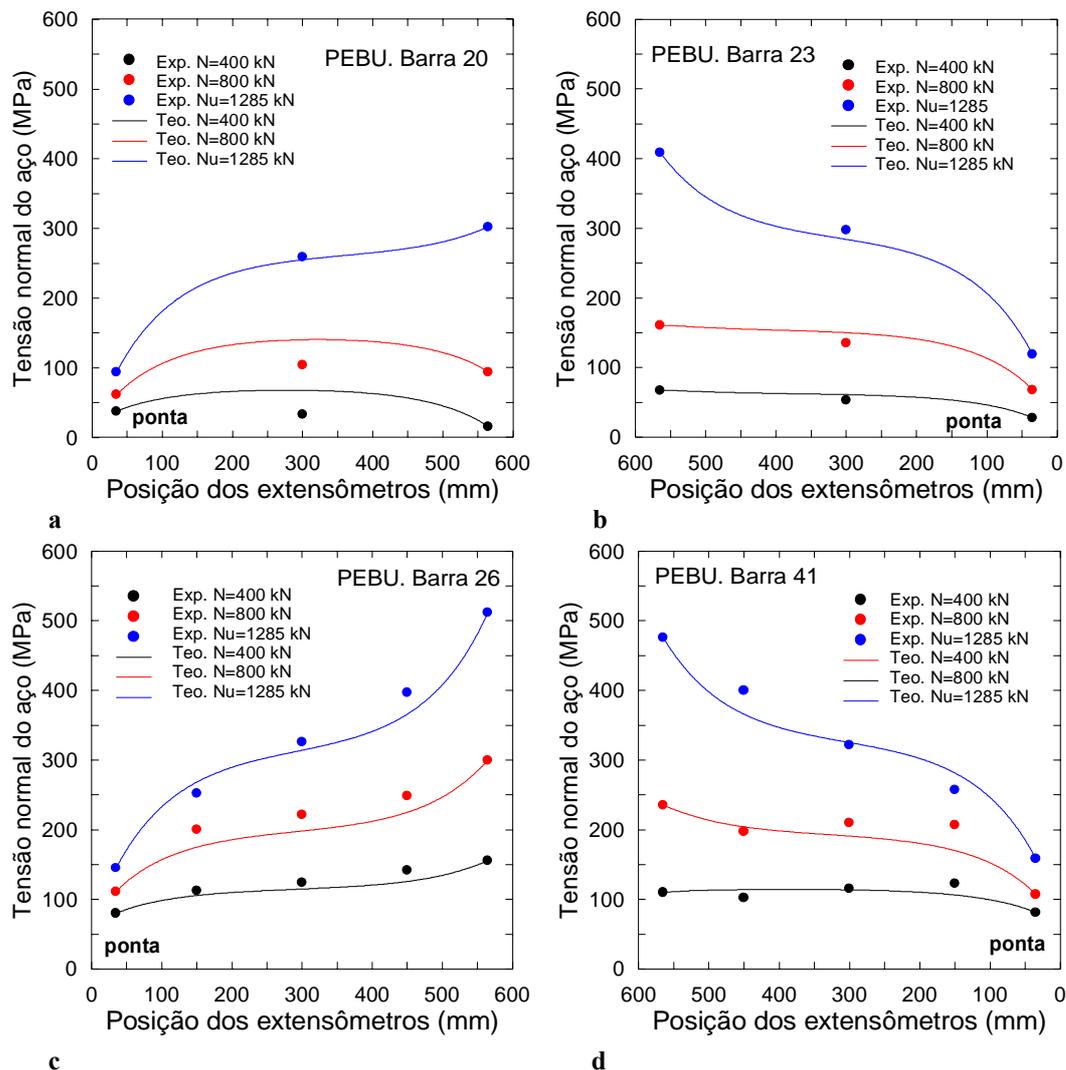


Figura 3.31: Curvas teóricas e dados experimentais da tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEBU; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.

Pode-se observar nessas figuras que, de forma geral, as curvas teóricas reproduzem bem o que foi verificado experimentalmente. No trabalho de Scott et al. (1989), foram obtidas curvas experimentais de tensões normais na barra ao longo da emenda com aspecto semelhante às das curvas teóricas e experimentais obtidas nesta tese.

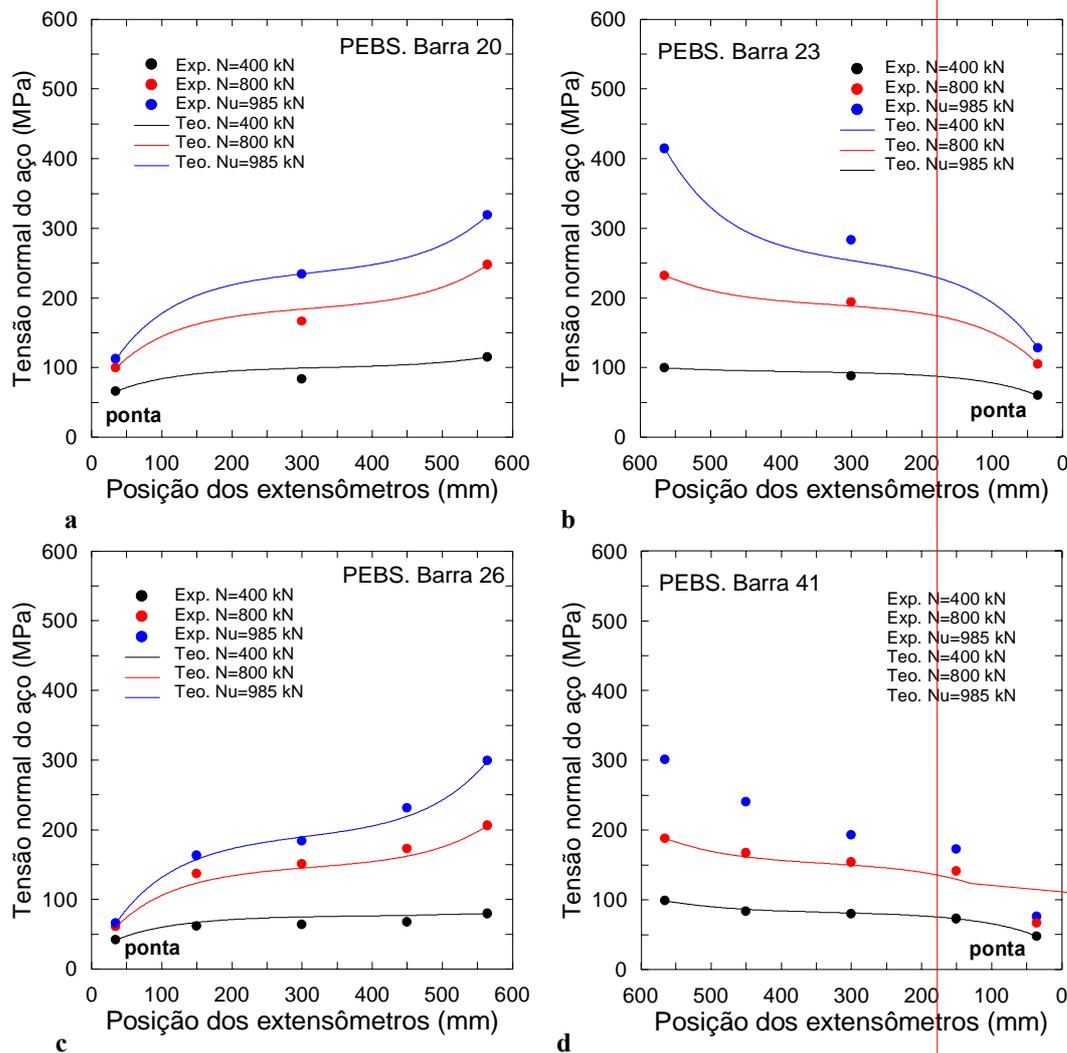


Figura 3.32: Curvas teóricas e dados experimentais da tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEBS; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.

Na Figura 3.33, é mostrada a distribuição da tensão de aderência teórica (expressões (3.37) e (3.38)) ao longo da emenda, para a carga última. Estão traçadas as curvas das médias das tensões das barras 20 e 26 e das barras 23 e 41, dos pilares PEBU e PEBS.

Na Tabela 3.7 estão mostradas as tensões de aderência médias (τ_m) correspondentes às curvas teóricas da tensão de aderência no trecho de emenda, das barras B-20 e B-26 e das barras B-23 e B-41 de ambos pilares, para as cargas de 400 kN, 800 kN e para a carga de ruptura. O valor de τ_m foi calculado pela expressão

$$\tau_m = \frac{1}{l_b} \int_0^{l_b} \tau dx \quad (3.39)$$

onde τ é dada pelas expressões (3.37) e (3.38).

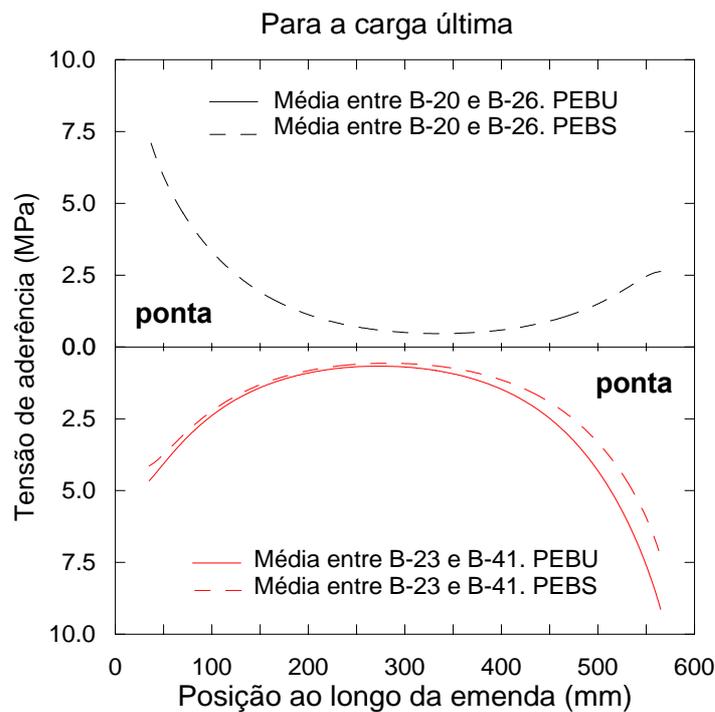


Figura 3.33: Curva tensão de aderência-posição ao longo da barra. Média das tensões de aderência das barras B-20 e B-26 e das barras B-23 e B-41.

Tabela 3.7: Tensão de aderência média obtida das curvas teóricas.

τ_m (MPa)				
Pilar	Barras	Carga (kN)		$N_{máx}$
		400	800	
PEBU	B-20 e B-26	0,20	0,84	2,10
	B-23 e B-41	0,30	0,84	2,20
PEBS	B-20 e B-26	0,32	1,10	1,80
	B-23 e B-41	0,33	0,94	2,00

Como se pode ver na Figura 3.33 e na Tabela 3.7, a distribuição da tensão de aderência ao longo da emenda e seus valores médios, de forma geral, não apresentam diferenças significativas entre os dois pilares, como era de se esperar devido às pequenas diferenças do comportamento observadas nas tensões normais

na emenda. Isto mostra pouca influência da separação das barras emendadas na tensão de aderência numa emenda comprimida, para os valores de s_b usados.

Esses resultados mostram que, apesar de as barras na emenda com elas unidas não terem concreto envolvendo-as completamente, o confinamento fornecido pela armadura transversal permitiu o desenvolvimento de tensões de aderências similares em ambos os pilares. Além disso, uma boa vibração durante a concretagem (Walker (1951)) pode garantir uma boa penetração de argamassa entre as nervuras das barras, com uma boa aderência entre as barras e a argamassa. Segundo Walker (1951), não existem evidências de que a argamassa entre as barras seja de qualidade inferior à do concreto ao redor das barras separadas.

Pode-se ver também na Figura 3.33 que as maiores tensões de aderência ocorrem nas pontas das barras emendadas dos dois pilares. Isto também foi constatado por Sott et al. (1989).

3.5. Análise Empírica da Tensão Cisalhante Média

Nas Figuras 3.34 e 3.35, se mostra um ajuste linear dos dados experimentais da tensão normal ao longo das emendas das barras de ambos pilares.

Na Tabela 3.8, estão mostradas as tensões de aderência médias (τ_m) resultantes do ajuste linear para as barras B-20 e B-26 e as barras B-23 e B-41 de ambos pilares, para as cargas de 400 kN, 800 kN e para a carga de ruptura. A tensão τ_m foi calculada pela expressão 3.39, onde τ foi obtida pela expressão (2.1).

Tabela 3.8: Tensão de aderência média do ajuste linear.

τ_m (MPa)				
Pilar	Carga (kN) Barras	400	800	$N_{máx}$
PEBU	B-20 e B-26	0,19	0,74	2,06
	B-23 e B-41	0,20	0,72	2,20
PEBS	B-20 e B-26	0,31	1,03	1,67
	B-23 e B-41	0,31	0,87	1,83

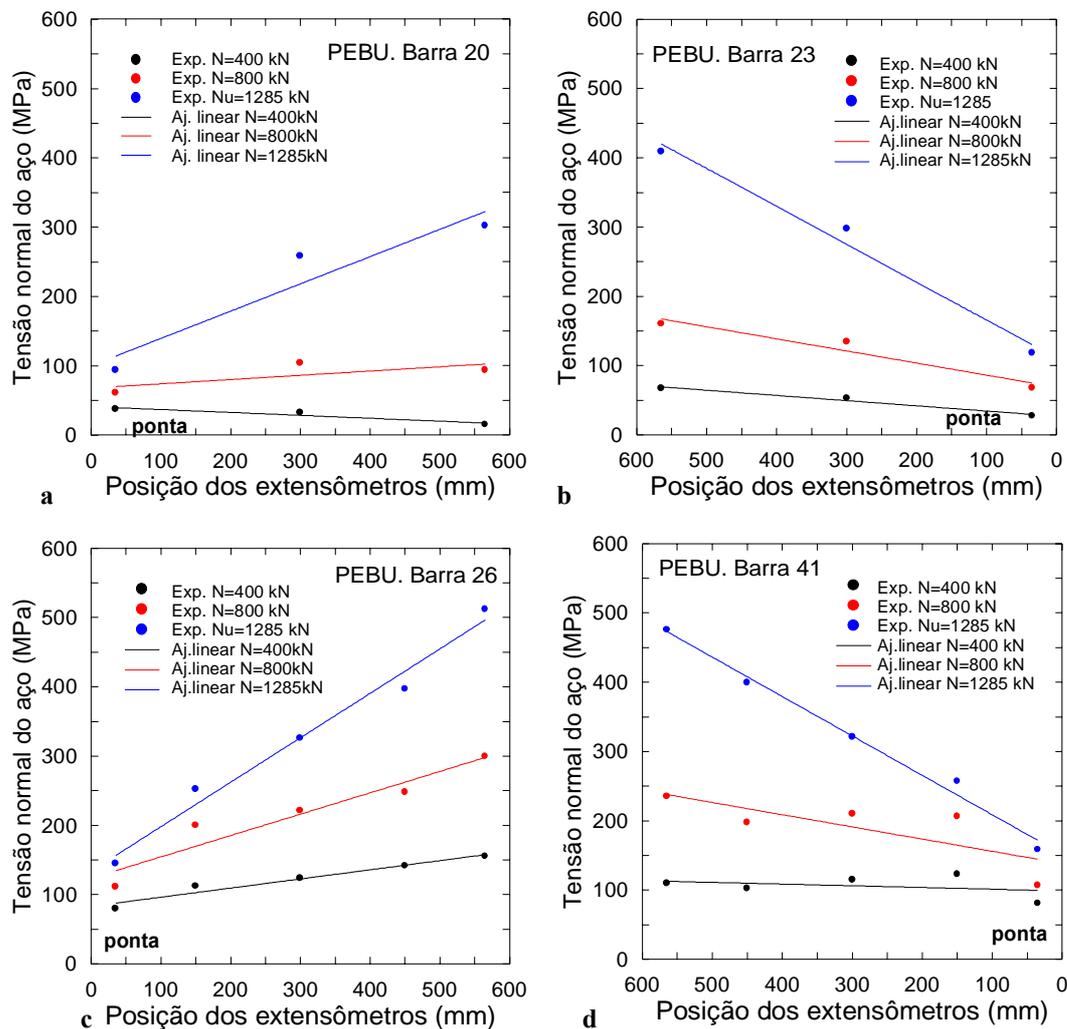
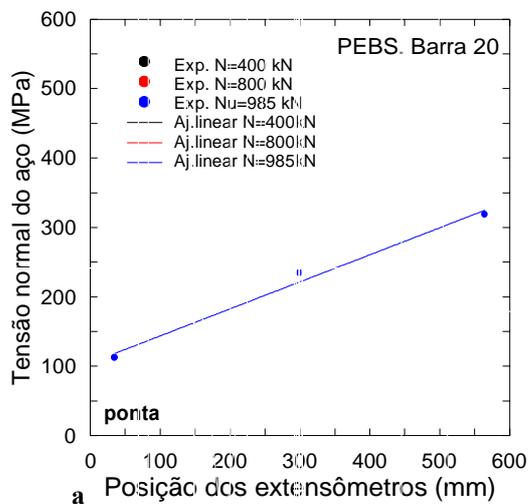


Figura 3.34: Ajuste linear e dados experimentais da tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEBU; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.

Pode-se observar nas Figuras 3.34 e 3.35 que também é obtido um bom ajuste dos dados experimentais mediante uma reta. Pode-se corroborar esta mesma conclusão ao comparar as τ_m obtidas do ajuste linear, mostradas na Tabela 3.8, com as obtidas das curvas teóricas que estão na Tabela 3.7. Geralmente se observa pouca diferença entre os valores calculados por ambos os métodos. Também foi calculada a τ_m das diferentes barras pelas expressões (2.1) e (3.39) mas fazendo a união mediante retas dos dados experimentais das tensões normais das barras. As diferenças dos valores das τ_m calculados por este método, quando comparados com os calculadas pelos dois métodos anteriores, foram de forma geral pequenas.



a

b

c

d

Figura 3.35: Ajuste linear e dados experimentais da tensão normal ao longo da emenda nas barra do pilar PEBS; a: barra 20; b: barra 23; c: barra 26; d: barra 41.

A partir dos resultados obtidos nesses ensaios preliminares, decidiu-se fazer, para a segunda etapa de ensaios deste trabalho, as emendas com as barras unidas e ajustar uma reta aos dados experimentais da tensão normal ao longo da emenda das barras para determinar τ_m .

4

Ensaio dos Pilares com Armadura Longitudinal Contínua e com Emenda

4.1.

Programa Experimental

O programa experimental desta etapa consiste nos ensaios de 12 pilares sob compressão excêntrica. As variáveis adotadas são o cobrimento numa das faces maiores do pilar e a presença ou não de grampos.

Todos os pilares têm a mesma seção transversal retangular de 400 mm x 165 mm e mesmas armaduras longitudinais, constituídas de dez barras de diâmetro de 16 mm.

Os pilares foram divididos em duas séries de seis pilares. Na série 1, a armadura longitudinal é contínua (sem emenda) e na série 2 a armadura longitudinal tem emenda por traspasse. Os pilares da série 1 são: PRC-1, PAC-1, PBC-1, PRS-1, PAS-1 e PBS-1, onde R, A e B significam pilar de referência (cobrimento da armadura longitudinal igual a 25 mm), pilar com a armadura longitudinal com cobrimento igual a 5mm (ϕ_t) e pilar com a armadura longitudinal exposta até a metade de seu diâmetro, respectivamente; C indica pilar com grampos em todo o comprimento do pilar e S pilar sem grampos na zona do meio do pilar (comprimento de 1.000 mm). Os seis pilares da série 2, com emenda, são: PRC-2, PAC-2, PBC-2, PRS-2, PAS-2 e PBS-2, onde R, A, B, C e S têm o mesmo significado que nos pilares com aço contínuo.

A curva tensão-deformação específica do aço longitudinal considerada nesta fase é a mesma que consta no item 3.1.1.

4.1.2. Concreto

4.1.2.1. Resistência à Compressão

Para a avaliação da resistência do concreto foram moldados de 7 a 12 corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm com o concreto de cada pilar. Os corpos-de-prova foram ensaiados nas idades 7, 14, 21, 28 dias e no dia do ensaio dos respectivos pilares. Os resultados são os indicados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Valores da resistência à compressão média do concreto.

PILAR	idade (dias)	N° CP	f_{cm} (MPa)	PILAR	idade (dias)	N° CP	f_{cm} (MPa)
PRC1	7	-	-	PRS1	7	2	22,5
	14	2	21,0		14	2	26,5
	21	-	-		21	2	26,9
	28	4	27,3		28	2	29
	85**	4	28,0		134**	3	30,7
PAC1	7	2	16,4	PAS1	7	2	21,2
	14	2	21,7		14	2	25,7
	21	2	26,7		21	2	29,9
	28	2	28,5		28	2	30,6
	72**	2	30,0		84**	3	31,5
PBC1	7	2	22,4	PBS1	7	2	24,3
	14	2	25,9		14	2	26,1
	21	2	31,3		21	2	27,1
	28	2	31,5		28	2	30,1
	107**	2	34,2		88**	2	33,0
PRC2	7	-	-	PRS2	7	2	21,5
	14	2	21,5		14	2	27,5
	21	-	-		21	2	28,4
	28	2	26,0		28	2	28,8
	191**	3	29,7		127**	4	29,3
PAC2	7	2	16,3	PAS2	7	2	20,7
	14	2	24,0		14	2	22,7
	21	2	30,0		21	2	24,8
	28	2	30,1		28	2	28,3
	140**	2	32,8		121**	2	34,0
PBC2	7	-	-	PBS2	7	2	19,6
	14	2	16,4		14	2	24,7
	21	-	-		21	2	26,6
	28	2	25,8		28	2	27,2
	198**	3	29,8		120**	2	29,0

** dia do ensaio do pilar

CP : corpos-de-prova

4.1.2.2. Módulo de Elasticidade

Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto foram ensaiados, aos 28 dias, três corpos-de-prova de 10 cm x 20 cm de três pilares aleatoriamente selecionados. Foram colados dois extensômetros elétricos de resistência tipo KC-70-A1-11 de 6,7cm de comprimento e fator de calibração de 2,13, nas geratrizes diametralmente opostas dos corpos-de-prova (Figura 4.1), para medição das deformações longitudinais. Os ensaios dos corpos-de-prova foram realizados de acordo com a especificação da NBR 8522 (2003), obtendo-se o módulo de elasticidade secante para tensão igual a $0,3f_c$.



Figura 4.1: Posicionamento dos extensômetros nos corpos-de-prova de concreto para a determinação das deformações longitudinais, colados em geratrizes diametralmente opostas.

A resistência à compressão prevista foi de 25 MPa. As resistências à compressão média obtidas estão indicadas nas Figuras 4.2 a 4.4, as quais não diferem mais que 20% da prevista. Os valores experimentais foram ajustados mediante um polinômio de segundo grau, podendo-se, a partir deste ajuste, achar os módulos tangente inicial (E_{ci}) e secante (E_{cs}). Os resultados obtidos estão apresentados nas Figuras 4.4 a 4.6 e na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Valores do módulo de elasticidade do concreto.

Corpo-de-prova do Pilar	f_c (MPa)	E_{ci} (GPa)	E_{cs} (GPa)
PAC-1	28,1	22,9	21,0
PBC-2	22,5	26,5	24,3
PRC-2	24,0	25,1	23,1

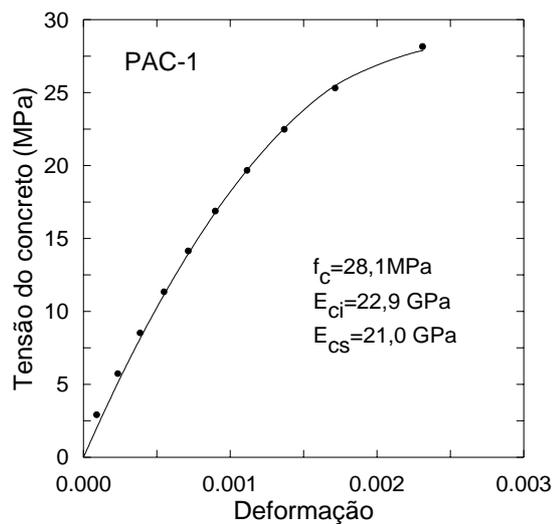


Figura 4.2: Curva tensão-deformação média dos corpos-de-prova do pilar PAC-1.

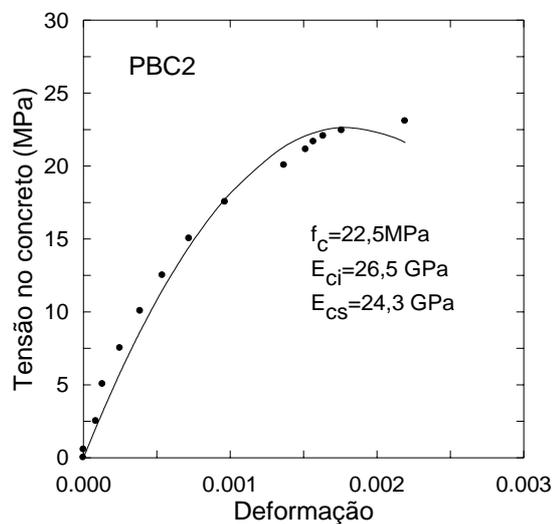


Figura 4.3: Curva tensão-deformação média dos corpos-de-prova do pilar PBC-2.

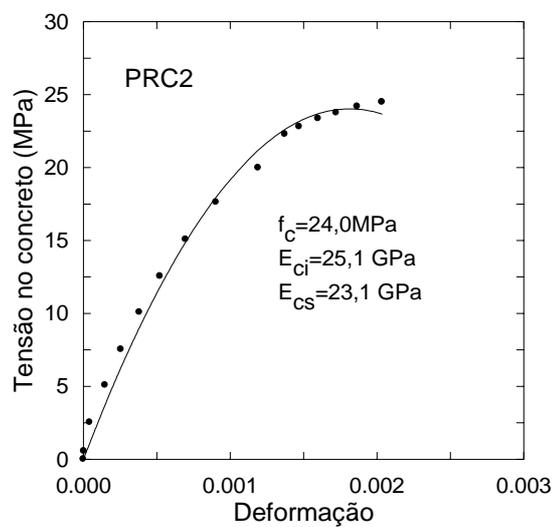


Figura 4.4: Curva tensão-deformação média dos corpos-de-prova do pilar PRC-2.

4.1.3. Características dos Pilares

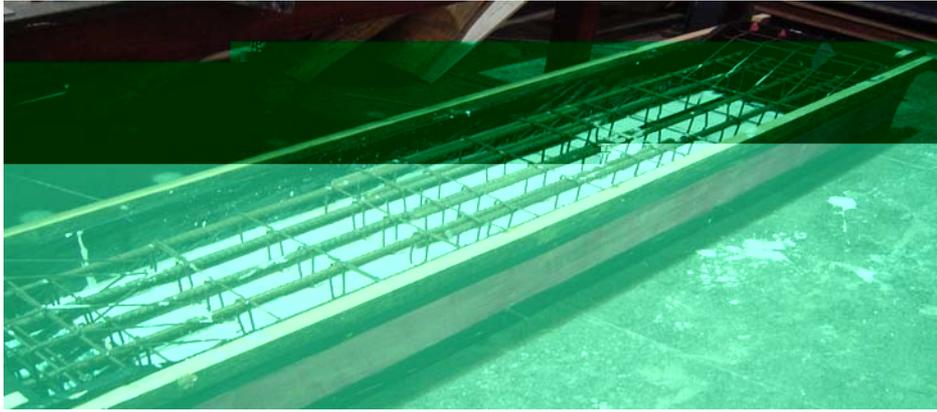
Os 12 pilares de concreto armado tinham comprimento de 2,00 m e seção transversal retangular de 400 mm x 165 mm, alargada nas extremidades para 400 mm por 265 mm, como mostra a Figura 4.5. Esta geometria foi adotada para afastar a zona de ruptura das extremidades dos pilares.



Figura 4.5: Geometria dos pilares das séries 1 e 2.

Os pilares PBC-1, PBS-1, PBC-2, PBS-2, com as barras longitudinais expostas até $\phi/2$, foram moldados de acordo com o seguinte procedimento: inicialmente, a armadura foi colocada dentro da forma, na posição horizontal (Figura 4.6), em contacto com a face inferior desta; em seguida, uma região de comprimento 1600 mm foi preenchida com gesso até formar uma camada com 13 mm de espessura, deixando, assim, metade do diâmetro das barras longitudinais imersas nessa camada; 48 horas depois foi feita a concretagem. Quando os pilares foram desformados, retirou-se a camada de gesso (Figura 4.20).

As características dos pilares são dadas nas Figuras 4.7 a 4.14 e nas Tabelas 4.3 e 4.4.



Aço inferior

Figura 4.6: Detalhe do gesso nas fôrmas dos pilares PBC-1, PBS-1, PBC-2, PBS-2.

Tabela 4.3: Características dos pilares da série 1. Pilares sem emenda.

Série 1: Pilares sem emenda								
Pilar	Dim. da seção (mm)	L (mm)	Arm. long.	Arm. trans.	f_y (MPa)	ρ_t (%)	Cobrimento* (mm)	Grampos
PRC-1	400x165	2000	10	$\phi 5$ espaç. variável	544	3,05	25	3 coincidindo com os estribos.
PAC-1							5	
PBC-1							sem cobr. até $\phi 2$	
PRS-1							25	—
PAS-1							5	
PBS-1							sem cobr. até $\phi 2$	

* cobrimento livre referido à armadura longitudinal; L é o comprimento do pilar.

Tabela 4.4: Características dos pilares da série 2. Pilares com emenda.

Série 2: Pilares com emenda								
Pilar	Dim. da seção (mm)	L (mm)	Arm. long.	Arm. trans.	f_y (MPa)	ρ (%)	Cobrimento* (mm)	Grampos
PRC-2							25	3 coincidindo com os estribos
PAC-2							5	
PBC-2							sem cobr. até $\phi/2$	

* cobrimento livre referido à armadura longitudinal; ** fora da emenda; *** na emenda; L é o comprimento do pilar.

Figura 4.7: Vista Superior de todos os pilares e Vista A do PRC-1; PAC-1; PBC-1 (Pilares sem emenda). Dimensões em mm.

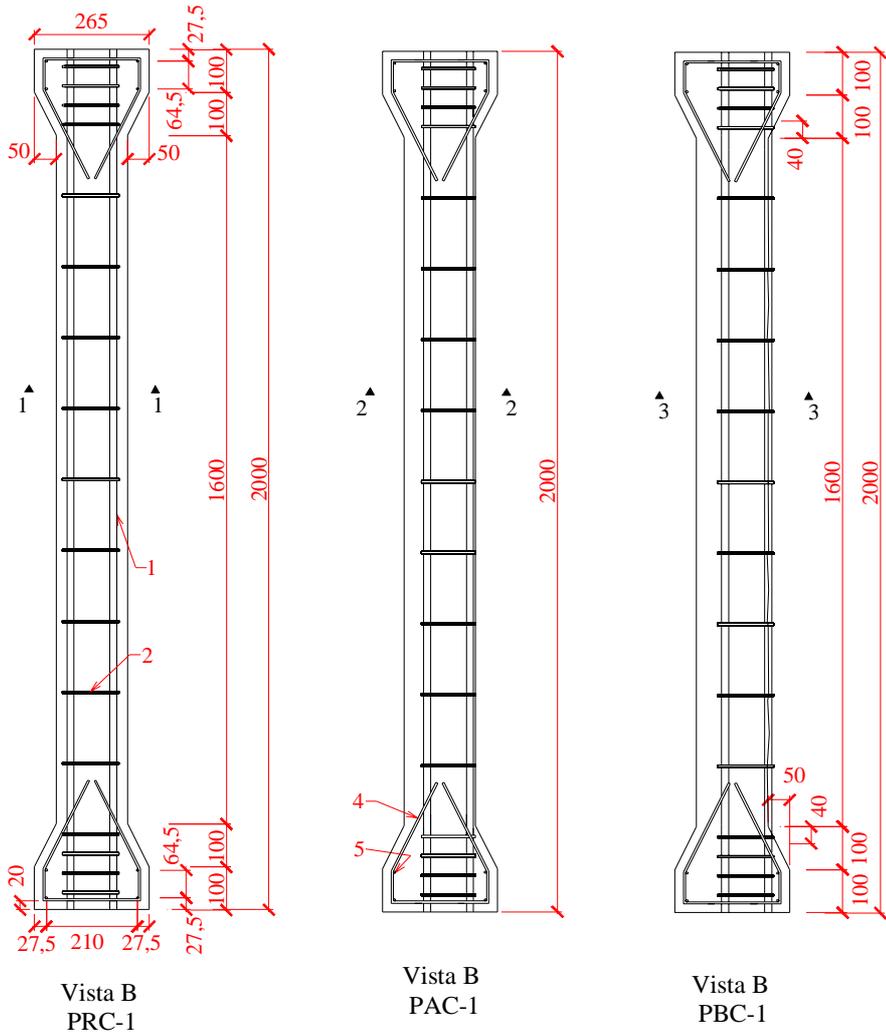


Figura 4.8: Vista B dos pilares PRC-1, PAC-1 e PBC-1. Dimensões em mm.

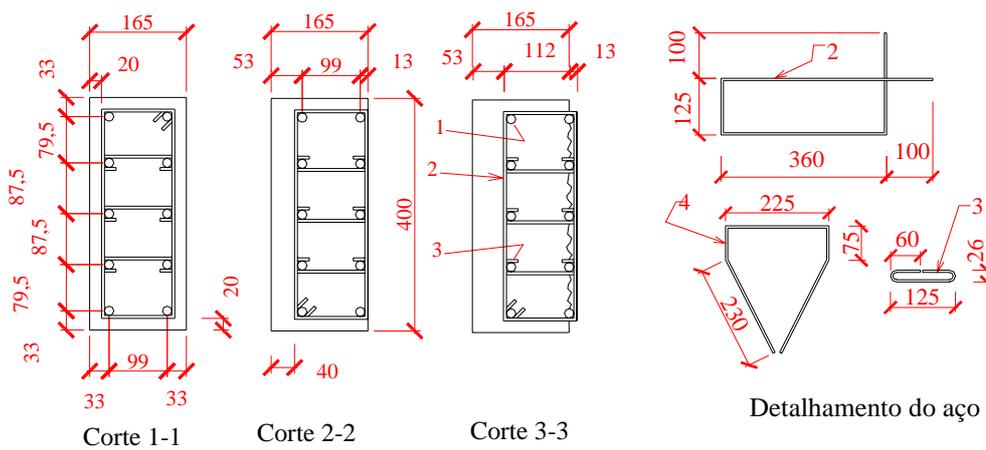


Figura 4.9: Corte 1-1 do pilar PRC-1; corte 2-2 do pilar PAC-1; corte 3-3 do pilar PBC-1 e detalhamento da armadura. Dimensões em mm.

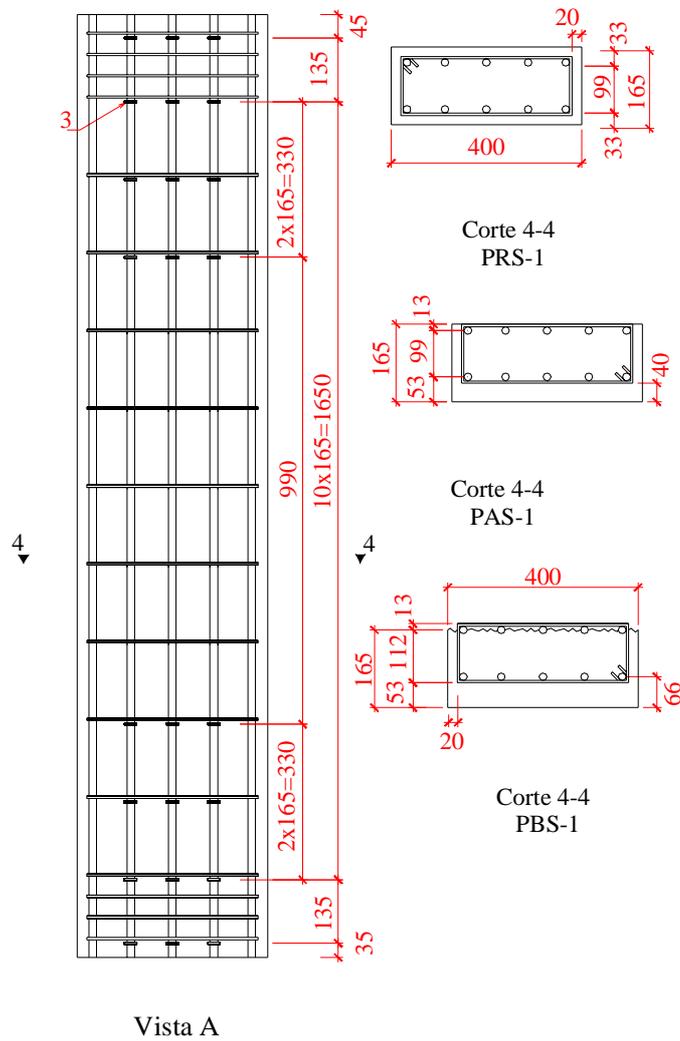


Figura 4.10: Vista A e Corte 4-4 dos pilares PRS-1; PAS-1 e PBS-1. (Pilares sem emenda).

Dimensões em mm.

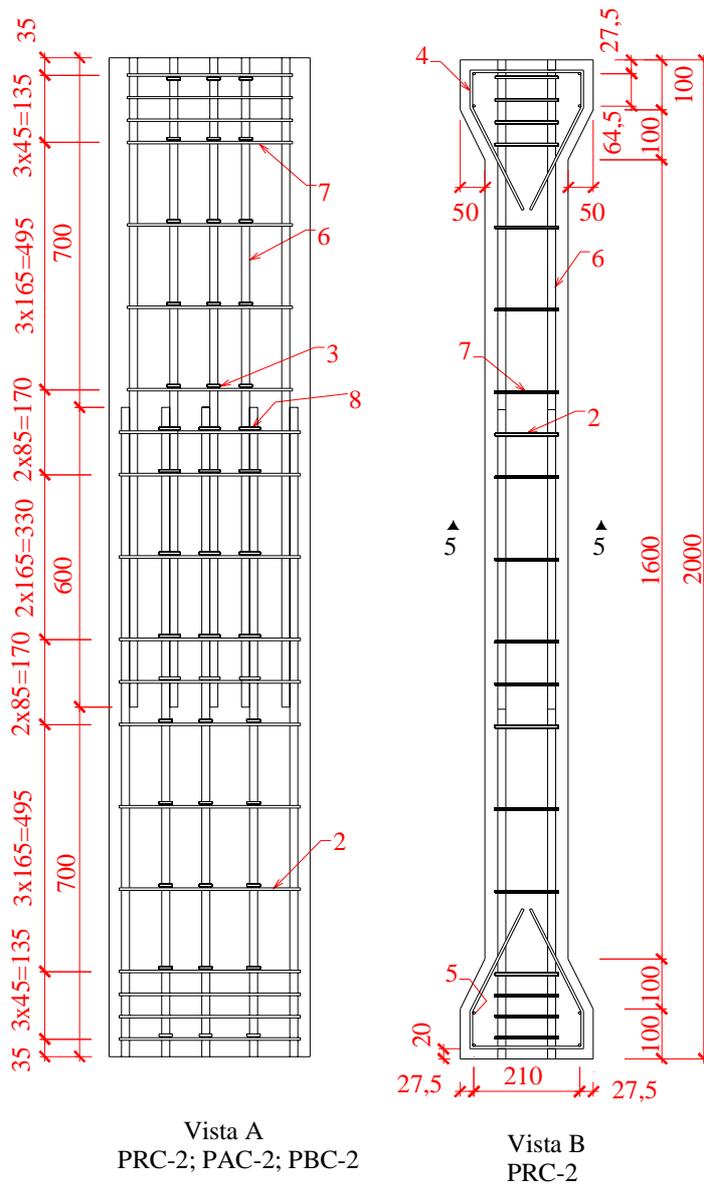


Figura 4.11: Vista A dos pilares PRC-2; PAC-2 e PBC-2 e Vista B do pilar PRC-2.
(Pilares com emenda). Dimensões em mm.

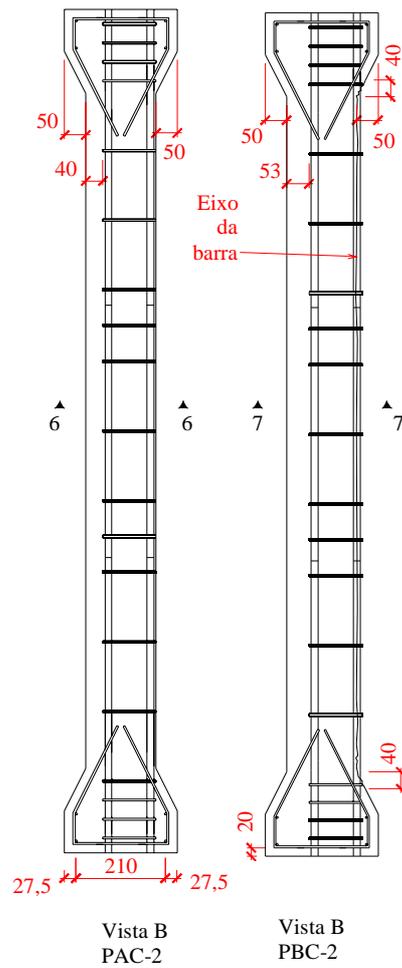


Figura 4.12: Vista B dos pilares PAC-2 e PBC-2. Dimensões em mm.

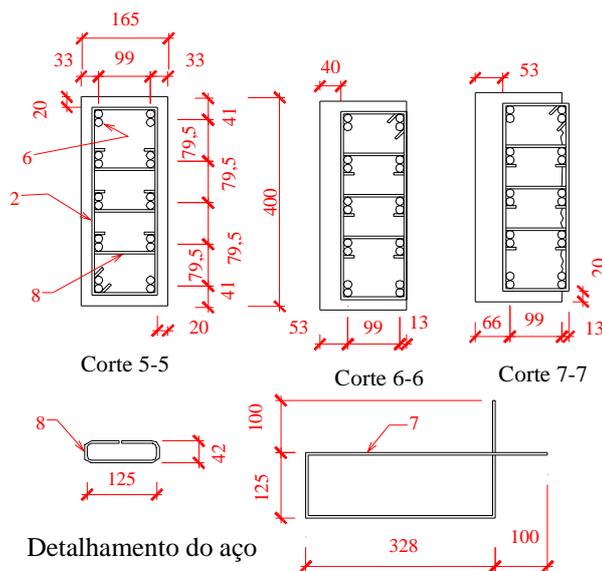


Figura 4.13: Corte 5-5 do PRC-2; corte 6-6 do PAC-2; corte 7-7 do PBC-2 e Detalhamento da armadura. Dimensões em mm.

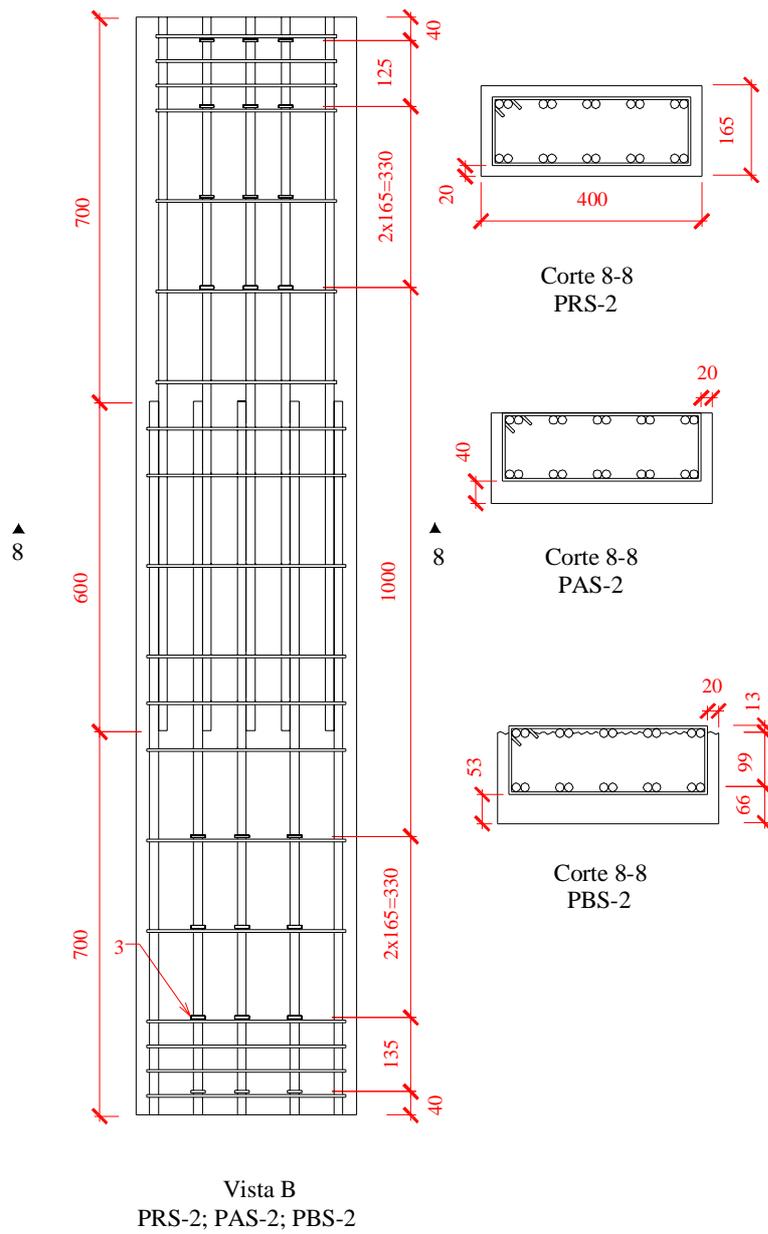


Figura 4.14: Vista B e Corte 8-8 dos pilares PRS-2; PAS-2 e PBS-2. (Pilares com emenda). Dimensões em mm.

4.1.3.1. Armatura dos Pilares

Nos pilares com emenda, a taxa de armadura no trecho de emenda foi de $\rho_l = 6,1\%$ (20 vergalhões $\phi = 16$ mm) (Figura 4.15). Nos pilares sem emenda ρ_l foi de $3,05\%$ (10 vergalhões de $\phi = 16$ mm) (Figura 4.16).

Como visto no item 3.3, os resultados dos ensaios preliminares mostraram pouca influência da separação das barras emendadas no comportamento das tensões de aderência na emenda. Em vista disto, as barras longitudinais emendadas em todos os pilares ensaiados na segunda etapa foram colocadas lado a lado. O comprimento de traspasse, l_b , foi de 600 mm, de acordo com a NBR 6118 (2004) e com o CEP-FIB MC90 (1993). O diâmetro e espaçamento da armadura transversal na emenda e fora dela (Figura 4.17) foi detalhada de acordo com a NBR 6118 (2004).

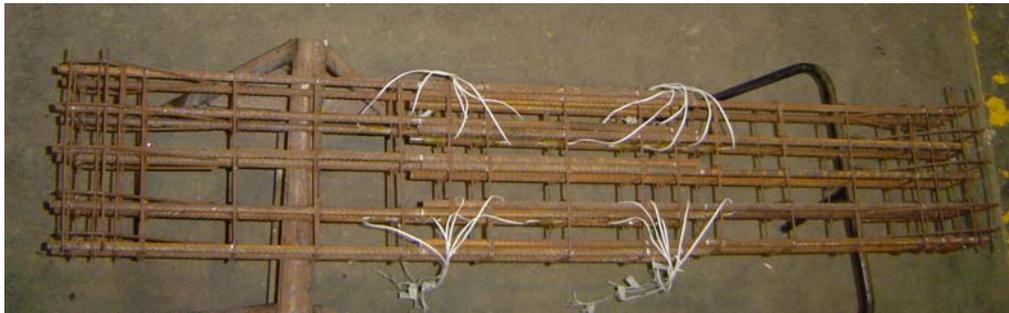


Figura 4.15: Armação dos pilares da série 2 (pilares com emenda).



Figura 4.16: Armação dos pilares da série 1 (pilares sem emenda).

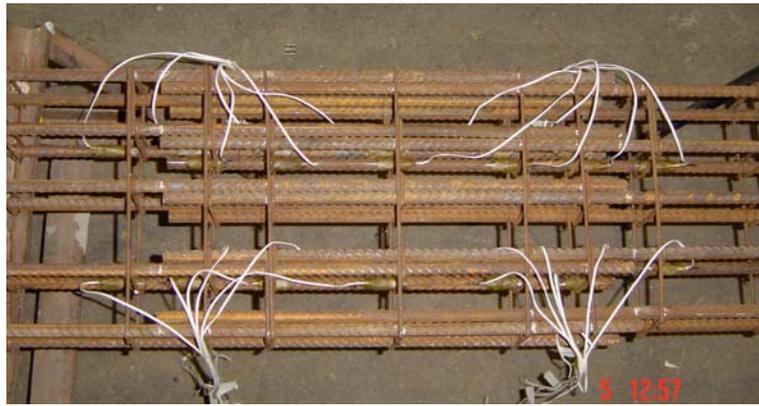
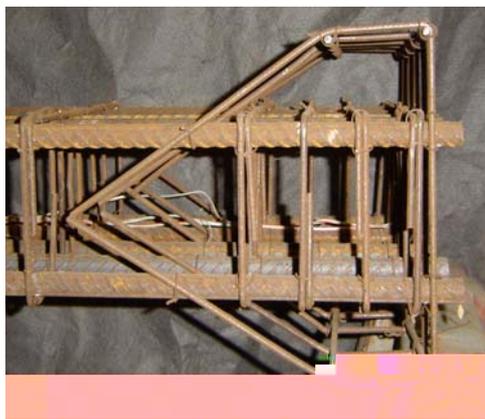
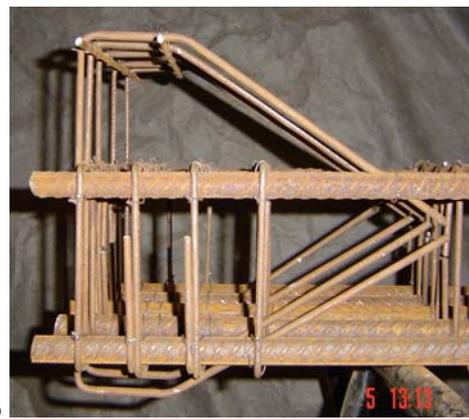


Figura 4.17: Detalhe da armadura transversal na emenda.

As extremidades dos pilares foram armadas como indica a Figura 4.18



a



b



c

Figura 4.18: Armaduras nas extremidades dos pilares. a : Pilares PRC-1, PAC-1, PRS-1, PAS-1, PRC-2, PAC-2, PRS-2, PAS-2; b : PBC-1, PBS-1, PBC-2, PBS-2; c: Vista lateral da armadura das extremidades.

Na região fora da emenda e nos pilares sem emenda foram colocados grampos como ilustrado na Figura 4.19a. Na zona da emenda dos pilares PRC-2, PAC-2 e PBC-2 foram colocados grampos como ilustrado na Figura 4.19b e Figura 4.22.

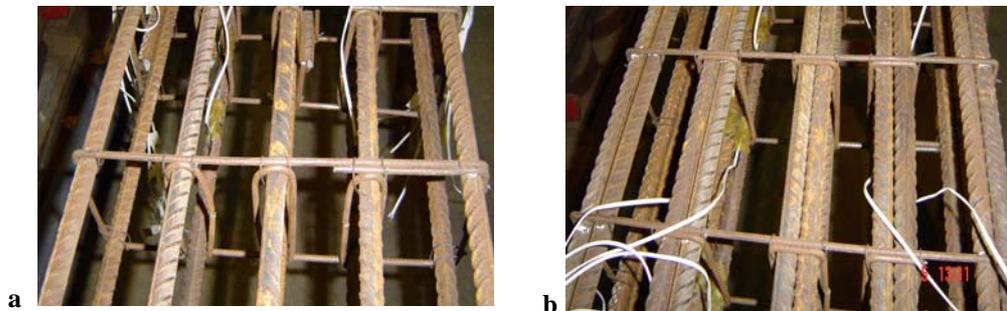


Figura 4.19: Grampos. a: nos pilares sem emenda e na região fora da emenda nos pilares com barras emendadas; b: na região da emenda.

4.1.3.2. Concretagem e Cura do Concreto

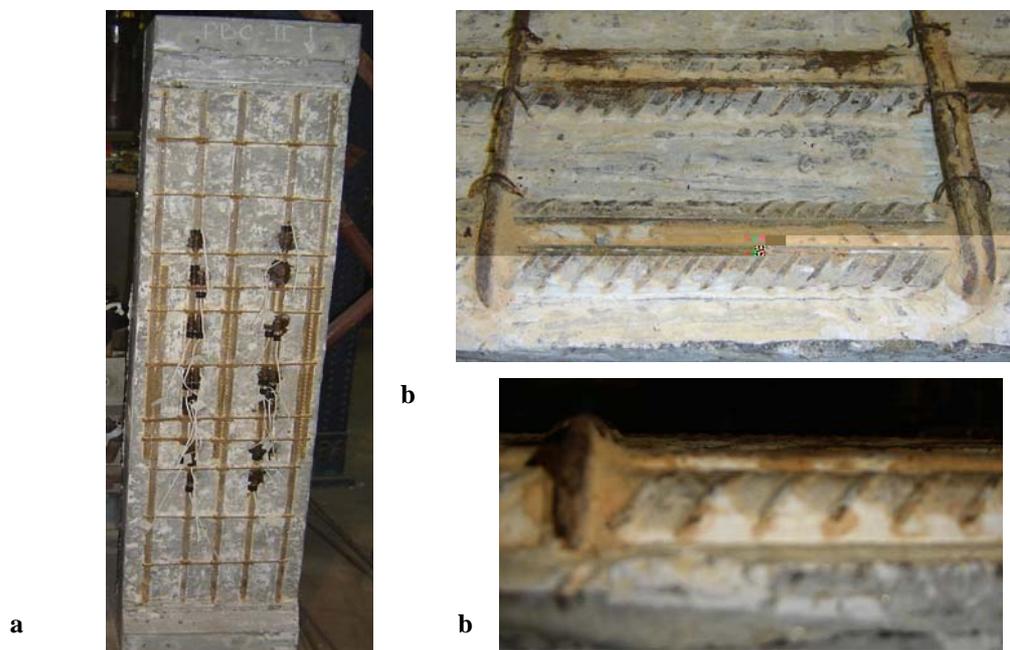


Figura 4.20: Pilar PBC-2 sem camada de gesso; a: Vista frontal; b: Detalhe da barra exposta até $\phi/2$.

O concreto empregado nos pilares teve consistência plástica e foi compactado com auxílio de um vibrador. A cura do concreto foi feita com

molhagens sucessivas durante dois dias. Para a confecção do concreto foi usado agregado de 19 mm de dimensão máxima e relação água cimento de 0,55, tendo-se um abatimento de tronco de cone de 100 mm.

Os 12 pilares foram moldados em betonadas independentes.

4.1.4. Instrumentação dos Pilares

Nos pilares sem emenda, foi colado a 900 mm do topo do pilar um extensômetro elétrico, de resistência tipo PA-06-250BA-120-L, fator de calibração de 2,07 e 10 mm de comprimento (Figura 4.21a), em duas barras das faces opostas, como mostra a Figura 4.22a. As barras foram lixadas em uma zona onde as nervuras das mesmas fossem menos afetadas e em uma área mínima que permitisse a colagem do extensômetro (Figura 4.21 b).

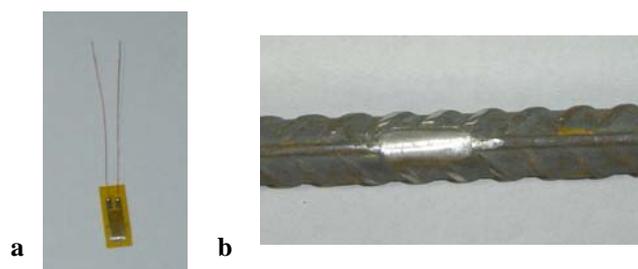


Figura 4.21a: Extensômetro elétrico de resistência tipo PA-06-250BA-120-L; b: Zona lixada da barra para colagem do extensômetro.

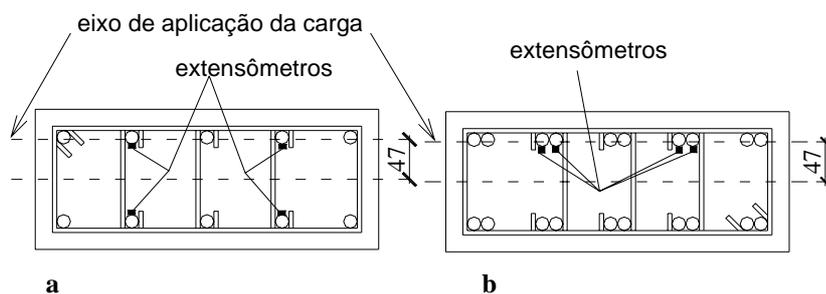


Figura 4.22: Barras com extensômetros (pilares de referência). a: Extensômetros nos pilares sem emenda, b: Extensômetros nos pilares com emenda. (Dimensões em mm).

Nas barras dos pilares com emenda, foram colados cinco extensômetros distribuídos no comprimento de traspasse e um extensômetro fora da emenda,

como mostrado nas Figuras 4.23. Este último extensômetro somente foi colado em alguns pilares aleatoriamente escolhidos. Os extensômetros foram colados em quatro das barras emendadas localizadas na face mais larga comprimida do pilar, como mostrado na Figura 4.22b. O motivo de tal posicionamento é o interesse do estudo do comportamento da emenda comprimida.

Cera para a impermeabilização do extensômetro

Extensômetro fora da emenda

Figura 4.23. Extensômetros nas barras dos pilares com emenda.

Nos pilares PBC-1, PBC-2, PBS-1 e PBS-2, os extensômetros foram localizados nas mesmas barras mostradas na Figura 4.22, mas na parte externa da barra, para evitar uma diminuição da aderência na parte onde havia contato concreto-aço.

Foram colados dois extensômetros elétricos de resistência, tipo KC-70-A1-11, de 6,7cm de comprimento e fator de calibração de 2,13, em duas faces opostas de 400 mm, na seção do meio do pilar, conforme mostrado na Figura 4.25.

Os deslocamentos horizontais dos pilares foram medidos no topo e na seção média, com lvdt, como se mostra nas Figuras 4.24b, 4.24c e 4.24d.

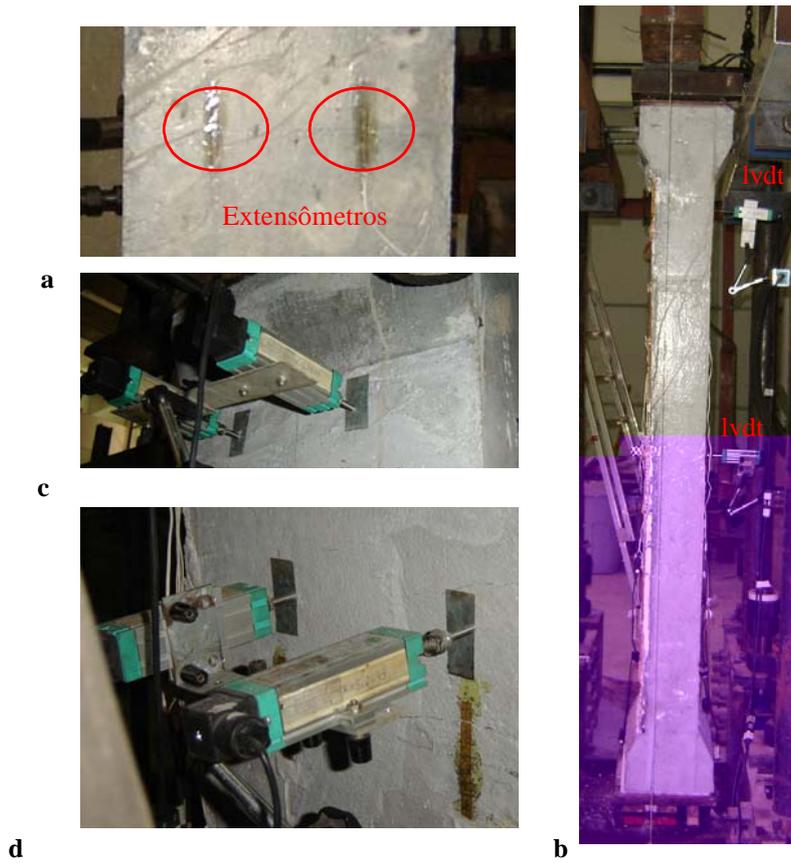


Figura 4.24a: Extensômetros na seção do meio do pilar; b: Vista lateral do pilar com os lvdt; c: Detalhe dos lvdt no topo do pilar; d: Detalhe dos lvdt na seção do meio do pilar.

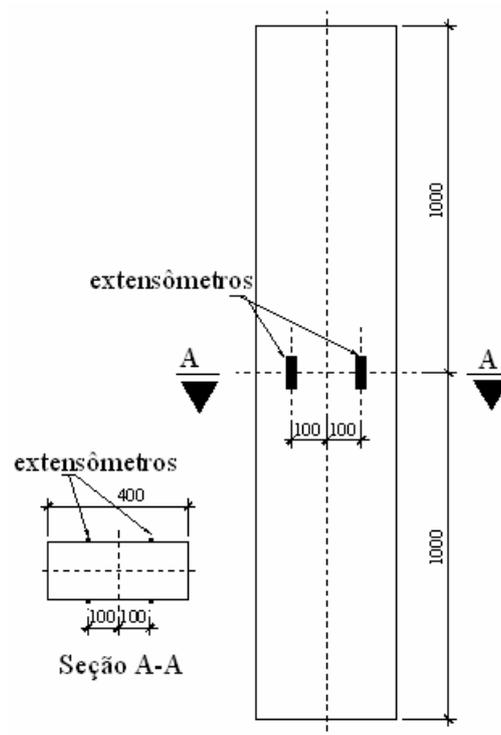


Figura 4.25: Vista frontal. Posição dos extensômetros no pilar.

No caso do pilar PRC-1, primeiro dessa etapa a ser ensaiado, somente foram colocados dois lvdt no meio de seu comprimento, pelo que não foi possível a comparação posterior dele, com relação ao deslocamento lateral, com os demais pilares.

4.1.5 Fôrmas

Foram construídas quatro fôrmas, com chapas de compensado com espessura de 15 mm, enrijecidas com sarrafos de madeira e forradas com plástico para serem utilizadas quatro vezes. O fundo e as laterais foram aparafusados para facilitar o seu desmonte (Figura 4.26).

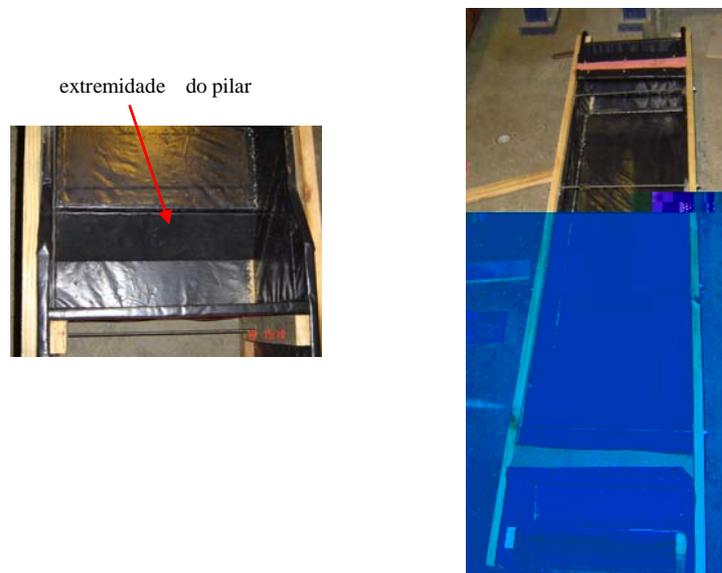


Figura 4.26: Fôrma usada.

As fôrmas dos pilares PBC-1, PBS-1, PBC-2 e PBS-2 foram construídas com a menor dimensão da seção transversal igual a 165 mm mais a espessura da camada de gesso (13 mm).

4.1.6. Procedimento de Ensaio dos Pilares

Na base dos pilares foram usados três placas e um cilindro de aço, conforme ilustrado na Figura 4.27a. No topo, foi colocada uma placa metálica e, entre esta e os macacos de carga, foi colocado um perfil tipo I para conseguir

transmitir corretamente a carga ao pilar (Figura 4.27b e Figura 4.30). Como se mostra na Figura 4.27, o eixo do perfil e o do cilindro foram colocados coincidentes com o eixo de aplicação da carga no pilar, a 47 mm do eixo de simetria da seção de concreto (Figura 4.28). Esta excentricidade foi selecionada de maneira a se obter uma carga de ruptura dos pilares conseguinte com a capacidade máxima dos macacos de carga.

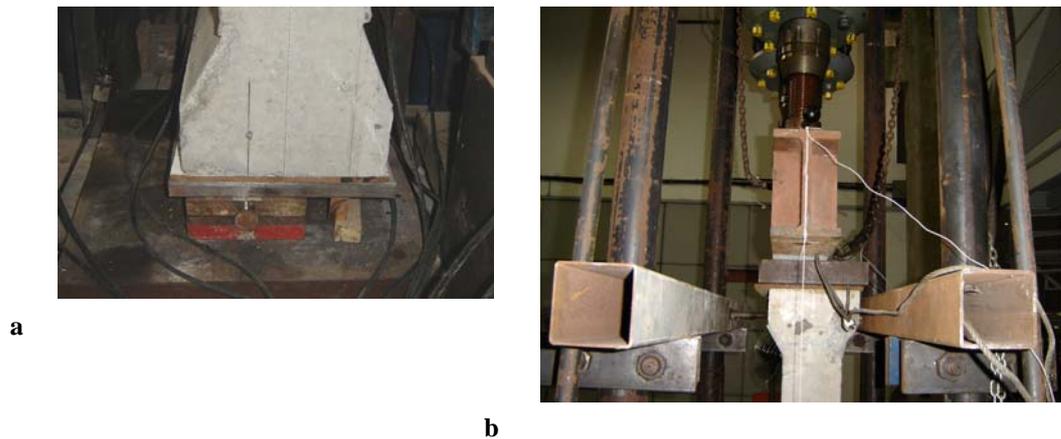


Figura 4.27: Apoios nos pilares, a: na base; b: no topo.

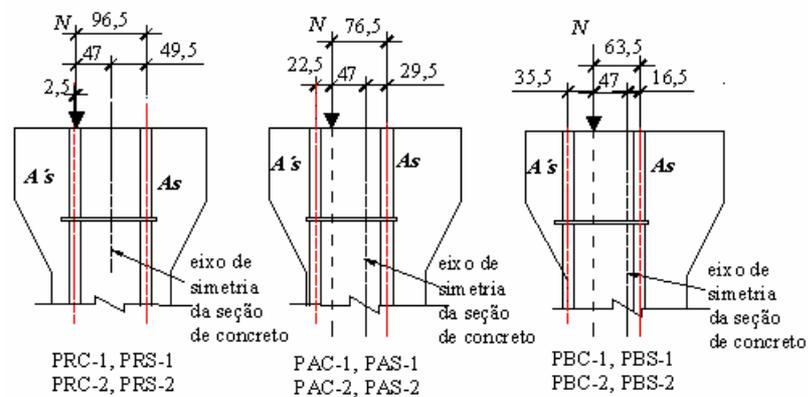


Figura 4.28: Corte longitudinal dos pilares indicando a posição da carga (dimensões em mm).

Para fixar o topo do pilar, foram utilizados dois perfis metálicos fechados, os quais estavam apoiados no pórtico de reação (Figura 4.27b). Duas barras rosqueadas foram colocadas simétricas ao meio do perfil, permitindo com facilidade o ajuste da posição do pilar no pórtico de reação (Figura 4.29).

Entre o pilar e as placas de apoio, tanto na base quanto no topo, foram colocados papelões (1 cm de espessura) para acomodar quaisquer irregularidades (Figura 4.27).



Figura 4.29: Parafusos utilizados para o posicionamento do pilar no seu topo.



Figura 4.30: Perfil I no topo do pilar com os dois macacos utilizados.

Nos ensaios foram utilizados dois macacos, cada um com capacidade de 1000 kN, conforme a Figura 4.30. Para monitorar a carga foi utilizado um transdutor de pressão.

A carga foi aplicada a uma taxa de aproximadamente 40 kN por minuto, sem interrupção, até a ruptura do pilar. Durante o ensaio, os extensômetros e os lvdts foram monitorados continuamente até a ruptura do pilar.

Os pilares PRC-1, PAC-1 e PBC-1 foram ensaiados sem nenhum reforço nas extremidades, como se mostra na Figura 4.27a e 4.27b. Ao ensaiar o pilar PRS-1, a extremidade superior rompeu (Figura 4.31a). O ensaio foi interrompido e a extremidade do pilar foi recuperada com “sikagrout”, argamassa que alcança altas resistências em poucas horas (Figura 4.31b). O pilar PRS-1 recuperado e os pilares restantes foram ensaiados colocando um reforço nas extremidades, para aumentar o confinamento das mesmas, como se mostra na Figura 4.32.

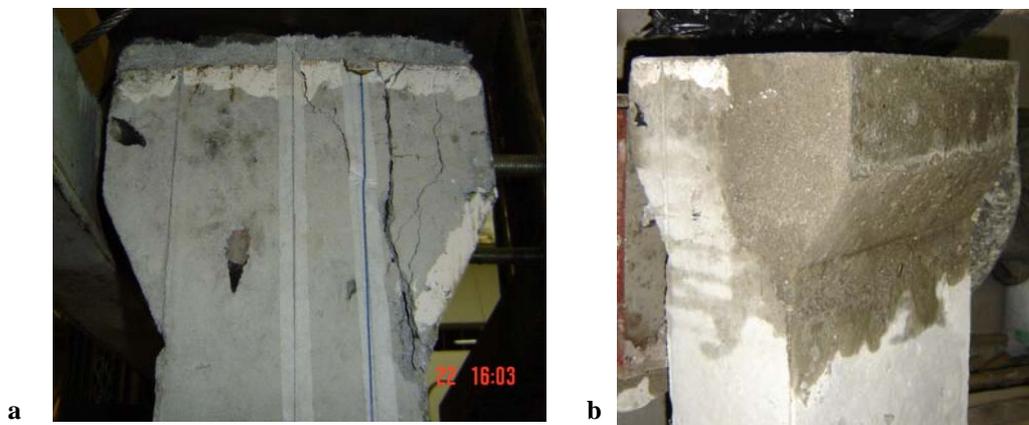


Figura 4.31: a: Extremidade do pilar PRS-1 esmagada; b: Extremidade do pilar PRS-1 recuperada com “sikagrout”.

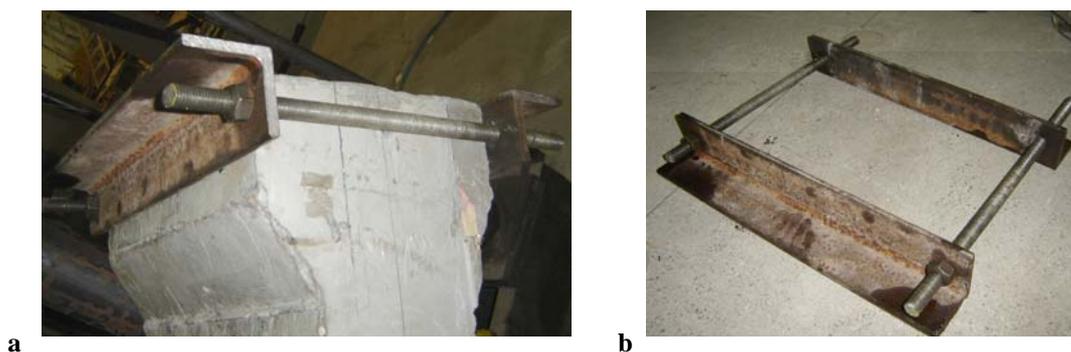


Figura 4.32: a: Extremidade dos pilares com reforço; b: Reforço.

A Tabela 5.1 mostra os dados e resultados gerais dos pilares ensaiados. As deformações das barras indicadas na tabela são referidas às medições dos extensômetros localizados na região de ruptura, que geralmente não coincidiu com a região onde foram medidas as deformações no concreto.

Como se observa nessa tabela, a maioria dos pilares rompeu por esmagamento do concreto após o escoamento da armadura comprimida. Nos ensaios, na região de ruptura da maioria dos pilares se verificou visualmente o esmagamento do concreto. Em elementos submetidos a flexo-compressão, o concreto esmaga com $\epsilon_c > 3 \text{ ‰}$. Como a deformação de escoamento (ϵ_{sy}) dos ensaios das barras dos pilares foi igual a 2,7 ‰, o concreto esmagou após o escoamento da armadura comprimida.

No caso do pilar PAS-1, a ausência de grampos na região central do comprimento do pilar aliada ao pouco cobrimento das barras da armadura longitudinal levou à ruptura causada pela flambagem de todas as barras a 900 mm do topo do pilar (Figura 5.6). Note-se que as barras fora dos cantos dos estribos flambaram num trecho onde no meio dele havia um estribo localizado que, devido a ausência dos grampos, não foi suficiente para evitar a flambagem das três barras.

Tabela 5.1: Dados e resultados gerais dos pilares ensaiados.

Série	Pilar	f_c MPa	d mm	e_s mm	N_y kN	$N_{máx}$ kN	ϵ_c ‰	$\epsilon_{smáx}$ ‰	ν_y	$\nu_{máx}$	Modo de ruptura
	PRC-1	28,0	132	96,5	1227	1377	3,5	5,0	0,66	0,74	Esmagamento do concreto após escoamento da armadura longitudinal.
	PAC-1	30,0	112	76,5	1362	1444	2,8	4,5	0,68	0,73	Esmagamento do concreto após escoamento da armadura longitudinal.
	PBC-1	34,2	99	63,5	1563	2050	3,4	17,0	0,69	0,91	Esmagamento do concreto após escoamento da armadura longitudinal.
	PRS-1	30,7	132	96,5	1352	1447	4,2	13,0	0,67	0,71	Esmagamento do concreto após escoamento da armadura longitudinal.
	PAS-1	31,5	112	76,5	1170	1248	3,7	9,3	0,56	0,60	Flambagem das barras da armadura longitudinal.

** Deformação medida por extensômetro localizado na região de emenda

* Deformação medida por extensômetro localizado fora da região de emenda

Na Tabela 5.1 tem-se:

f_c - resistência à compressão do concreto no dia do ensaio;

d - distância do bordo mais comprimido da seção ao aço tracionado (Figura 5.1);

$N_{máx}$ - carga máxima observada no ensaio;

e_s - excentricidade da carga com relação ao aço tracionado (Figura 5.1);

ϵ_c - deformação no concreto comprimido correspondente a $N_{máx.}$, na metade do comprimento do pilar;

N_y - carga correspondente à deformação de escoamento da armadura $\epsilon_{sy} = 0,0027$;

$\epsilon_{smáx}$ - deformação na armadura comprimida, correspondente à $N_{máx.}$, na seção mais solicitada;

$$v_{máx} = \frac{N_{máx}}{bhf_c}$$

Na Figura 5.1 é mostrado um corte longitudinal paralelo à face mais estreita do pilar.

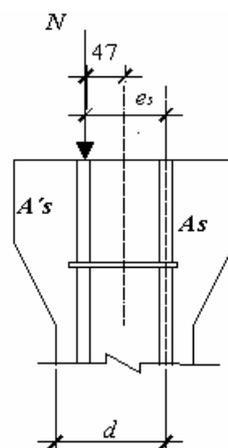


Figura 5.1: Corte longitudinal do pilar.

O pilar PRS-2 rompeu no extremo superior da emenda com valores de deformações da armadura comprimida elevados (10%). Isto indica que, na carga última, o concreto nessa seção esmagou e a carga foi resistida só pela armadura, provocando a perda de aderência das barras. Formaram-se fissuras longitudinais nas laterais do pilar coincidentes com a armadura comprimida, ao longo de toda a área da emenda, mostrando-se algumas barras longitudinais destacadas do concreto (Figura 5.11). Esse pilar, apesar de não ter grampos, devido ao cobrimento nele usado, teve a perda de aderência somente após o esmagamento do concreto fora da emenda.

A ruptura dos pilares PBC-2 e PBS-2 ocorreu por perda de aderência (Figura 5.10 e 5.13), com deformações baixas. Estes pilares tinham as barras longitudinais expostas (meio diâmetro) e, além disso, não havia grampos no PBS-2.

Foi observado nos ensaios que, geralmente, para cargas entre 80 e 85% da carga máxima de cada pilar, começaram a aparecer fissuras na face tracionada.

1

Nos pilares PRC-1 e PAC-1, a ruptura aconteceu aproximadamente a 900 mm do topo, coincidindo com a localização dos extensômetros nas barras. O concreto da face comprimida esmagou e houve flambagem das barras longitudinais, como mostram as Figuras 5.2 e 5.3.

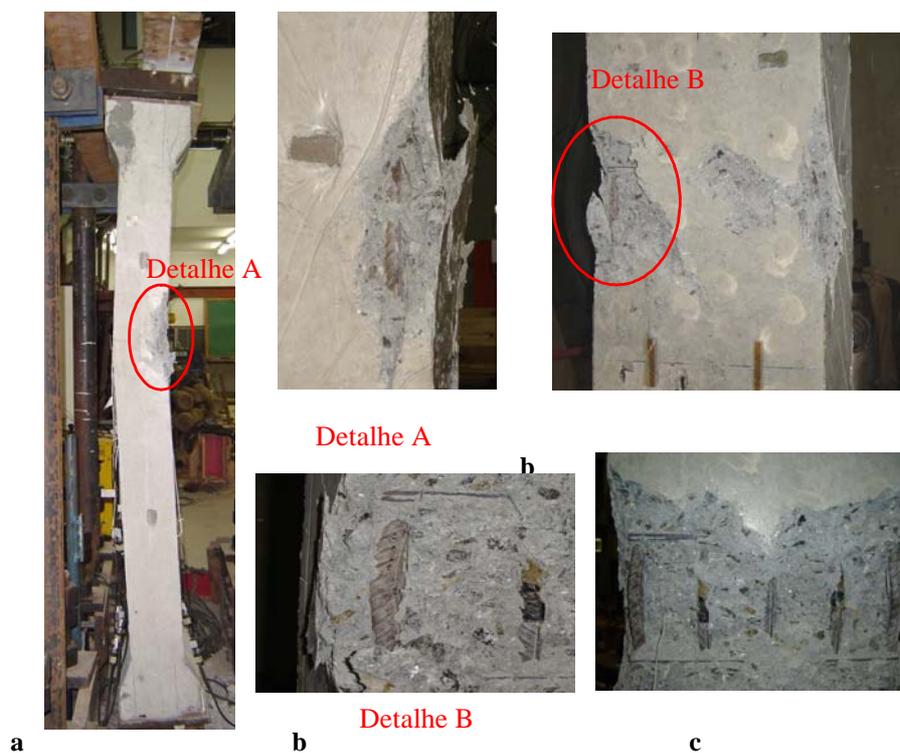


Figura 5.2: Pilar PRC-1 depois da ruptura; a: Vista lateral do pilar e detalhe A; b: Vista frontal da zona de ruptura e detalhe B; c: Vista frontal da zona de ruptura sem o cobrimento.

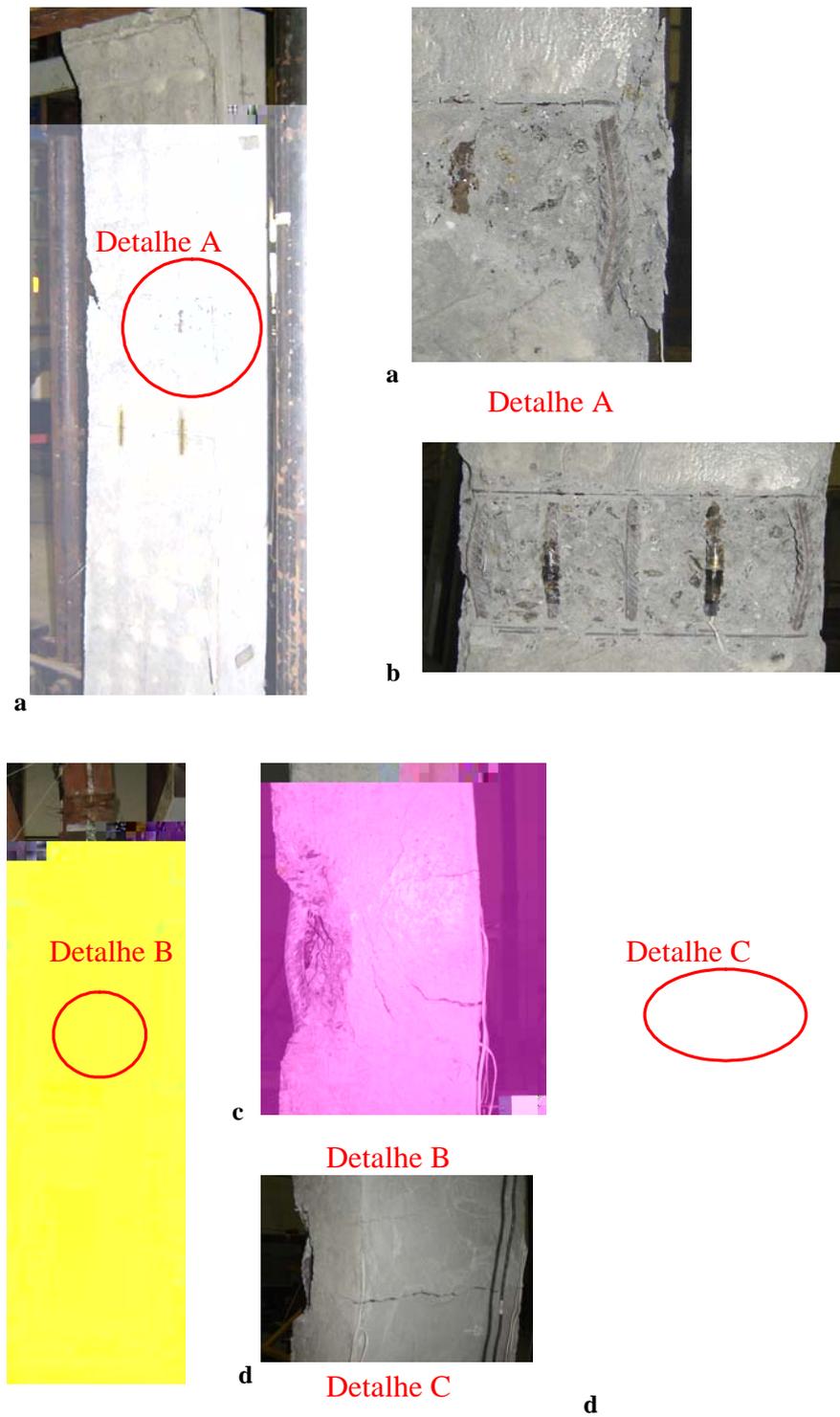


Figura 5.3: Pilar PAC-1 depois da ruptura; a: Vista frontal do pilar e detalhe A; b: Vista frontal da zona de ruptura sem o cobrimento; c: Vista lateral e detalhe B; d: Vista frontal da face tracionada e detalhe C.

No pilar PBC-1, devido ao elevado valor da carga máxima, a ruptura foi violenta. Como mostra a Figura 5.4, no meio do comprimento do pilar o concreto esmagou e as barras longitudinais flambaram entre dois estribos.

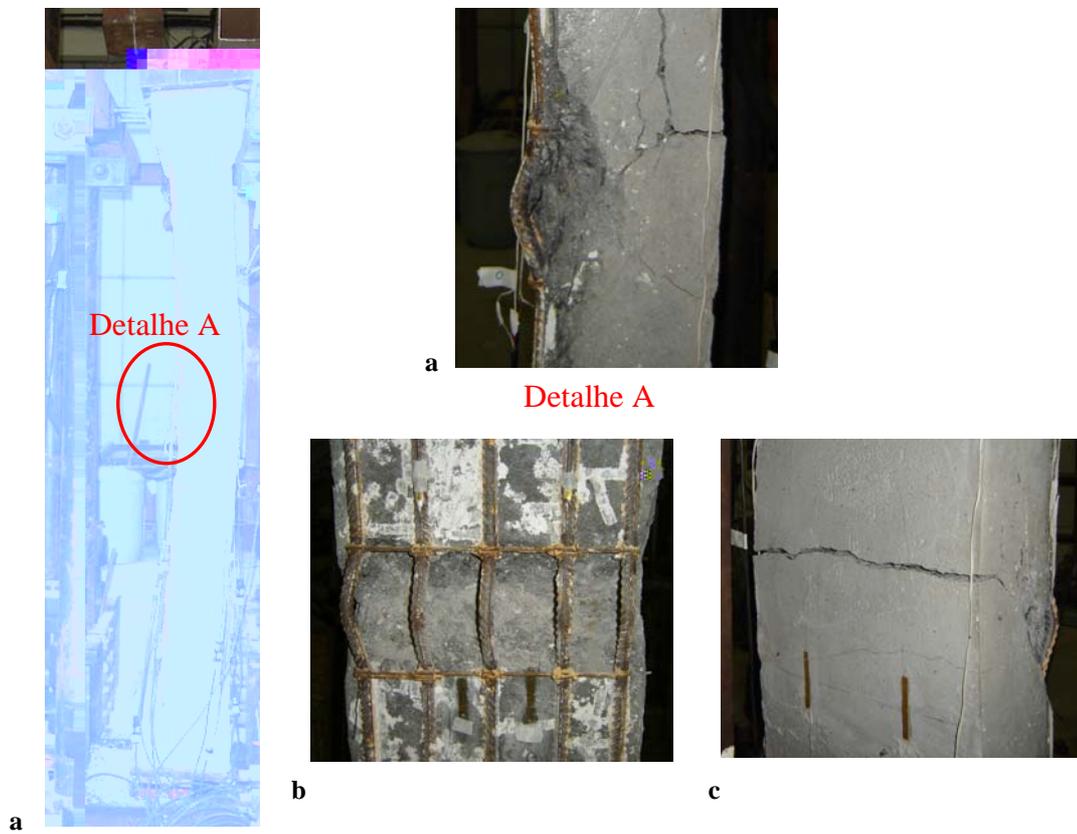


Figura 5.4: Pilar PBC-1 depois da ruptura; a: Vista lateral e detalhe A; b: Vista frontal da zona de ruptura; c: Vista frontal da zona tracionada fissurada.

O pilar PRS-1 apresentou ruptura a 500 mm da base do pilar, onde existiam grampos (Figura 5.5). Nesta região o cobrimento destacou-se e as barras longitudinais flambaram entre dois estribos. Apesar de não ter grampos, esse pilar mostrou um modo de ruptura similar à do pilar PRC-1, com grampos (Figura 5.2).

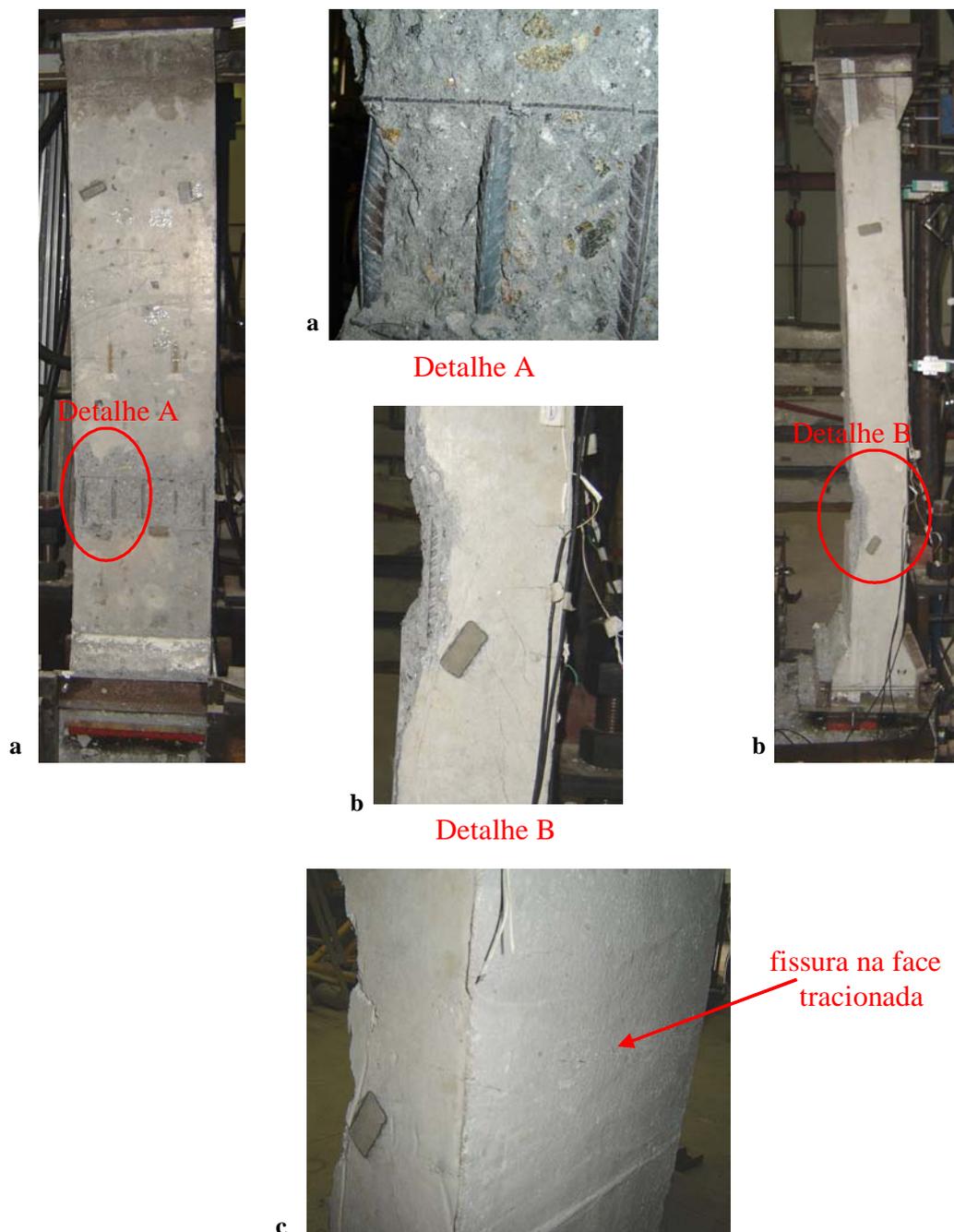


Figura 5.5: Pilar PRS-1 depois da ruptura; a: Vista frontal do pilar e detalhe A; b: Vista lateral e detalhe B; c: Vista frontal da zona tracionada fissurada.

No pilar PAS-1, o cobrimento destacou-se a 900 mm do topo do pilar e as barras fora dos cantos dos estribos flambaram (Figura 5.6a e 5.6c). As barras dos cantos flambaram entre dois estribos poligonais (Figura 5.6a e 5.6b).

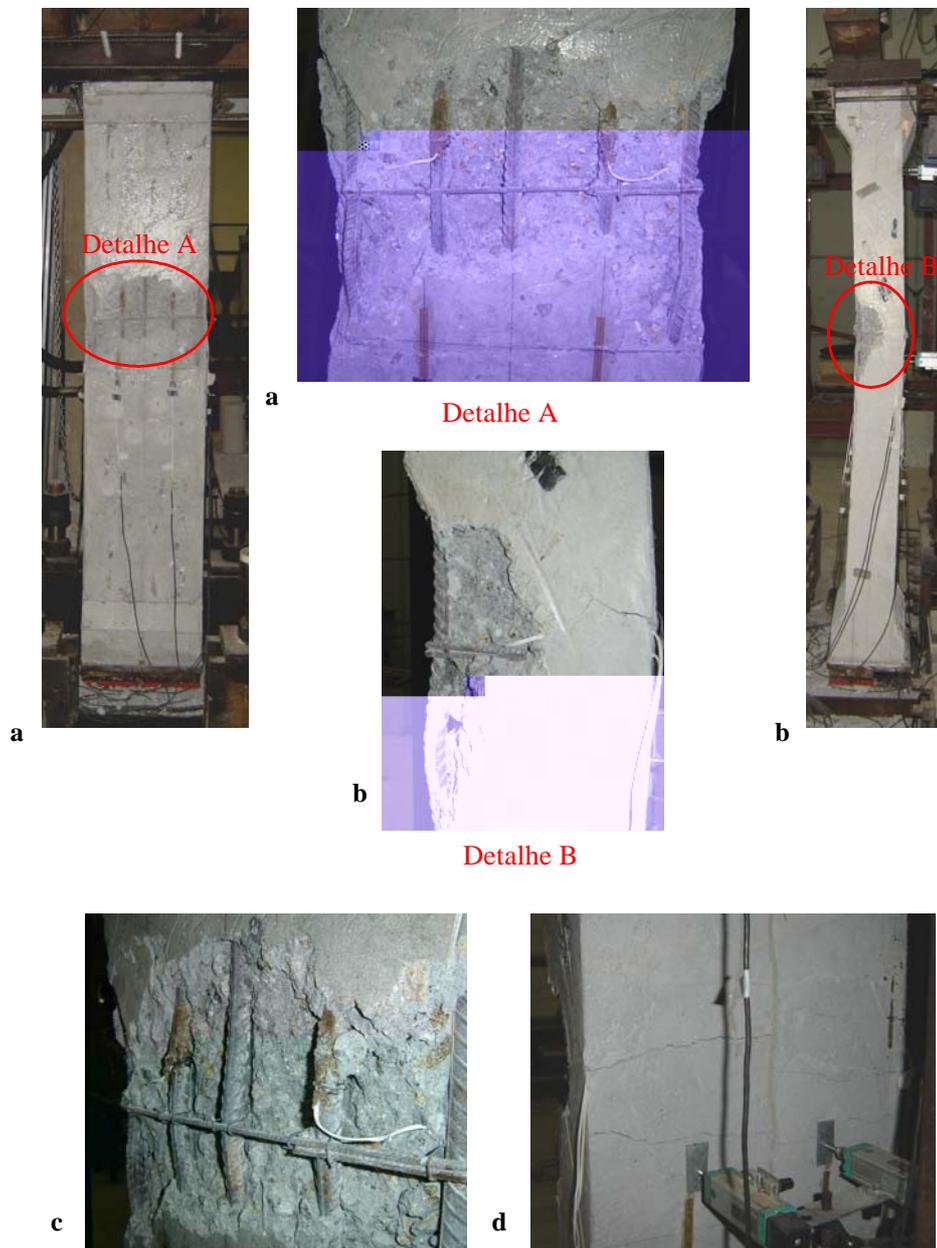


Figura 5.6: Pilar PAS-1 depois da ruptura; a: Vista frontal e detalhe A; b: Vista lateral e detalhe B; c: Detalhe da flambagem das barras longitudinais; d: Vista frontal da zona tracionada fissurada.

O Pilar PBS-1 mostrou uma zona de ruptura localizada a aproximadamente 400 mm do seu topo, numa zona com grampos. Era de se esperar que este pilar rompesse numa zona onde não existissem grampos. Provavelmente, havia imperfeições no concreto na região onde ocorreu a ruptura (Figura 5.7).

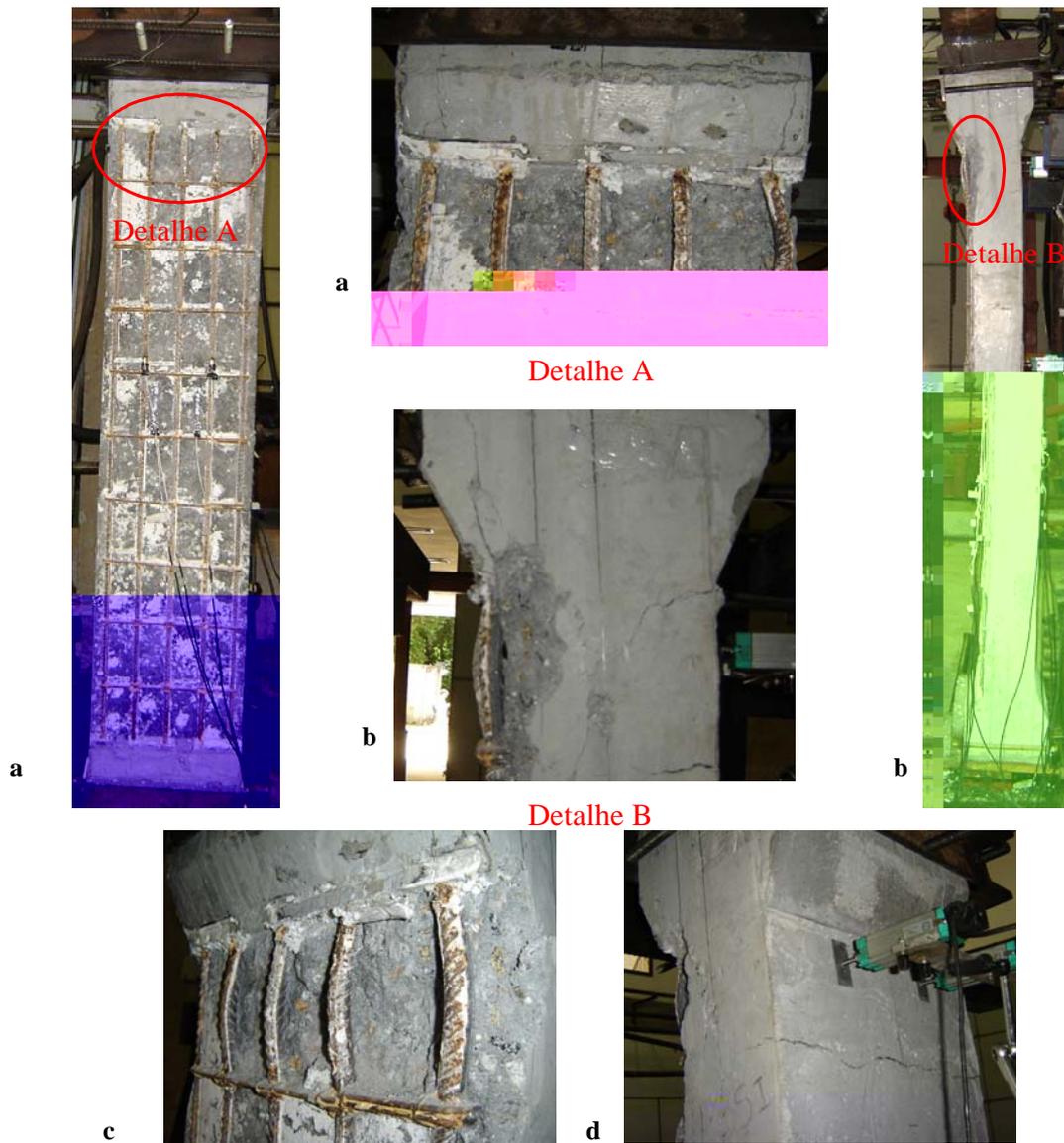


Figura 5.7: Pilar PBS-1 depois da ruptura; a: Vista frontal do pilar e detalhe A; b: Vista lateral e detalhe B; c: Detalhe da flambagem das barras longitudinais; d: Vista frontal da zona tracionada fissurada.

2

O Pilar PRC-2 rompeu perto do começo da emenda, como mostra a Figura 5.8c. O concreto esmagou e a armadura flambou entre dois estribos.

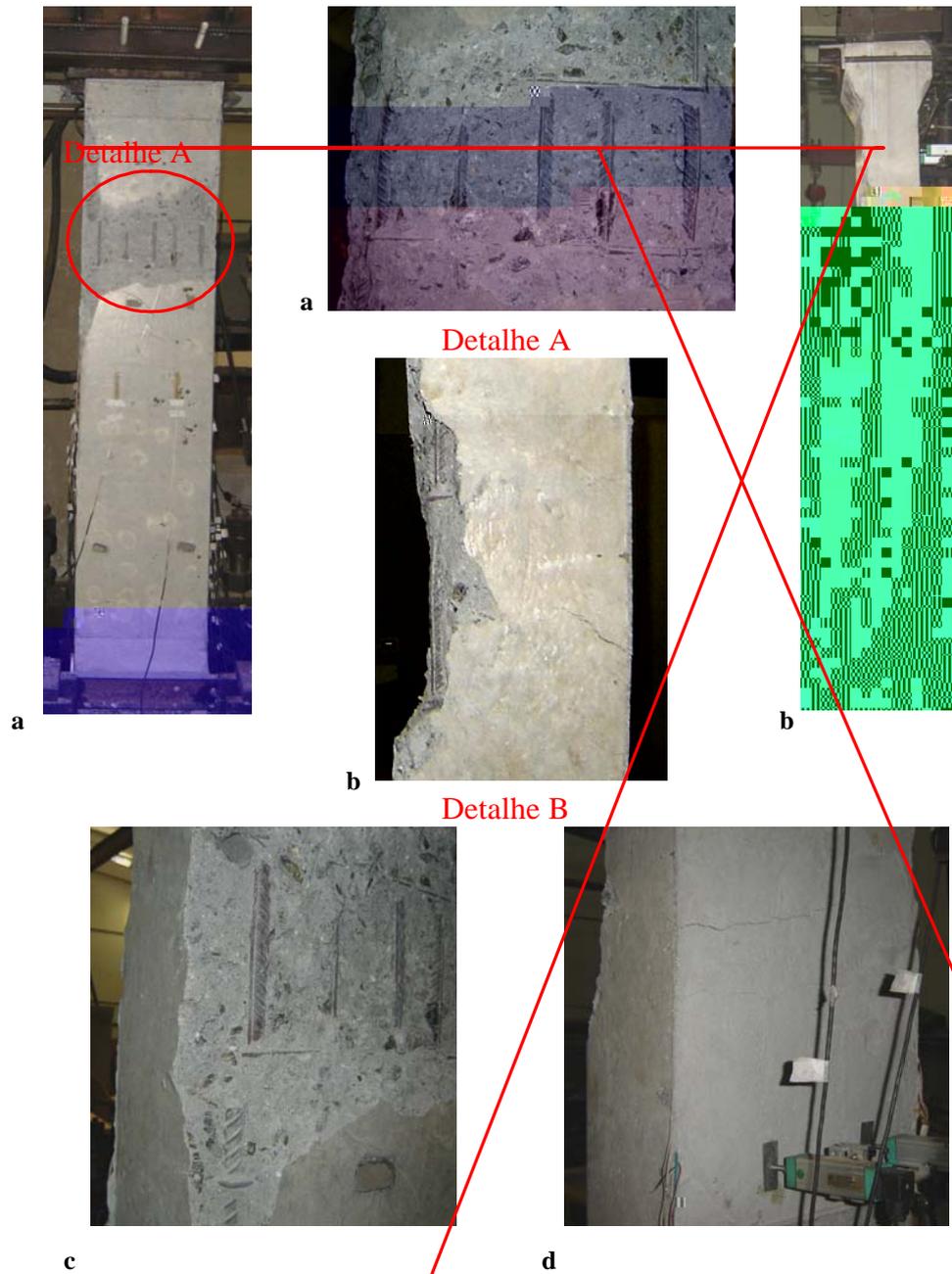


Figura 5.8: Pilar PRC-2 depois da ruptura; a: Vista frontal do pilar e detalhe A; b: Vista lateral e detalhe B; c: Detalhe do canto da zona de ruptura; d: Vista frontal da zona tracionada fissurada.

No pilar PAC-2 ocorreu uma fissura longitudinal coincidente com o eixo das barras longitudinais, ao longo de toda a área da emenda. Todo esse concreto destacou-se deixando a armadura descoberta, como mostra a Figura 5.9.

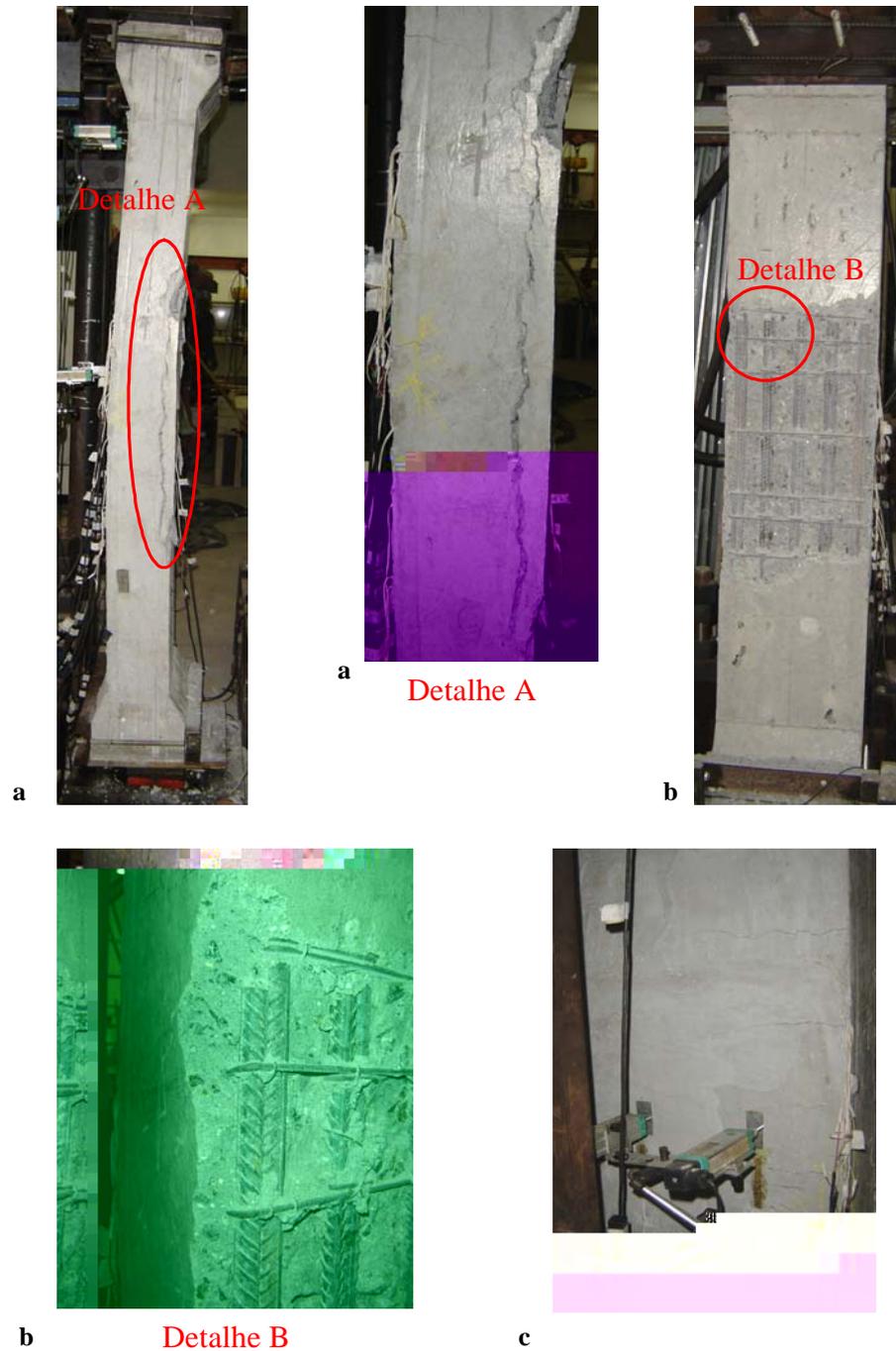


Figura 5.9: Pilar PAC-2 depois da ruptura; a: Vista lateral do pilar e detalhe A; b: Vista frontal e detalhe B; c: Vista frontal da zona tracionada fissurada.

As barras longitudinais do pilar PBC-2 se destacaram do concreto na zona da emenda, como mostra a Figura 5.10. Como se pode ver na Tabela 5.1, isto aconteceu para valores baixos de deformações do concreto e das barras de aço, evidenciando que a ruptura do pilar foi por perda de aderência.

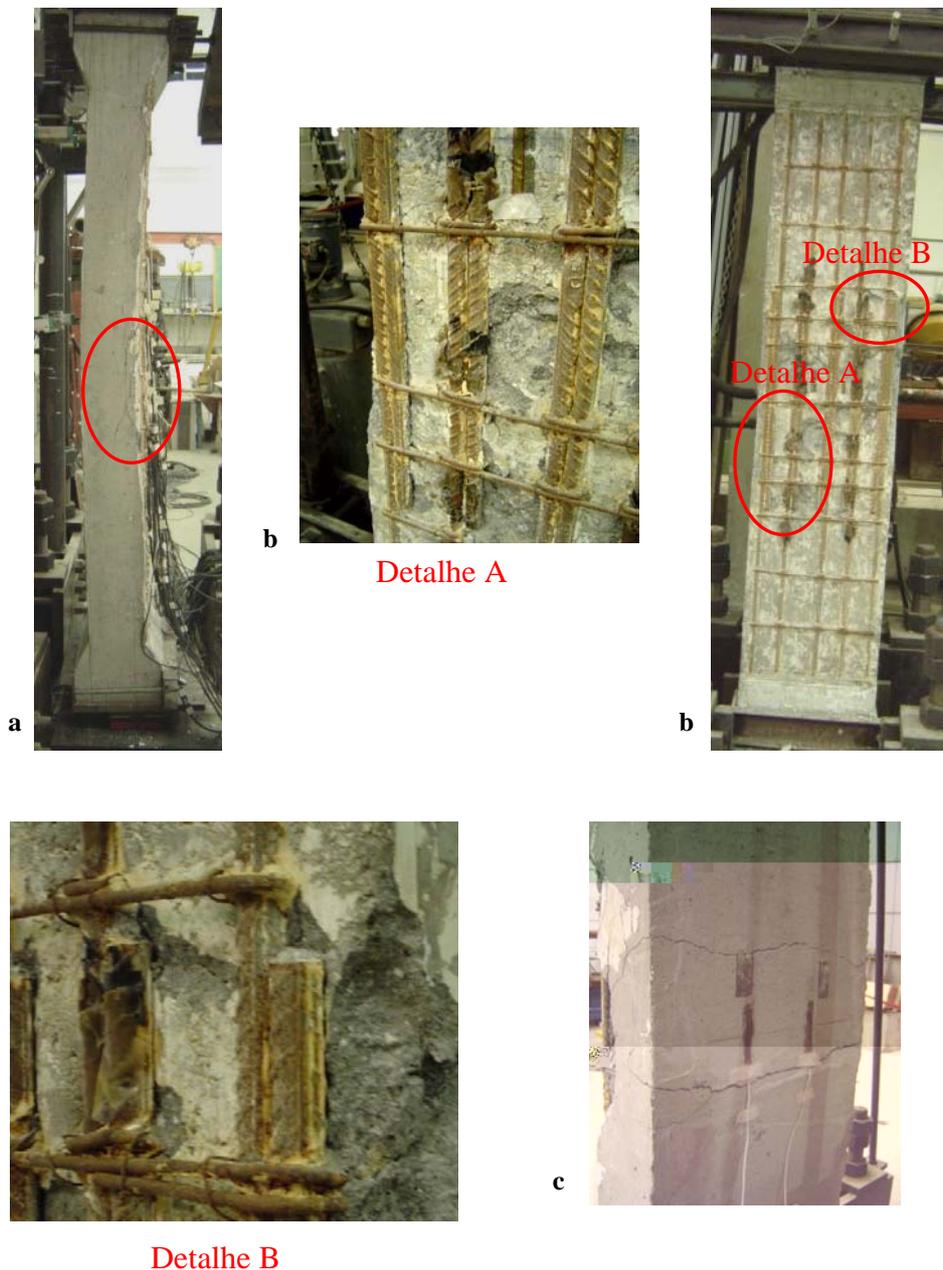


Figura 5.10: Pilar PBC-2 depois da ruptura; a: Vista lateral do pilar; b: Vista frontal, detalhe A e B; c: Vista frontal da zona tracionada fissurada.

Como se mostra na Figura 5.11, o concreto no pilar PRS-2 rompeu nas extremidades das barras emendadas, a 700 mm do topo do pilar. Formaram-se

fissuras longitudinais nas laterais do pilar coincidentes com a armadura comprimida (Figura 5.11a), ao longo de toda a área da emenda, que permitiram ver algumas barras longitudinais destacadas do concreto (Figura 5.11b e 5.11d).



Figura 5.11: Pilar PRS-2 depois da ruptura; a: Vista lateral do pilar e detalhe A; b: Detalhe de uma barra de esquina do pilar; c: Vista frontal; d: Detalhe mostrando a perda de aderência barra-concreto; e: Detalhe da zona da extremidade da emenda; f: Vista frontal da zona tracionada fissurada.

No pilar PAS-2 a ruptura aconteceu na região da emenda. Nesta zona, a armadura longitudinal escoou (ver Tabela 5.1) e destacou-se do concreto (ver Figura 5.12d).



Figura 5.12: Pilar PAS-2 depois da ruptura; a: Vista frontal; b: Vista lateral do pilar e detalhe A; c: Detalhe do concreto destacado; d: Detalhe mostrando a perda de aderência barra-concreto; e: Vista frontal da zona tracionada fissurada.

A ruptura do pilar PBS-2 foi repentina e as barras longitudinais destacaram-se do concreto (Figura 5.13c e 5.13d). Como mostra a Tabela 5.1, na carga máxima deste pilar as deformações do concreto e da armadura foram baixas, indicando que a ruptura do pilar foi por perda de aderência.

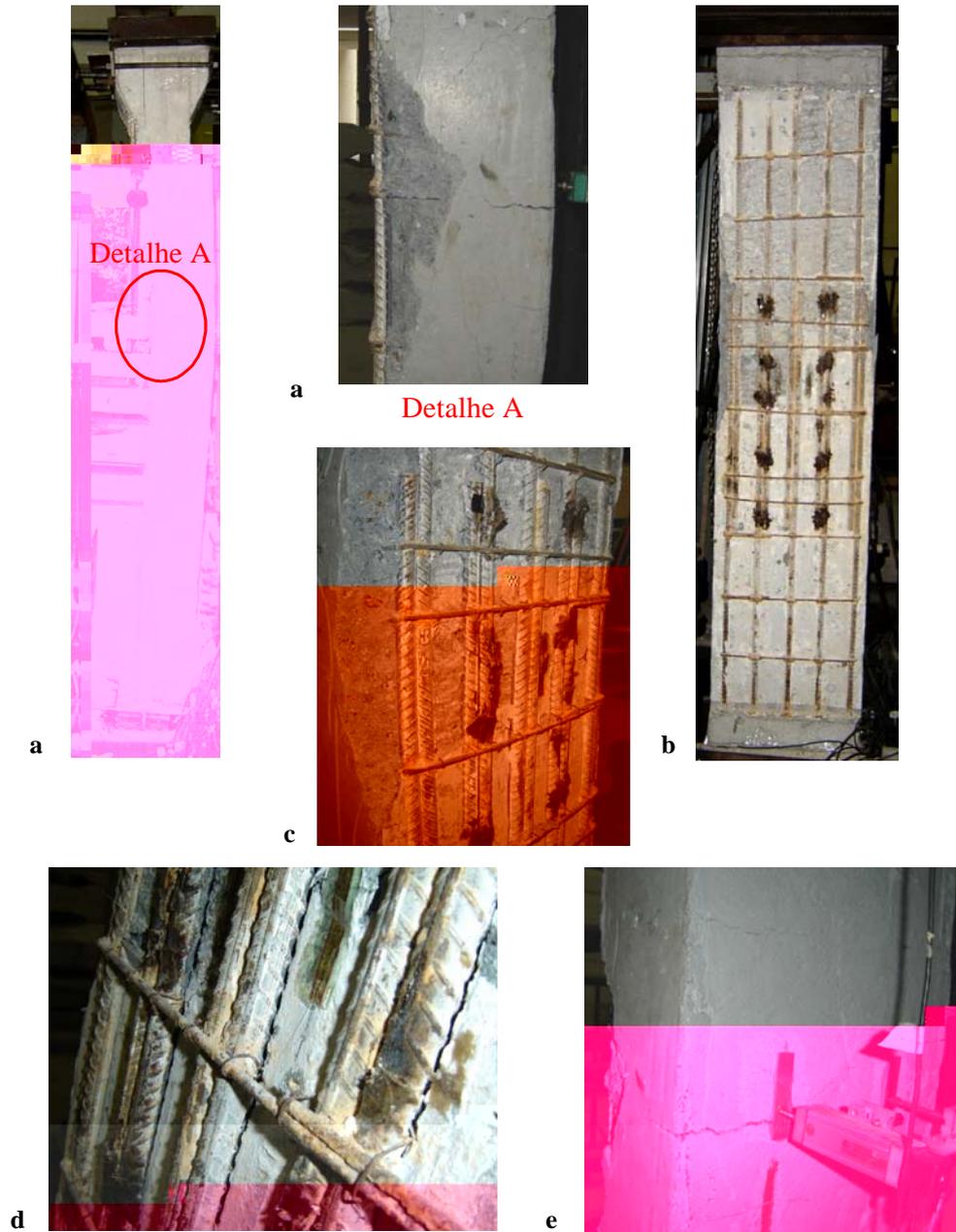


Figura 5.13: Pilar PBS-2 depois da ruptura; a: Vista lateral do pilar e detalhe A; b: Vista frontal; c: Detalhe da região da emenda; d: Detalhe da perda da união aço-concreto; e: Vista frontal da zona tracionada fissurada.

Neste item, são apresentadas e analisadas as curvas carga-deformação da armadura e do concreto e carga-deslocamento transversal dos pilares.

Os deslocamentos (δ_T) apresentados nas curvas são os deslocamentos transversais medidos na seção localizada na metade da altura do pilar (Figura 5.14). Eles foram calculados considerando-se:

$\delta_{T(L/2)} = \delta_{L/2} - \frac{\delta_{topo}}{2}$, onde o segundo termo corresponde ao deslocamento de corpo rígido.

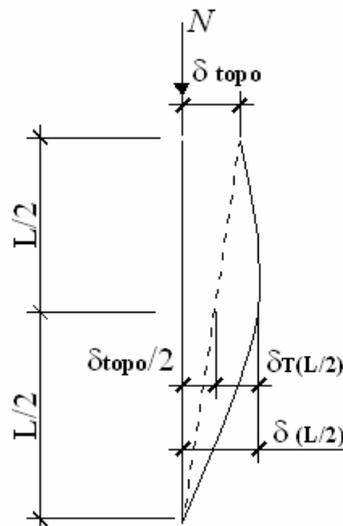


Figura 5.14: Deslocamento transversal no pilar.

Na concretagem, dois extensômetros foram danificados, o ext.0 da barra B1 do pilar PRC-2 e o ext.7 da barra B2 do pilar PAC-2. Como o par de barras que compõem a emenda (barras B1 e B2) em cada um dos pilares teoricamente deveriam ter as mesmas deformações de forma anti-simétrica com relação ao meio da emenda (Figura 5.15), as deformações relativas ao extensômetro danificado da barra B1 (extensômetro 0) do PRC-2 foram consideradas iguais às do extensômetro 6 da barra B2. No pilar PAC-2, as do extensômetro danificado da barra B2 (extensômetro 7) foram admitidas iguais às do extensômetro 2 da barra B1.

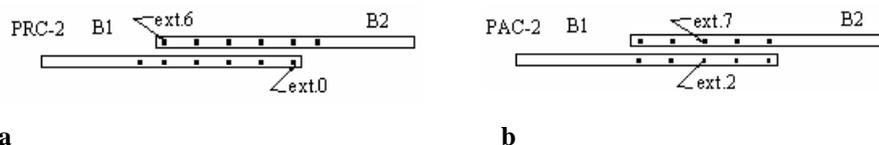


Figura 5.15: Barras emendadas B1 e B2; a: Pilar PRC-2; b: Pilar PAC-2.

A resistência à compressão do concreto não foi um parâmetro adotado como variável neste estudo, mas ela variou entre 28 e 32 MPa, como pode-se ver na Tabela 5.1. Na análise dos resultados consideraram-se as grandezas adimensionais $\nu = \frac{N}{bh f_c}$ e, dessa forma, as tensões normais e de aderência nas barras da armadura foram normalizadas em relação a f_c .

1

Nas Figuras 5.16a e 5.16c, estão mostradas as curvas carga-deformação da armadura e do concreto dos pilares PRC-1, PAC-1 e PBC-1 e, nas Figuras 5.16b e 5.16d, as dos pilares PRS-1, PAS-1 e PBS-1. Essas curvas para o concreto representam a média das deformações dos dois extensômetros colados em cada uma das faces opostas do pilar (Figura 4.25) e, para a armadura longitudinal, a média das deformações dos extensômetros colados nas duas barras instrumentadas da mesma face do pilar (Figura 4.22a). Isto faz com que se mostre uma curva que representa a média dos valores dos extensômetros da face comprimida e outra dos da face tracionada. Nas Figuras 5.16c e 5.16d, a linha pontilhada representa a deformação na qual o concreto fissa (de 0,2 a 0,25 ‰). Deformações de tração maiores representam aberturas de fissura. Como se mostra nas Figuras 5.16a e 5.16b e na Tabela 5.1, a armadura longitudinal de todos os pilares da série 1 escoou.

Deve-se notar que não existe uma correspondência lógica entre as deformações do concreto e as da armadura, já que nesses materiais os extensômetros não foram colados na mesma seção. Porém, pode-se ver nas Figuras 5.16c e 5.16d e na Tabela 5.1 que os valores das deformações do concreto correspondentes à carga última estão próximos de 3,0 ‰ ou são maiores que este

de se supor que na zona de ruptura do pilar, que geralmente coincidiu com a posição dos extensômetros nos aços, a deformação no concreto deve ter sido maior que a dada na Tabela 5.1. As deformações observadas nas barras de aço e o concreto deve ter sido esmagado e a compressão passou a ser suportada basicamente pelas barras.

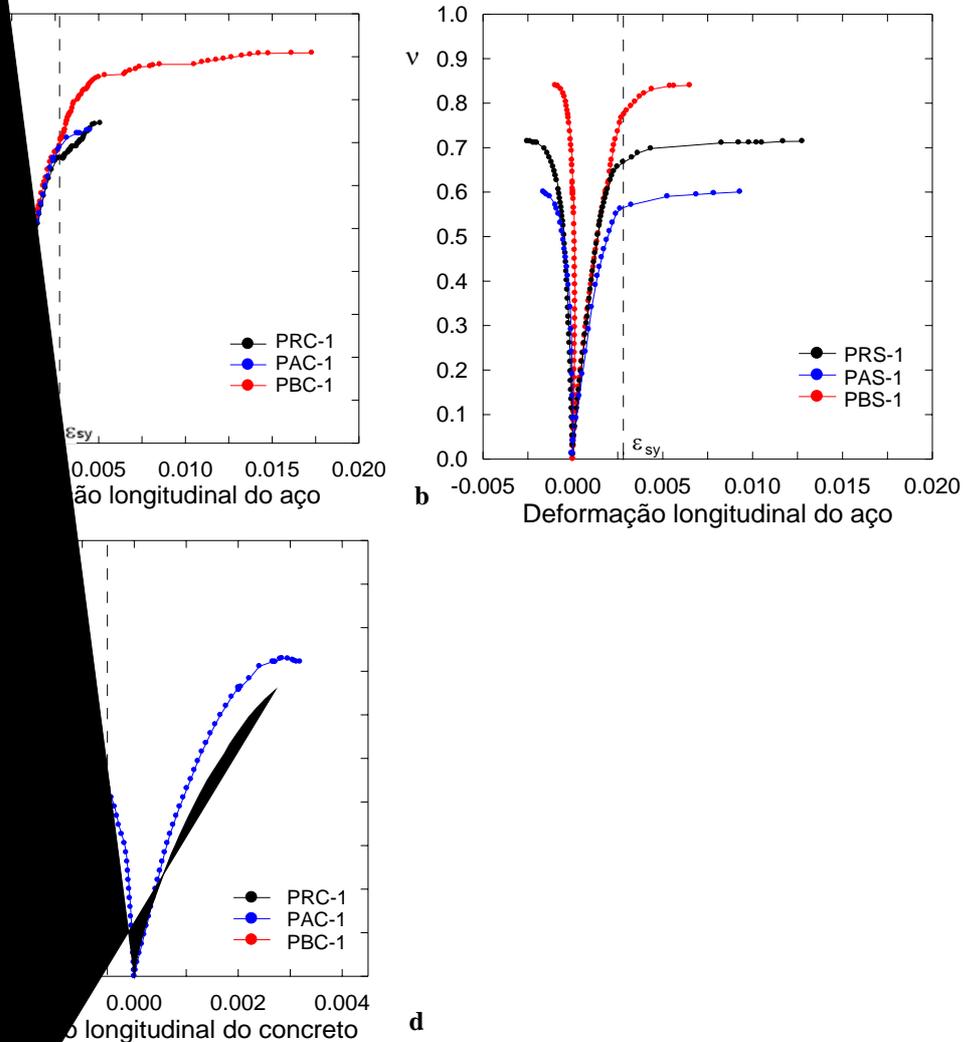


Figura 5.16 - Curvas carga-deformação específica longitudinal média da armadura dos pilares: a: PRC-1e PBC-1; b: PRS-1, PAS-1e PBS-1; Curvas carga-deformação longitudinal média do concreto dos pilares: c: PRC-1, PAC-1 e PBC-1; d: PRS-1, PAS-1e PBS-1.

Nas Figuras 5.16a e 5.16c, nota-se que geralmente para um mesmo valor de deformação, até próximo da deformação correspondente à carga de ruptura, o valor da carga dos pilares com grampos em todo o comprimento aumentou na medida em que o pilar perdia cobertura da armadura comprimida, sendo mais visível no caso do concreto (Figura 5.16c).

Deve-se notar que a excentricidade (e) do eixo da armação com relação ao eixo de aplicação da carga foi diminuindo do pilar com mais cobrimento ao pilar com as barras expostas (até a metade de seu diâmetro), como se mostra na Figura 5.17.

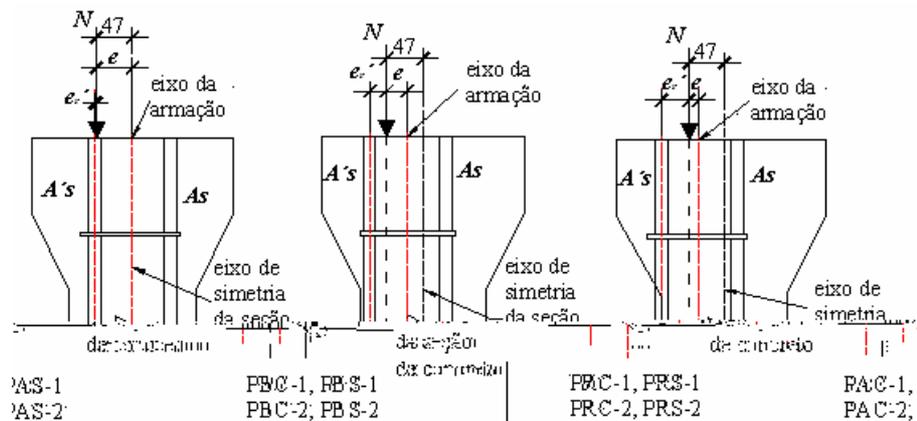


Figura 5.17: Corte longitudinal paralelo à face mais estreita do pilar.

Parece ser que o pouco cobrimento da armadura longitudinal comprimida no pilar PAC-1 levou a que sua carga de ruptura fosse menor que a do pilar PRC-1 (Figura 5.16a e 5.16c), quando deveria ter acontecido o contrário.

Nos pilares sem grampos na região central do pilar, pilares PRS-1 e PBS-1 (Figura 5.16b e 5.16d) a carga aumentou na medida em que o pilar perdia cobrimento da armadura comprimida. O pilar PAS-1 rompeu sob uma carga menor que o PRS-1 e as barras longitudinais começaram a escoar também sob um valor de carga menor que a do PRS-1, quando deveria ter acontecido o contrário (ver valores na Tabela 5.1). Como se mostra na Figura 5.6, as barras longitudinais do pilar PAS-1 fora dos cantos flambaram onde não havia grampos. Esta ausência de grampos, unida ao pouco cobrimento da armadura longitudinal ($\phi = 5\text{mm}$), provocou a ruptura do pilar.

Pode-se ver que, para um mesmo valor da carga, a deformação da armadura e do concreto vão diminuindo do pilar PRC-1 para o PBC-1 (Figura 5.16a e 5.16c), sendo mais visível no caso do concreto. O mesmo acontece com os pilares PRS-1 e PBS-1 (Figura 5.16b e 5.16d). Isto era de se esperar por que, como se mostra na Figura 5.17, a distância entre as barras comprimidas e o ponto de aplicação da carga vai aumentando.

Nas Figuras 5.18a e 5.18b estão mostradas as curvas carga-deslocamento dos pilares da série 1. Na Figura 5.18 se observa que o deslocamento dos pilares

segue o mesmo comportamento das deformações da armadura e do concreto. Na Figura 5.18a não aparece a curva do pilar PRC-1, onde só foi medido o deslocamento transversal na metade do comprimento do pilar (o do topo não foi medido).

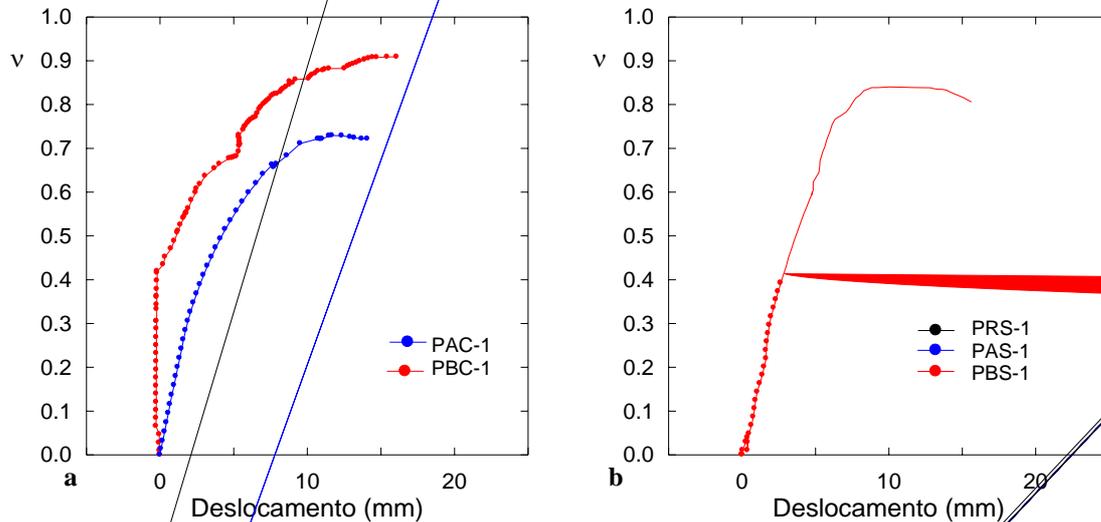


Figura 5.18 a: Curvas carga-deslocamento transversal δ_T dos pilares PRC-1; PAC-1e PBC-1; b: Curvas carga- deslocamento dos pilares PRS-1; PAS-1e PBS-1.

Nas Figuras 5.19a e 5.19b estão mostradas as curvas carga-deformação da armadura e do concreto dos pilares com grampos, PRC-1, e sem grampos, PRS-1. Na Figura 5.20a e 5.20b se mostram as mesmas curvas para os pilares, PAC-1, e PAS-1, e na Figura 5.21a e 5.21b as dos pilares PBC-1 e PBS-1. Nas Figuras 5.19b, 5.20b e 5.21b, a linha pontilhada representa a deformação na qual o concreto fissura (de 0,2 a 0,25 ‰). Deformações de tração maiores representam aberturas de fissura.

A comparação entre as curvas da deformação da armadura e do concreto dos pilares da série 1 com grampos e sem grampos mostra que os pilares de referência PRC-1 e PRS-1 (Figuras 5.19a e 5.19b) se comportam de maneira similar. Apesar de um deles não ter grampos, parece que a espessura do cobrimento foi suficiente para evitar a flambagem da armadura longitudinal comprimida, fazendo com que eles tivessem comportamentos similares.

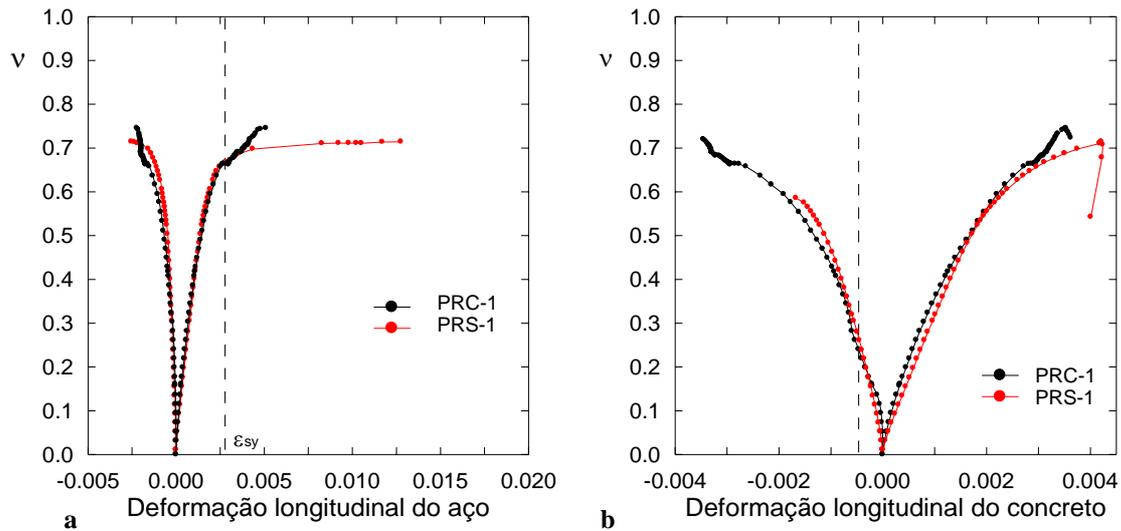


Figura 5.19 a: Curva carga-deformação longitudinal específica média da armadura dos pilares PRC-1 e PRS-1; b: Curva carga-deformação específica média do concreto dos pilares PRC-1 e PRS-1.

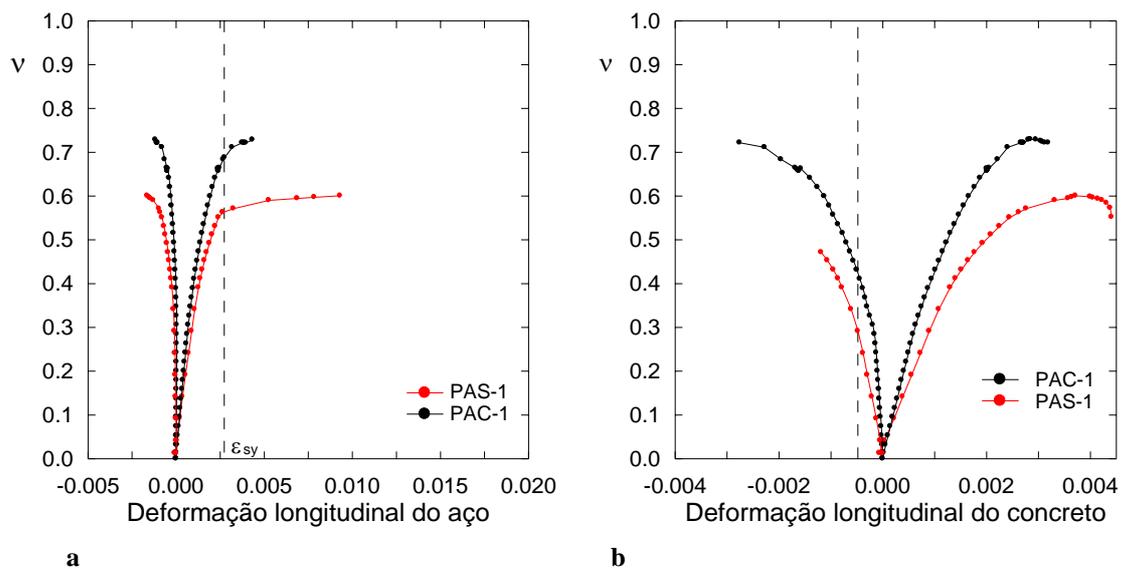


Figura 5.20 a: Curva carga-deformação longitudinal específica média da armadura dos pilares PAC-1 e PAS-1; b: Curva carga-deformação específica média do concreto dos pilares PAC-1 e PAS-1.

Nas curvas mostradas nas Figuras 5.20a e 5.20b, pode-se ver que no caso dos pilares PAC-1 e PAS-1 houve diferença de comportamento. O pouco cobrimento da armadura comprimida e a ausência de grampos no PAS-1 fizeram com que a flambagem da armadura longitudinal fosse a causa da ruptura do pilar (Figura 5.6).

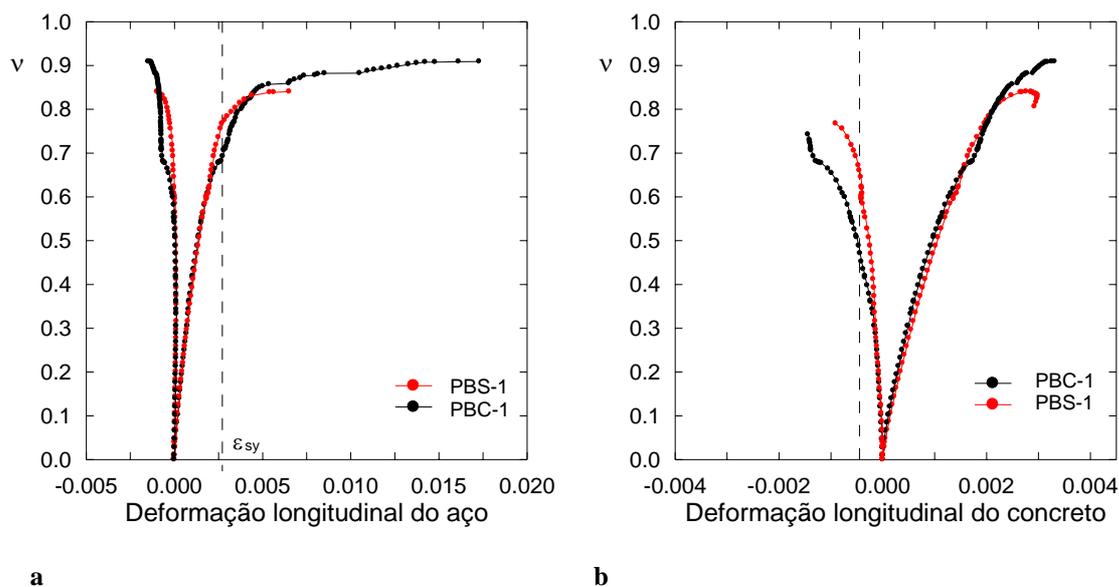


Figura 5.21 a: Curva carga-deformação longitudinal média específica da armadura dos pilares PBC-1 e PBS-1; b: Curva carga-deformação média do concreto dos pilares PBC-1 e PBS-1.

Na Figura 5.21 estão comparadas as curvas dos pilares PBC-1 e PBS-1. Observa-se no comportamento desses pilares diferença menor que a esperada, já que o pilar PBS-1, além de ter a armadura exposta até a metade do diâmetro, não tinha grampos na região central. Como mostra a Figura 5.7, a armadura do PBS-1 flambou próximo do topo do mesmo, entre dois estribos onde também existiam grampos. Essa ruptura em lugar não esperado aconteceu, provavelmente, devido a imperfeições locais do concreto.

2

Nas Figuras 5.22a a 5.22f estão mostradas as curvas carga-deformação de barras instrumentadas, aleatoriamente escolhidas, dos pilares PRC-2, PAC-2, PBC-2, PRS-2, PAS-2 e PBS-2, respectivamente. As curvas das barras restantes estão mostradas no apêndice.

Nos pilares para os quais se mostram as curvas das deformações da barra 2, só o extensômetro 11 está fora da emenda. Nos pilares para os quais se mostram as deformações da barra 1, todos os extensômetros se encontram dentro da região da emenda.

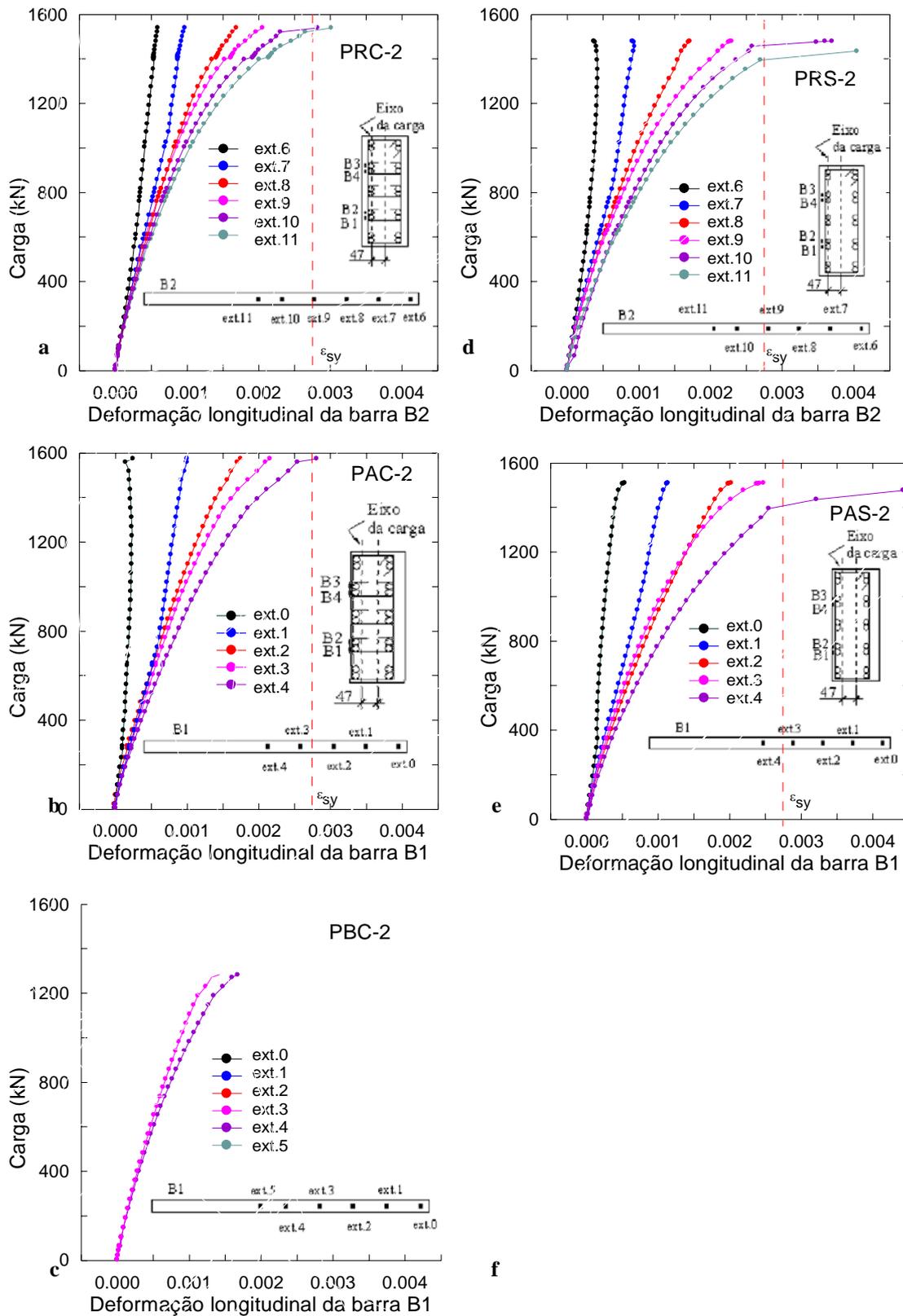


Figura 5.22: Curva carga-deformação longitudinal específica da armadura. Pilares: a: PRC-2 (barra 2); b: PAC-2 (barra 1); c: PBC-2 (barra 1); d: PRS-2 (barra 2); e: PAS-2 (barra 1); f: PBS-2 (barra 1).

Como se observa na Figura 5.22, com exceção das barras dos pilares PBC-2 e PBS-2, todas as barras atingiram deformações de escoamento em pontos instrumentados dentro da região da emenda. Nos pilares PBC-2 e PBS-2 (Figuras 5.22c e 5.22f) nenhuma barra mostrou deformações de escoamento.

Geralmente, para qualquer valor da carga, as deformações nas barras foram aumentando na medida que o ponto instrumentado se distanciava da ponta da emenda. O gradiente de deformação com o incremento da carga, de forma geral, também aumentou com a distância à ponta da barra.

Nas Figuras 5.23a e 5.23b se mostram as curvas carga relativa-deformação do concreto e carga relativa-deslocamento dos pilares com grampos em todo seu comprimento (PRC-2, PAC-2 e PBC-2), e nas Figuras 5.24a e 5.24b as dos pilares sem grampos na região central do comprimento (PRS-2, PAS-2 e PBS-2). Nesses gráficos, a carga foi normalizada tal como nos pilares da série 1 ($v = \frac{N}{bh f_c}$).

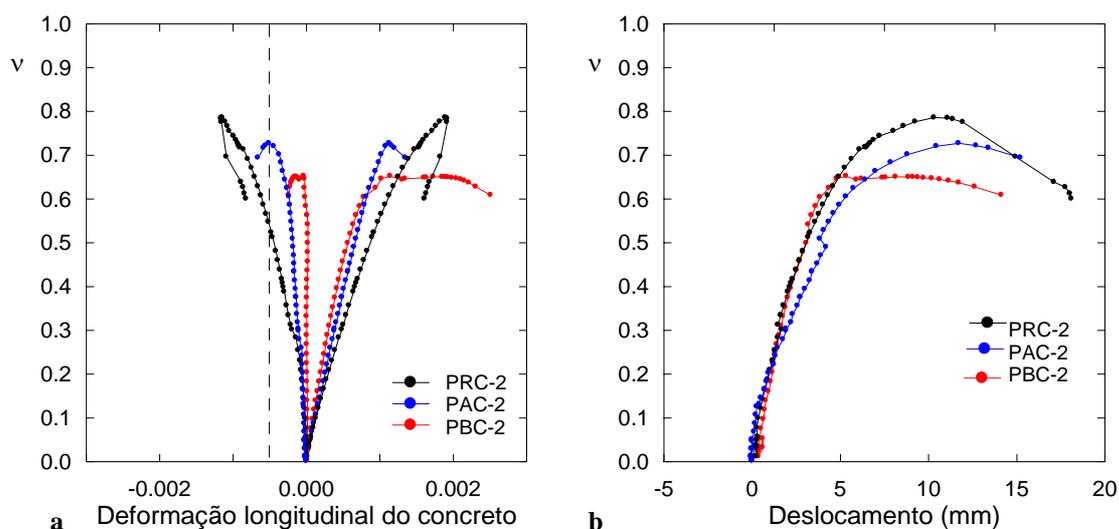


Figura 5.23 a: Curva carga-deformação longitudinal média do concreto dos pilares: PRC-2, PAC-2 e PBC-2; b: Curva carga-deslocamento dos pilares: PRC-2, PAC-2 e PBC-2.

Na Figura 5.23a, vê-se que a carga máxima do pilar decresceu à medida que o cobrimento da armadura comprimida diminuiu. Como se mostra na Figura 5.9, a ruptura do pilar PAC-2 aconteceu pelo destacamento do cobrimento em toda a região da emenda o que pode ter produzido uma carga máxima menor que a do pilar PRC-2. Vê-se na Figura 5.10 que, na ruptura, do pilar PBC-2, algumas barras na região da emenda destacaram-se do concreto, indicando a perda da

aderência. Isto provocou uma menor carga de ruptura que as dos pilares PRC-2 e PAC-2.

Isso indica que, no caso de pilares com armadura longitudinal emendada, o efeito do cobrimento na região da emenda é mais importante e pode influenciar de forma significativa a resistência do pilar.

De forma similar aos pilares da série 1, para um mesmo valor da carga, as deformações do concreto diminuíram do pilar PRC-2 ao PBC-2.

Na Figura 5.23b, se observa que os pilares PRC-2 e PBC-2 têm deslocamento transversal similar e menor que o do pilar PAC-2.

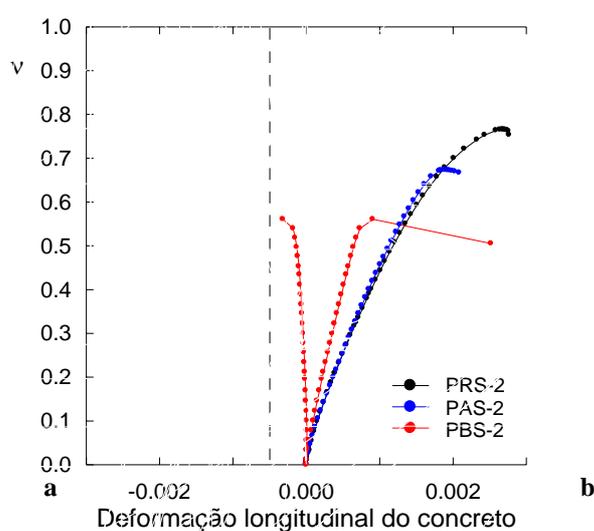


Figura 5.24 a: Curva carga-deformação longitudinal do concreto dos pilares: PRS-2, PAS-2 e PBS-2;

b: Curva carga- deslocamento dos pilares: PRS-2, PAS-2 e PBS-2.

Comparando as Figuras 5.23 e 5.24, se observa que os pilares sem grampos tiveram comportamentos semelhantes aos dos pilares com grampos, quanto à carga última e à deformação, com diferenças mais acentuadas entre as cargas últimas dos pilares sem grampos (ver Tabela 5.1). Como se vê na Figura 5.12, no pilar PAS-2 a armadura longitudinal destacou-se do concreto na região da emenda, mostrando perda de aderência. Já o pilar PBS-2 teve carga de ruptura ainda menor que a dos outros dois pilares, devido a ter a armadura longitudinal exposta até $\phi/2$. Como se observa na Figura 5.13 e na tabela 5.1, a ruptura do PBS-2 aconteceu também por perda de aderência, com valores baixos de deformações longitudinais específicas da armadura e do concreto.

Na Figura 5.24b, se observa que o deslocamento transversal dos pilares segue o mesmo comportamento das deformações do concreto.

Nas Figuras 5.25a a 5.25f estão apresentadas as curvas carga-deformação longitudinal média do concreto dos pilares com e sem grampos: PRC-2 e PRS-2; PAC-2 e PAS-2 e PBC-2 e PBS-2 e as curvas carga-deslocamento transversal dos mesmos pilares.

Como se mostra nas Figuras 5.25a e 5.25d, as cargas relativas máximas alcançadas pelos pilares PRC-2 e PRS-2 são praticamente iguais, indicando que o cobrimento deles proveu uma contenção lateral que não permitiu que a ausência de grampos no caso do pilar PRS-2 provocasse uma diminuição no valor da sua carga máxima.

Ao comparar o comportamento do pilar PAC-2 com o do PAS-2, nota-se uma maior diferença (Figuras 5.25b e 5.25e), indicando que o menor cobrimento, unido à ausência de grampos, levou à diminuição da carga última do pilar PAS-2.

Nesses quatro pilares, para um mesmo valor da carga, os sem grampos mostraram deformações maiores que as dos pilares com grampos (Figura 5.25a e 5.25b).

Ao observar as curvas dos pilares PBC-2 e as do PBS-2 (Figuras 5.25c e 5.25f), verifica-se que a diferença entre as suas cargas últimas é maior que a vista entre os pilares PAC-2 e PAS-2. No pilar PBS-2, a armadura longitudinal exposta e a ausência de grampos na zona central do pilar, possivelmente, provocaram uma perda de aderência na emenda para uma carga menor que a que produziu a perda de aderência no pilar PBC-2. Até um valor da carga perto da última do pilar PBS-2, as curvas desses dois pilares foram próximas.

De forma geral, os valores dos deslocamentos transversais dos pilares com e sem grampos foram próximos, como mostram as Figuras 5.25d, 5.25e e 5.25f.

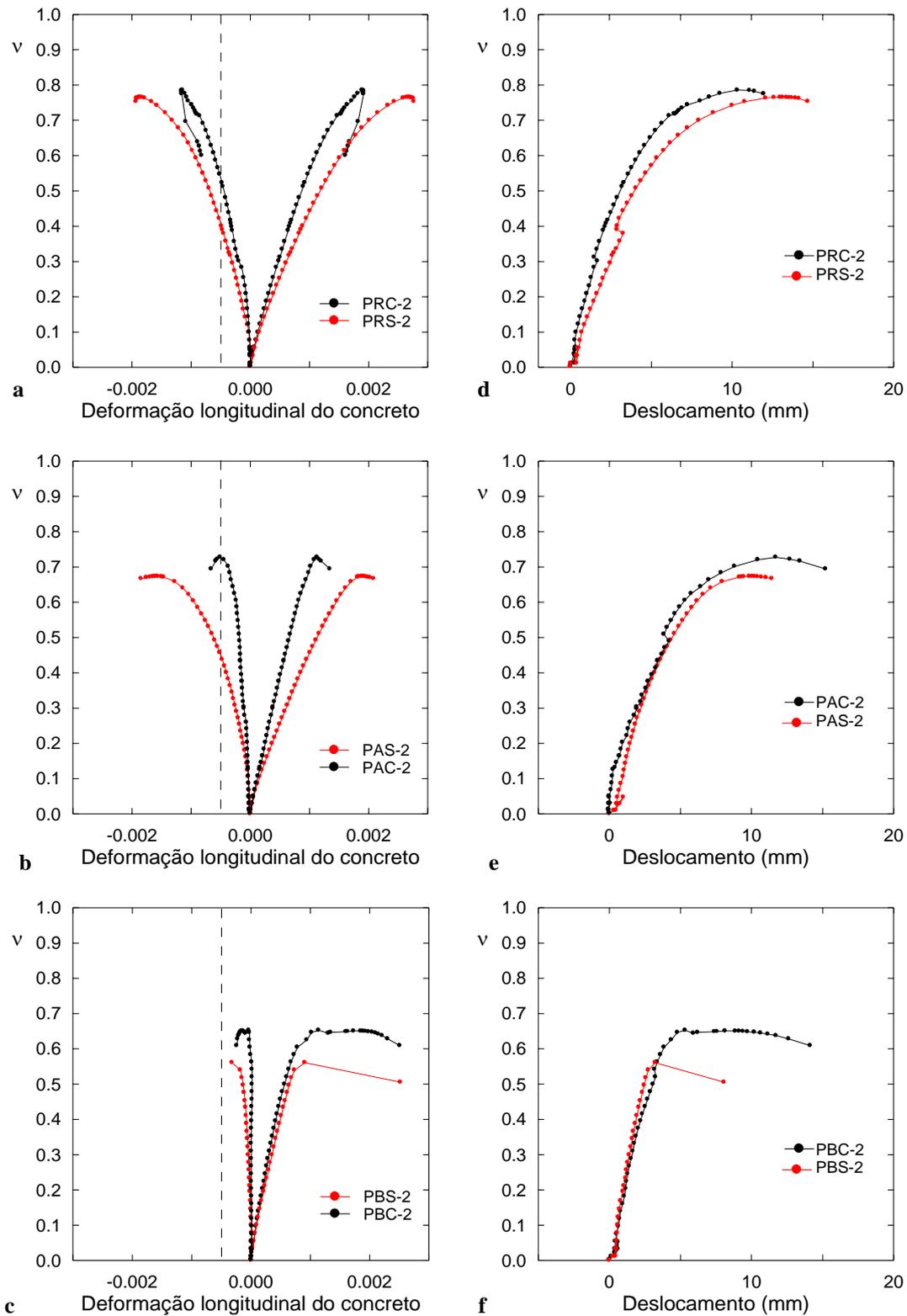


Figura 5.25: Curvas carga-deformação longitudinal média do concreto dos pilares: a: PRC-2 e PRS-2; b: PAC-2 e PAS-2; c: PBC-2 e PBS-2 e Curvas carga-deslocamento dos pilares: d: PRC-2 e PRS-2; e: PAC-2 e PAS-2; f: PBC-2 e PBS-2.

Constata-se, portanto que, no caso dos pilares com emenda e armadura exposta até a metade de seu diâmetro, a aderência na zona da emenda se vê afetada, provocando a ruptura do pilar para cargas menores que as que seriam alcançadas por eles se tivessem o cobrimento adequado. Este efeito negativo é ainda mais significativo quando não há grampos na zona da emenda.

Nas Figuras 5.26 e 5.27 são apresentados os diagramas de interação $\nu - \mu$ dos pilares da série 1 e da série 2, respectivamente. Também são plotados os dados experimentais no escoamento e na ruptura mostrados na Tabela 5.2.

Os diagramas foram calculados usando para o concreto a relação tensão-deformação:

$$\sigma_c = f_c \left(\varepsilon_c - 0,25 \varepsilon_c^2 \right) \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq 2\text{‰} \quad (5.1)$$

$$\sigma_c = f_c \quad \text{para } 2\text{‰} \leq \varepsilon_c \leq 3,5\text{‰} \quad (5.2)$$

Para o aço foram empregados os valores de $f_y = 544$ MPa e $\varepsilon_y = 2,6$ ‰. A taxa mecânica de armadura foi calculada pela expressão:

$$\omega = \frac{A_s f_y}{b h f_c} \quad (5.3)$$

onde $b = 40$ cm e $h = 16,5$ cm.

Na Tabela 5.2 a carga relativa ν e o momento relativo μ foram calculados como:

$$\nu = \frac{N}{b h f_c} \quad \text{e} \quad \mu = \frac{N e}{b h^2 f_c} \quad (5.4)$$

onde $e = 47 + \delta_{T(L/2)}$.

Nesta tabela os valores de $\delta_{T(L/2)}$ em vermelho foram estimados admitindo-se que a deformada do pilar é descrito por uma função senoidal, com a curvatura calculada com os valores experimentais das deformações na armadura, pela expressão:

$$\delta_{T(L/2)} = \frac{l_e^2}{10} \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_s'}{h} \quad (5.5)$$

Nesta expressão as deformações são em valores absolutos e $h = 9,9$ cm e $l_e = 200$ cm.

Tabela 5.2: Dados e resultados experimentais dos pilares no escoamento e na ruptura.

	f_c (MPa)	ω								
			N_y (kN)	$\delta_{T(L/2)y}$ (cm)	ν_y	μ_y	N_u (kN)	$\delta_{T(L/2)u}$ (cm)	ν_u	μ_u
PRC-1	28,0	0,589	1227	1,6	0,66	0,25	1377	2,9	0,76	0,34
PAC-1	30,0	0,550	1362	0,8	0,69	0,23	1444	1,2	0,73	0,26
PBC-1	34,2	0,482	1563	1,3	0,69	0,25	2050	1,6	0,91	0,35
PRS-1	30,7	0,537	1352	0,8	0,67	0,22	1447	1,2	0,71	0,26
PAS-1	31,5	0,523	1170	1,0	0,56	0,19	1248	1,5	0,60	0,23
PBS-1	33,0	0,500	1670	0,6	0,77	0,25	1828	0,9	0,84	0,28
PRC-2	29,7	0,555	1530	1,1	0,78	0,27	1540	1,1	0,79	0,28
PAC-2	32,8	0,503	1560	1,2	0,72	0,26	1574	1,2	0,73	0,26
PBC-2	29,8	0,553	-	-	-	-	1283	0,5	0,65	0,21
PRS-2	29,3	0,563	1476	1,3	0,76	0,28	1480	1,3	0,77	0,28
PAS-2	34,0	0,485	1400	0,7	0,62	0,20	1510	1,0	0,67	0,23
PBS-2	29,0	0,568	-	-	-	-	1073	0,3	0,56	0,17

Como se observa na Figura 5.26, o valor experimental da resistência de todos os pilares, exceto o do pilar PAS-1, encontram-se fora do diagrama de resistências teóricas. No pilar PAS-1, as barras longitudinais flambaram, levando à ruptura deste pilar antes de alcançar a carga teórica.

Na Figura 5.27, se observa que os pilares que não romperam por perda de aderência (pilar de referência com grampos (PRC-2) e sem grampos (PRS-2) e pilar com pouco cobrimento com grampos (PAC-2)), tiveram resistências experimentais maiores que as teóricas. Nos pilares que romperam por perda de aderência, isto não ocorreu. No pilar PAS-2, o pouco cobrimento e a ausência de grampos levou à ruptura por perda de aderência, com uma combinação de ν e μ menor que a teórica. O pilar com a barra exposta até $\phi/2$ e com grampos (PBC-2) perdeu a aderência com um par de ν e μ bem menor que o teórico. Esta diferença aumentou mais no pilar com a barra exposta até $\phi/2$ e sem grampos (PBS-2).

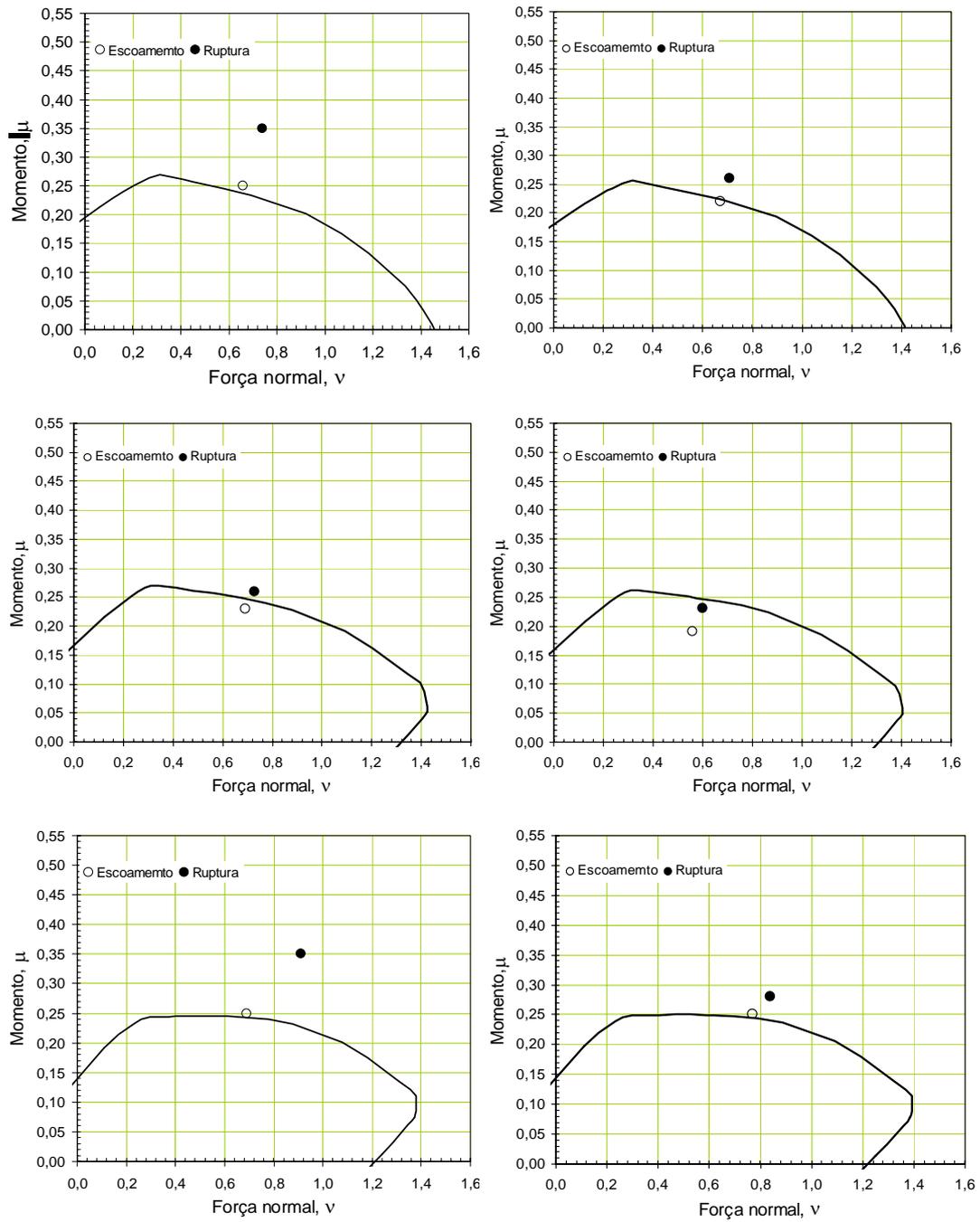


Figura 5.26: Curvas de interação $v - \mu$ e dados experimentais dos pilares da série 1.

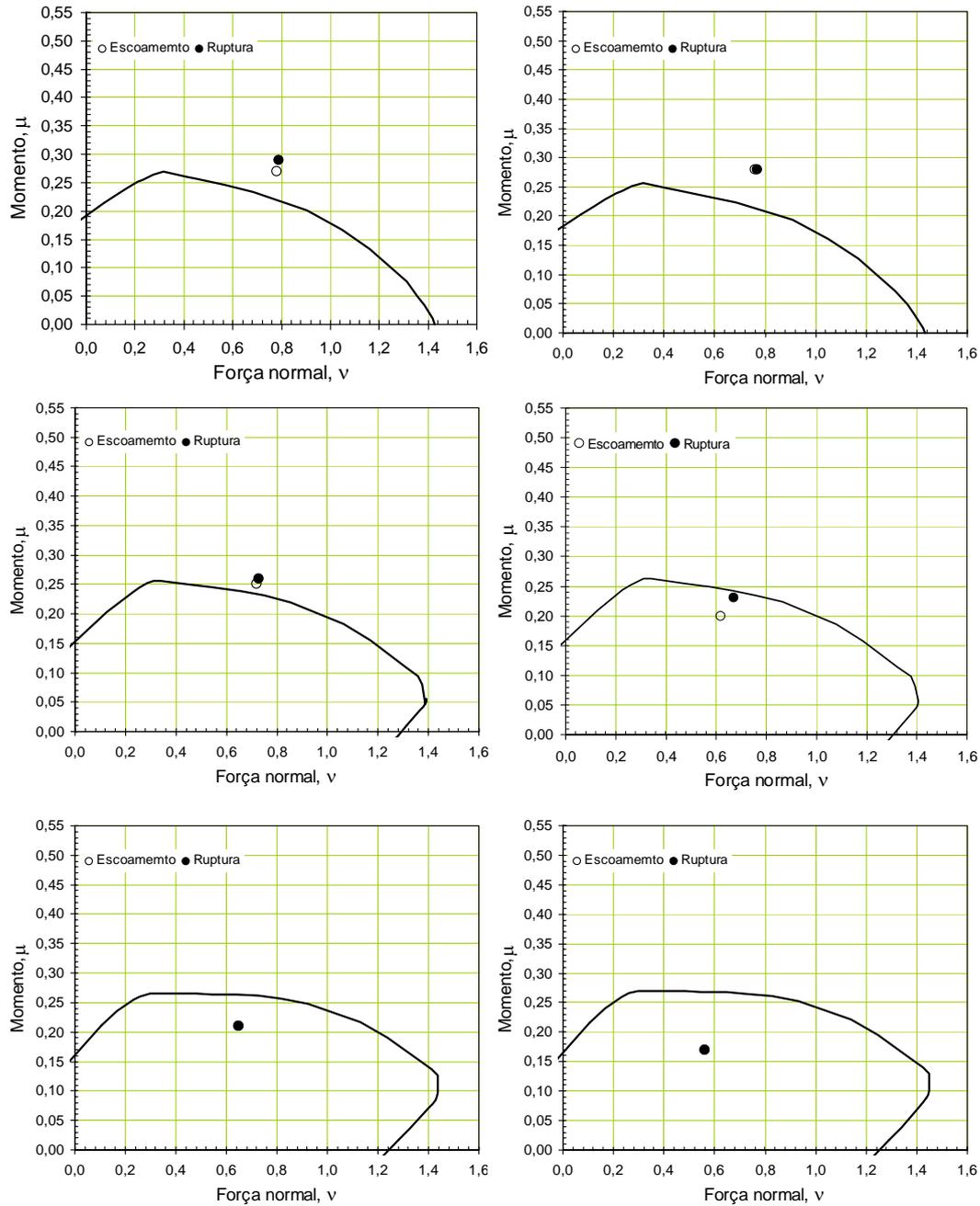


Figura 5.27: Curvas de interação $v - \mu$ e dados experimentais dos pilares da série 2.

As Figuras 5.28a a 5.28d mostram os gráficos da tensão normal relativa (σ_s/f_c) em diferentes posições das barras de aço instrumentadas dos pilares PRC-2, PAC-2 e PBC-2 e as Figuras 5.29a a 5.29d as dos pilares PRS-2, PAS-2 e PBS-2, para a carga máxima de cada um deles. Nessas figuras, estão indicadas as relações f_y/f_c dos pilares.

Como se pode ver nas seções transversais dos diferentes pilares, mostradas nas Figuras 5.22a a 5.22f, a barra B1 está emendada com a B2 e a barra B3 com a B4.

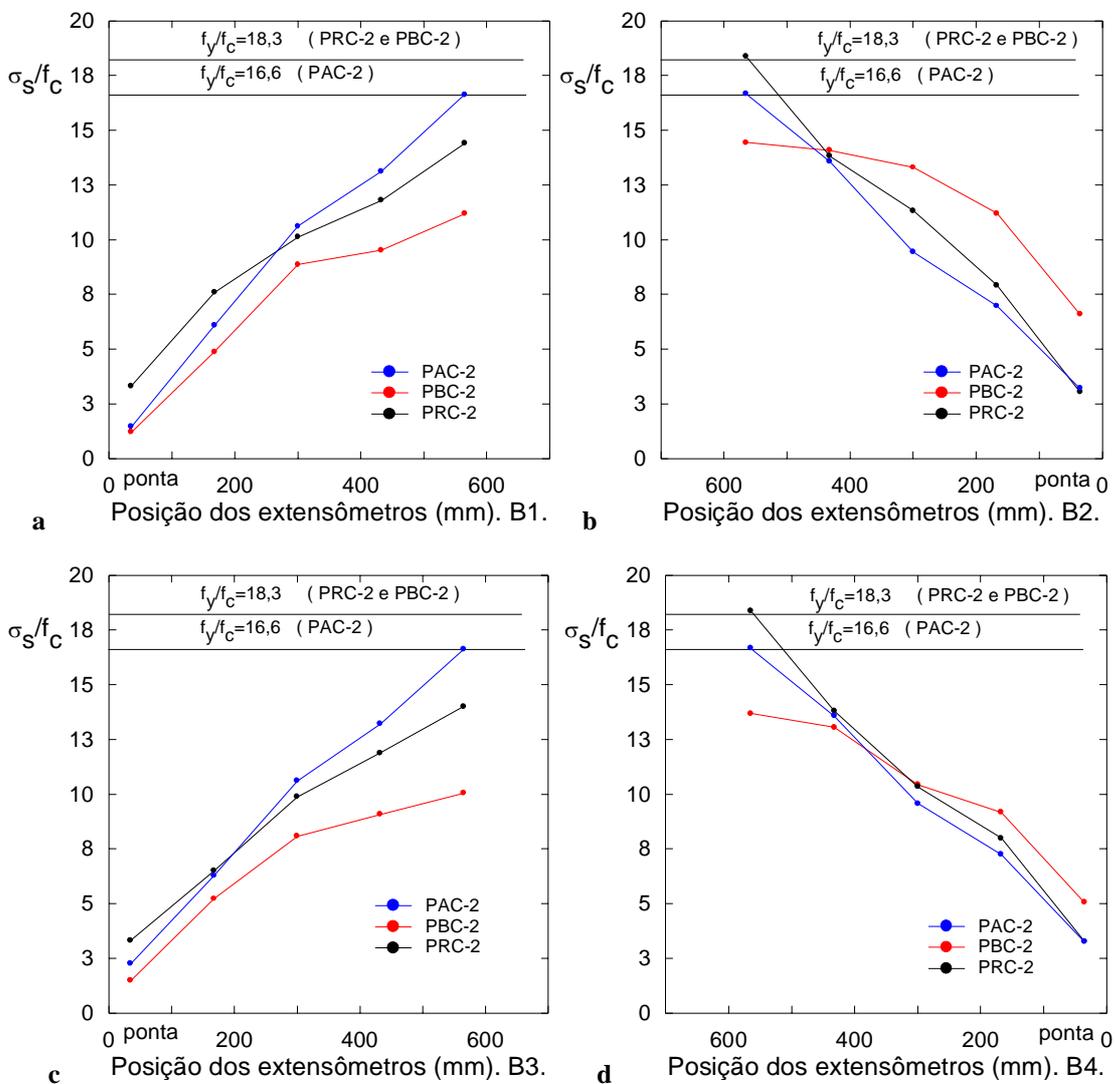


Figura 5.28: Gráfico da tensão normal da armadura - posição dos extensômetros nas barras dos pilares PRC-2, PAC-2 e PBC-2: a: Barra 1; b: Barra 2; c: Barra 3; d: Barra 4.

No caso do pilar PBC-2, as deformações específicas da armadura que foram convertidas em tensões normais na barra B3 foram as referentes à carga de 1200 kN e não a sua carga última (1283 kN) pois, nessa barra, para cargas maiores os valores das deformações longitudinais diminuíram bruscamente, indicando o possível deslizamento da barra (ver Figura 8.3d do apêndice).

As Figuras 5.28 e 5.29 mostram que pelo menos duas das quatro barras instrumentadas escoaram, exceto nos pilares PBC-2 e PBS-2, nos quais nenhuma barra escoou devido à perda de aderência antes que isso ocorresse. Elas mostram ainda que as tensões normais aumentaram com a distância à ponta da barra.

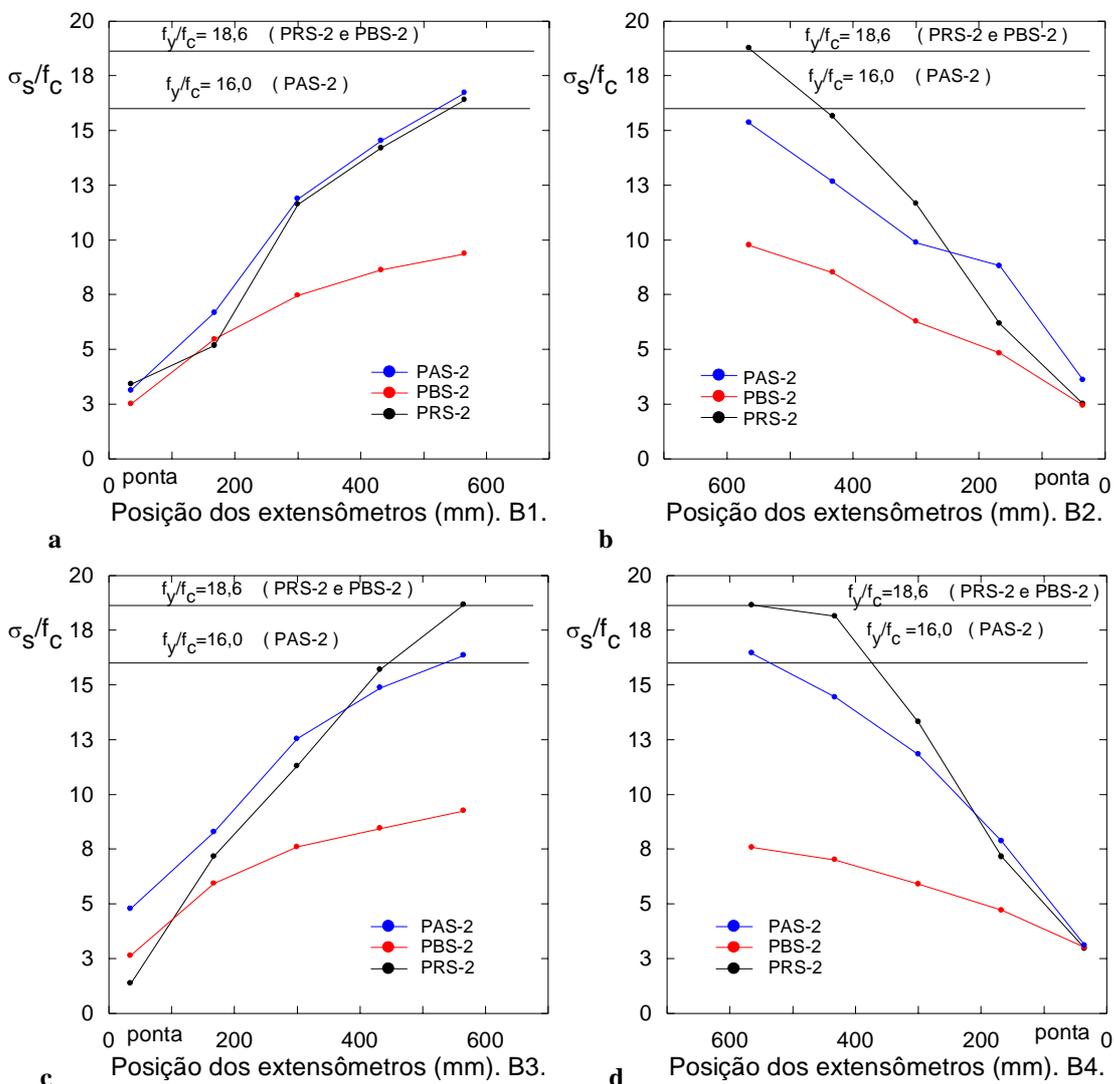


Figura 5.29: Gráfico da tensão normal da armadura - posição dos extensômetros nas barras dos pilares PRS-2, PAS-2 e PBS-2: a: Barra 1; b: Barra 2; c: Barra 3; d: Barra 4.

De forma geral, em todas as barras instrumentadas dos pilares, na carga última, os extensômetros colados próximo da ponta da emenda mostraram um valor de tensão de 3 a 5 vezes f_c , como encontrado por Pfister e Mattock (1963) e nos ensaios preliminares deste trabalho (capítulo 3). Scott et al. (1989) concluíram, também, que as tensões normais no concreto junto às pontas das barras excedem a resistência uniaxial do concreto à compressão.

Tabela 5.3: Tensões na ponta e na outra extremidade da emenda das barras para as cargas máximas.

	σ	98,3	47,7	36,0	99,4	106,0	72,3
	σ	427,8	545,4	333,3	480,1	568,2	271,4
	$\sigma \sigma$						
	σ	90,0	105,1	196,0	73,5	122,8	70,6
	σ	545,4	546,5	430,0	549,2	521,6	282,7
	$\sigma \sigma$						
	σ	98,3	74,0	43,8	39,6	162,2	76,2
	σ	415,6	545,0	299,1	546,7	555,7	267,8
	$\sigma \sigma$						
	σ	97,0	106,9	150,6	86,2	105,2	86,8
	σ	545,7	546,3	407,7	546,1	559,0	219,5
	$\sigma \sigma$						

Na Tabela 5.3 são dados os valores das tensões nas pontas das barras emendadas (σ_p) e nas outras extremidades das emendas (σ_e) em cada pilar, para as cargas máximas. Para a carga última, a relação σ_e/σ_p tem um valor médio igual a $5,6 \pm 0,2$, considerando só o desvio padrão, e varia entre 2 e 13,5. Nessa tabela pode-se ver que os valores da relação σ_e/σ_p do pilar que tem pouco cobrimento (PAC-2) são geralmente maiores que as do que tem a armadura exposta até $\phi/2$ (PBC-2). O mesmo é notado quando se compara o pilar PAS-2 com o PBS-2. Isto parece mostrar o efeito do cobrimento nessa relação. Também se vê o efeito dos grampos na relação σ_e/σ_p quando se compara o pilar com grampos (PAC-2) com o que não tem grampos (PAS-2). Observa-se que, geralmente, os valores da relação

são maiores para o pilar que tem grampos. O mesmo acontece quando são comparados os pilares PBC-2 e PBS-2.

A partir das tensões normais nas cinco diferentes posições das barras de aço onde foram medidas deformações, obtiveram-se as tensões de aderência em cada um dos quatro trechos entre essas cinco posições, mediante a fórmula

$$\tau_i = \frac{\pi\phi^2}{4u} \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta x},$$

onde u é o perímetro de contato entre a barra e o concreto ao longo da emenda.

Os valores de τ_i/f_{ct} correspondentes à média dos encontrados para as barras B1 e B3 e para as B2 e B4 encontram-se nas Figuras 5.30 e 5.31.

Nessas figuras, pode-se ver que, geralmente, as maiores tensões de aderência estão próximas das pontas das barras. As mesmas conclusões foram obtidas nos ensaios preliminares deste trabalho (Figura 3.30 do capítulo 3) e nos feitos por Scott et al. (1989). As Figuras 5.30 e 5.31 mostram também a tendência da tensão de aderência diminuir à medida que se afasta da ponta da barra.

O valor médio da tensão de aderência relativo a cada barra foi obtido fazendo-se a média dos valores de τ_i :

$$\tau_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \tau_i \quad (5.6)$$

onde $n = 4$

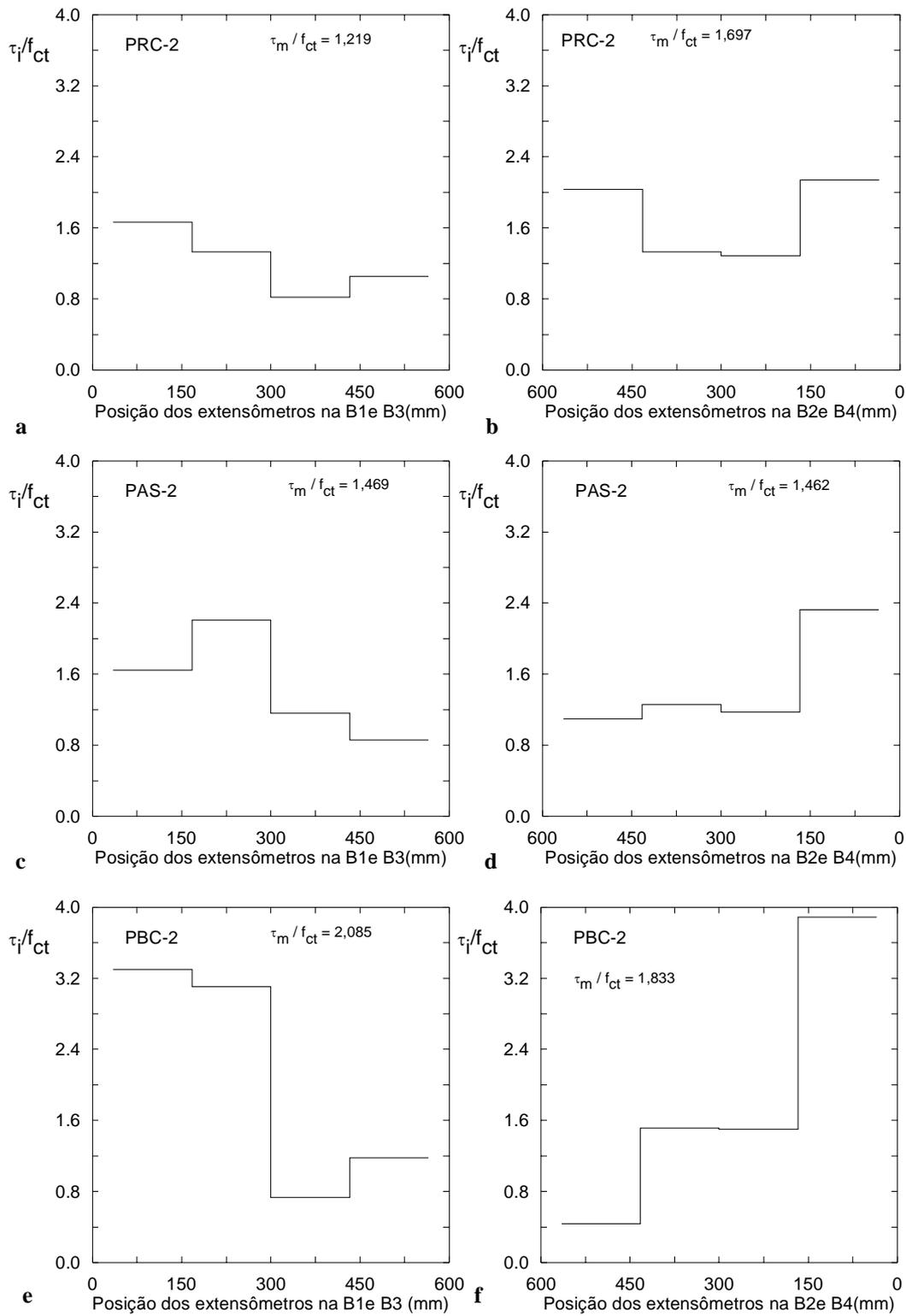


Figura 5.30: Tensão de aderência-posição dos extensômetros na barra; a: média da B1 e B3 e b: média da B2 e B4 do PRC-2; c: média da B1 e B3 e d: média da B2 e B4 do PAC-2; e: média da B1 e B3 e f: média da B2 e B4 do PBC-2.

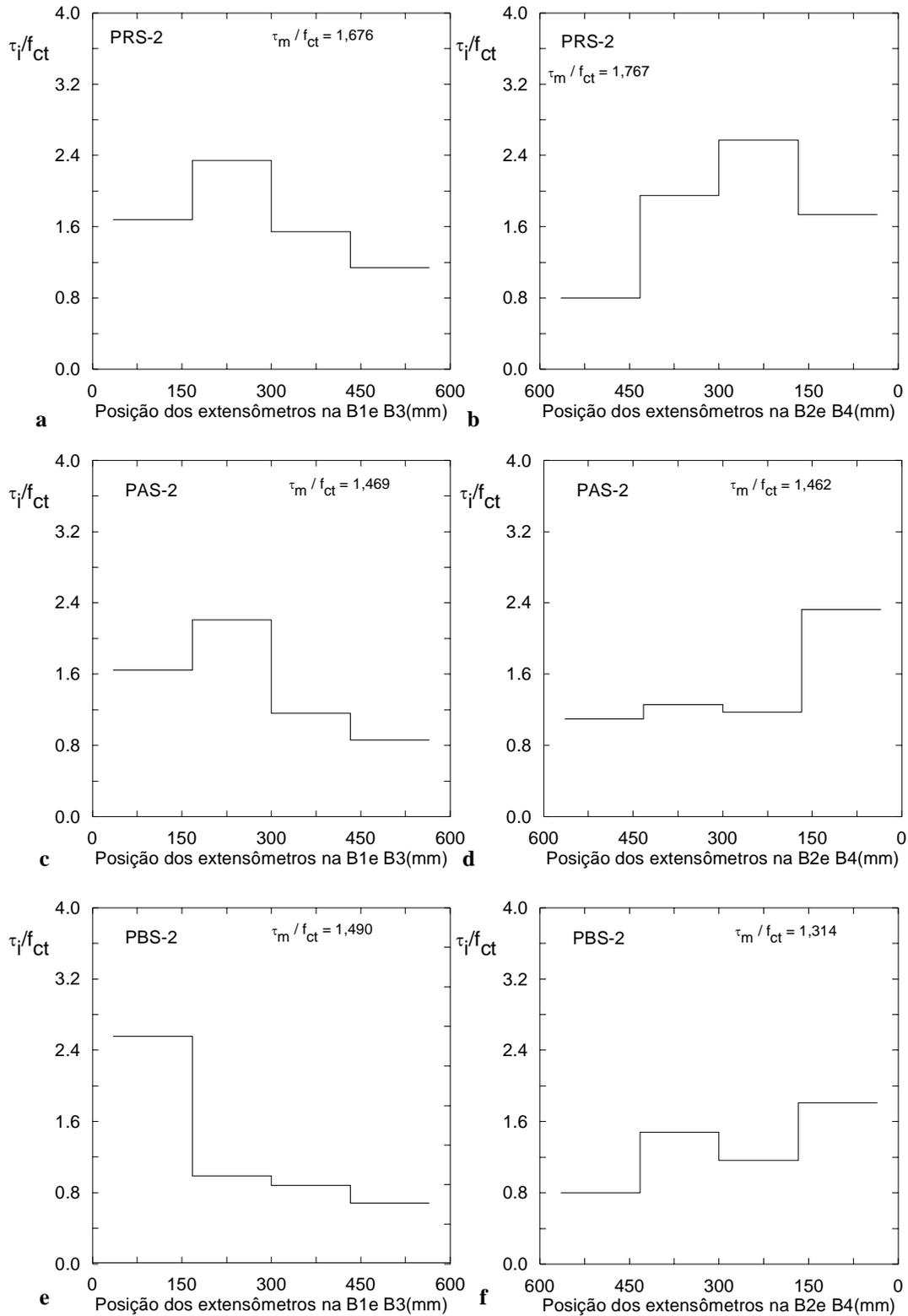


Figura 5.31: Tensão de aderência-posição dos extensômetros na barra; a: média da B1 e B3 e b: média da B2 e B4 do PRS-2; c: média da B1 e B3 e d: média da B2 e B4 do PAS-2; e: média da B1 e B3 e f: média da B2 e B4 do PBS-2.

Na Tabela 5.4 são dados os valores da tensão de aderência média (τ_{mexp}) nas barras de cada um dos pilares, os valores máximos da tensão de aderência ($\tau_{máx.exp}$) em cada barra, a média ($\bar{\tau}_{mexp}$) das tensões de aderência média (τ_{mexp}) das barras e a média ($\bar{\tau}_{máx.exp}$) dos valores máximos da tensão de aderência ($\tau_{máx.exp}$) das barras. As tensões de aderência estão normalizadas em relação a resistência à tração do concreto f_{ct} de cada pilar segundo a expressão $f_{ct} = 0,21f_c^{2/3}$, onde f_c é a resistência à compressão no dia do ensaio.

Tabela 5.4: Tensão de aderência média e máxima na emenda.

Pilar	Barra	τ_{mexp} / f_{ct}	$\bar{\tau}_{mexp} / f_{ct}$	$\tau_{máx.exp} / f_{ct}$	$\bar{\tau}_{máx.exp} / f_{ct}$
PRC-2	B1	1,241	1,458	1,909	1,931
	B2	1,708		2,175	
	B3	1,197		1,537	
	B4	1,686		2,104	
PAC-2	B1	1,747	1,627	2,129	1,967
	B2	1,565		1,904	
	B3	1,654		1,995	
	B4	1,542		1,841	
PBC-2	B1	2,222	1,959	3,555	3,667
	B2	1,746		4,029	
	B3	1,948		3,337	
	B4	1,920		3,659	
PRS-2	B1	1,438	1,720	2,855	2,643
	B2	1,798		2,419	
	B3	1,913		2,569	
	B4	1,736		2,726	
PAS-2	B1	1,586	1,465	2,423	2,266
	B2	1,368		2,423	
	B3	1,351		1,990	
	B4	1,556		2,220	
PBS-2	B1	1,517	1,403	2,310	2,184
	B2	1,617		2,111	
	B3	1,462		2,804	
	B4	1,011		1,509	

Na Tabela 5.4, ao analisar os pilares PRC-2, PAC-2 e PBC-2, pode-se observar que a $\bar{\tau}_{mexp} / f_{ct}$ aumenta do pilar PRC-2 ao PBC-2.

Como o pilar PBC-2 tinha as barras expostas até a metade do seu diâmetro, a superfície onde a aderência foi desenvolvida é menor que a dos pilares PRC-2 e PAC-2, como resultado a sua $\bar{\tau}_{mexp} / f_{ct}$ é maior. Este aumento na sua tensão de aderência levou à sua ruptura por perda de aderência.

Comparando os pilares PRS-2, PAS-2, PBS-2 (Tabela 5.4), vê-se uma tendência oposta à dos pilares que possuíam grampos. A ausência dos grampos e o pouco cobrimento no PAS-2 e a armadura exposta até $\phi/2$ no PBS-2 levaram à ruptura desses pilares por aderência antes de se desenvolverem tensões de aderência maiores.

Os resultados obtidos podem ser explicados analisando-se os efeitos que o aumento da carga vai produzir no elemento. O incremento da carga provoca o aumento na tensão de aderência na interface aço-concreto. Uma vez vencida a aderência por adesão e por fricção, começa a atuar somente a aderência mecânica. Na medida em que se continua aumentando a carga, as nervuras das barras induzem grandes valores de tensões no concreto. As componentes radiais destas tensões, que são as que levam à separação da barra do concreto, normalmente são resistidas pelo confinamento provido pelo concreto que envolve a barra e pela armadura transversal. No caso do pilar PBC-2, quando as barras ficaram expostas, as componentes radiais somente foram resistidas pela metade do anel de concreto que estava na parte interna da barra e pela armadura transversal. Isto fez com que a tensão de aderência média entre as barras e o concreto fosse aproximadamente 36% maior do que a do pilar de referência (PRC-2) e 22% maior do que a do pilar com pouco cobrimento (PAC-2), provocando a ruptura por perda de aderência. A situação ainda mais desfavorável do pilar com a armadura exposta até $\phi/2$ (PBS-2), sem grampos na zona da emenda, provocou que ele rompesse por perda de aderência antes de desenvolver tensões maiores. Como resultado, $\bar{\tau}_{mexp} / f_{ct}$ do pilar PBS-2 diminuiu de 18% em relação ao pilar PRS-2 e foi 28% menor que a desenvolvida no pilar PBC-2.

No pilar PAS-2, a ausência dos grampos e o pouco cobrimento levou a valor de $\bar{\tau}_{mexp} / f_{ct}$ 15% menor que o do pilar PRS-2 e 10% menor que a do pilar PAC-2.

Como foi observado nos ensaios, o pilar de referência (PRC-2) não apresentou perda de aderência. O pilar PAC-2 rompeu na zona da emenda, mas a armadura escoou e nenhuma barra se destacou do concreto, o que mostra que, apesar do pouco cobrimento, os grampos forneceram o confinamento necessário para que o pilar não apresentasse perda de aderência. Porém, a tensão média de aderência para a carga última aumentou (ver Tabela 5.4). Estes resultados indicam

que, quando o pilar tem armadura transversal que fornece um bom confinamento, o fato de ter 25 mm ou 5 mm de cobrimento pode fazer pouca ou nenhuma diferença em relação à perda de aderência.

A resistência de aderência entre a armadura e o concreto, segundo o CEB-FIP MC90 (1993) e a NBR 6118 (2004) é dada pela expressão:

$$f_b = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ct} \quad (5.7)$$

onde f_{ct} é a resistência à tração do concreto tomada como

$$f_{ct} = 0,21 f_c^{2/3} \quad (5.8)$$

onde f_c é a resistência à compressão do concreto e, para os pilares estudados neste trabalho, $\eta_1=2,25$, $\eta_2=\eta_3=1,0$.

Na Tabela 5.5, estão mostradas as resistências de aderência segundo a NBR 6118 (2004) e o CEB-FIP MC90 (1993) e a tensão de aderência média experimental para cada pilar.

Na Figura 5.32 se mostra a relação entre os valores $\bar{\tau}_{exp}/f_{ct}$ e os valores c/ϕ para os pilares PBC-2, PAS-2 e PBS-2. Como estes pilares romperam por perda de aderência, a tensão de aderência $\bar{\tau}_{exp}$ é sua resistência de aderência. Também se mostra a relação entre os valores da resistência de aderência relativa f_b/f_{ct} e os valores c/ϕ para os pilares PRC-2, PAC-2 e PRS-2, que não romperam por perda de aderência.

Pode-se observar na Figura 5.32 e da Tabela 5.5 que, no caso dos pilares com grampos, ter o aço exposto até a metade do diâmetro da barra longitudinal (pilar PBC-2), provocou diminuição de 13% na sua resistência de aderência em relação a f_b/f_{ct} .

Observa-se que o pilar PAS-2, com $c/\phi = 0,31$, teve a resistência de aderência diminuída em 35% com relação a f_b/f_{ct} . Ter o aço exposto até a metade do seu diâmetro ($c/\phi = -0,5$), levou a um valor da resistência de aderência do PBS-2 38% menor que f_b/f_{ct} e 4% menor que a do PAS-2. Isto evidencia, mais uma vez, a importância do cobrimento e dos grampos.

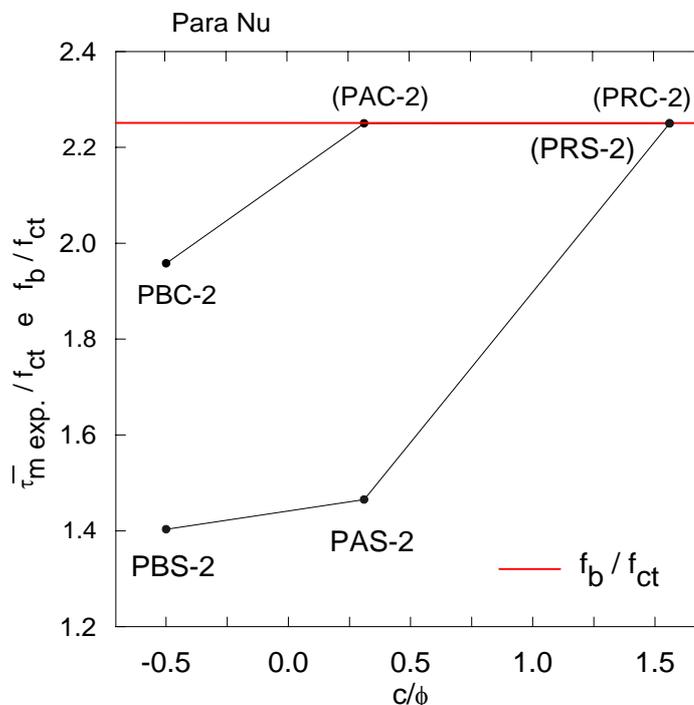


Figura 5.32: Gráfico das $\bar{\tau}_{m\text{exp.}}/f_{ct}$ e das f_b/f_{ct} vs. c/ϕ .

Tabela 5.5: Resistência de aderência segundo a NBR 6118 (2004) e o CEB-FIP MC90 (1993) e tensão de aderência média experimental.

Pilar	c (mm)	c/ϕ	$f_{ct(NBR\ e\ MC90)}$ (MPa)	$f_{b(NBR\ e\ MC90)}$ (MPa)	f_b/f_{ct}	$\bar{\tau}_{m\text{exp.}}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{m\text{exp.}}/f_{ct}$	$\bar{\tau}_{m\text{exp.}}/f_b$
PRC-2	25	1,56	2,01	4,53	2,25	2,93	1,458	0,65
PAC-2	5	0,31	2,15	4,84		3,50	1,627	0,72
PBC-2*	-8	-0,50	2,02	4,54		3,96	1,959	0,87
PRS-2	25	1,56	2,00	4,50		3,50	1,720	0,78
PAS-2*	5	0,31	2,20	4,96		3,23	1,465	0,65
PBS-2*	-8	-0,50	1,98	4,46		2,80	1,403	0,63

* Romperam por perda de aderência.

Ao comparar as tensões de aderência média dos três pilares que romperam por perda de aderência (PBC-2, PAS-2 e PBS-2) com a resistência de aderência f_b calculada segundo a NBR 6118(2004) e o CEB-FIP MC90 (1993) (Tabela 5.5), se observa que as $\bar{\tau}_{mexp.}$ são menores que f_b . Como indicado no item 2.3, no cálculo da resistência de aderência, a NBR 6118 (2004) e o CEB-FIP MC90 (1993) não levam em conta o efeito do confinamento relativo ao cobrimento e à armadura transversal. O CEB-FIP MC90 (1993) só leva em conta este efeito no cálculo do comprimento da emenda por traspasse, (l_b), das emendas submetidas à tração, tal como o ACI 318/318RM (2002). Se elas considerassem o efeito do confinamento na resistência de aderência, $\bar{\tau}_{mexp.}$ talvez poderia ser, ao menos, igual a f_b para os pilares PBC-2, PAS-2 e PBS-2.

Na Tabela 5.5, se observa que no pilar PBC-2 o valor de $\bar{\tau}_{mexp}$ está próximo ao de f_b , apesar da armadura estar exposta até a metade do seu diâmetro.

No pilar com o aço exposto até $\phi/2$ e com grampos (PBC-2), a resistência de aderência experimental é $0,87f_b$, no pilar com pouco cobrimento e sem grampos (PAS-2) é $0,65f_b$ e no pilar com o aço exposto até $\phi/2$ e sem grampos (PBS-2) é $0,63f_b$. Isto indica que, nos pilares com o aço exposto (com ou sem grampos) ou com pouco cobrimento e sem grampos, a resistência de aderência é menor que a especificada pelas normas.

6

Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros

6.1.

Conclusões

Neste trabalho, foi feito um estudo da influência do cobrimento e dos grampos usados como armadura transversal suplementar no comportamento de pilares submetidos à compressão. Foram ensaiados à compressão excêntrica 12 pilares, seis com barras longitudinais contínuas e seis com barras emendadas. Alguns desses pilares não tinham parte do cobrimento da armadura longitudinal. Isto acontece na prática quando a armação é colocada encostada à fôrma, ou parte do cobrimento é retirado para que se possa fazer reparo no pilar. Investigou-se também o efeito da ausência de grampos na região central do pilar (num comprimento igual a 1m) na resistência do mesmo, tanto nos pilares com emenda, quanto nos que possuíam armadura longitudinal contínua.

Para definir se nas emendas desses pilares as barras longitudinais ficariam separadas ou justapostas, foram ensaiados preliminarmente dois pilares de concreto armado submetidos à compressão centrada. Um tinha emenda com barras justapostas e o outro com as barras separadas de 2ϕ , para se estudar a dependência da aderência entre o concreto e o aço da separação das barras emendadas.

Foi desenvolvido um modelo teórico para o cálculo da distribuição da tensão normal e da tensão de aderência nas barras de uma emenda comprimida. O modelo foi testado com sucesso a partir dos dados dos ensaios preliminares. De forma geral, as curvas teóricas reproduziram bem os resultados experimentais.

Apesar do número limitado de pilares ensaiados na fase preliminar, constatou-se que o comportamento das tensões normais e da aderência não dependia consideravelmente das barras longitudinais na emenda estarem justapostas ou separadas de 2ϕ . Estes resultados necessitam ser verificados com um número maior de ensaios, devido aos resultados contraditórios encontrados na literatura sobre a influência na aderência da separação entre as barras emendadas.

Dos ensaios da parte fundamental deste trabalho, constatou-se o seguinte:

- Os pilares de referência que tinham o cobrimento de 25 mm se comportaram de maneira similar, independentemente de terem grampos ou não. O cobrimento proveu uma contenção lateral que evitou a flambagem da armadura longitudinal comprimida.
- Para um mesmo valor da carga, os pilares sem grampos mostraram deformações maiores que as dos pilares com grampos.
- Em pilar com armadura longitudinal contínua, o pequeno cobrimento da armadura comprimida (5 mm) e a ausência de grampos fizeram com que a flambagem da armadura longitudinal fosse a causa da sua ruptura.
- No caso dos pilares com emenda de barras e armadura exposta até a metade de seu diâmetro, a aderência na zona da emenda foi afetada, provocando a ruptura do pilar sob cargas menores que as que seriam alcançadas por eles se tivessem o cobrimento adequado. Este efeito negativo foi ainda mais significativo quando não havia grampos na zona da emenda.
- Para os pilares com emenda, verificou-se que, quando o pilar tem armadura transversal que fornece um bom confinamento, ter 25 mm de cobrimento ou ter 5 mm pode não fazer diferença em relação à perda de aderência.
- No pilar com o aço exposto até $\phi/2$ e com grampos, a resistência de aderência foi $0,87f_b$; no pilar com o aço exposto até $\phi/2$ e sem grampos foi $0,63f_b$ e no pilar com 5 mm de cobrimento e sem grampos foi $0,65f_b$. Estes resultados mostram que, nos pilares com o aço exposto (com ou sem grampos) ou com 5 mm de cobrimento e sem grampos, a resistência de aderência é menor que a especificada pelas normas.

Tanto nos ensaios preliminares quanto nos da segunda parte, constatou-se que, de forma geral, em todas as barras instrumentadas dos pilares, na carga última, as tensões nas ponta atingiram valores de 3 a 5 vezes f_c . Geralmente, as maiores tensões de aderência estão próximas das pontas das barras.

Os resultados deste trabalho servem para alertar sobre as conseqüências da técnica normalmente empregada no reparo dos pilares onde as armaduras apresentam corrosão, que consiste na retirada parcial ou total do que restou do cobrimento para o tratamento e/ou substituição da armadura, e posterior reposição

da camada de cobertura. Como mostram os resultados desta tese, a retirada do cobertura nos pilares com emenda produz uma redução na resistência de aderência, podendo levar à ruptura do elemento por perda de aderência.

Deve-se ressaltar que todas estas conclusões são válidas para pilares com as características dos pilares pesquisados neste trabalho de tese.

6.2. Sugestões para Trabalhos Futuros

Sugere-se:

- Estudar a influência do cobertura da armadura longitudinal e dos grampos em pilares com distintas dimensões da sua seção transversal, esbeltez, bitola e espaçamento dos estribos, resistência à compressão do concreto e taxa da armadura longitudinal.
- Fazer um número grande de ensaios de elementos com emenda comprimida, que abranjam diferentes resistências à compressão do concreto, cobertura da armadura longitudinal e comprimento de emenda por traspasse para obter uma fórmula para o cálculo da resistência de aderência que leve em conta todos esses parâmetros.

7

Referências bibliográficas.

Associação Brasileira de Normas Técnicas **NBR-6118: Projetos e Execução de Obras de Concreto Armado**. 2004.

Associação Brasileira de Normas Técnicas **NBR-8522: Concreto. Determinação do Módulo de Deformação Estático e Diagrama Tensão-Deformação**. 2003.

ACI Committee 408. Journal ACI, Vol. 63, No 11, Nov. 1966, p. 1161-1190.

Al-Negheimish, A.I.; Al-Said, R.Z.. **Effect of Manufacturing Process and Rusting on the Bond Behavior of Deformed Bars in Concrete**. Cement & Concrete Composites, p. 1-8, April 2003.

Almusallam, A.A.; Al-Gahtani, A.S.; Aziz, A.R.; Rasheeduzzafart. **Effect of Reinforcement Corrosion on Bond Strength**. Construction and Building Materials. Vol. 10, No. 2, p. 123-129, 1996.

Attard, M.M.; Foster, S.J. **The Effect of Cover on the Strength of High Strength Concrete Columns**. 5th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Vol. 1, Sandefjord, Norway, p. 127-136, June 1999.

Buffoni, S.S.O. **Estudo da Flambagem de Armaduras Longitudinais em Colunas de Concreto Armado**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. PUC, Rio de Janeiro, Abril, 2004.

Bronson, R. **Moderna Introdução às Equações Diferenciais**. MAKRON Books do Brazil Editora Ltda, 1977, p 99-100.

Castro, P.F. **Influence of Coating on Bar – Concrete Bond.** Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 8, No. 4, p. 212-220, Nov. 1996.

Chamberlin, S.J. **Spacing of Spliced Bars in Tension Pull-out Specimens.** ACI Journal Proceedings, Vol. 49, No. 4, parte 1. Dec. 1952.

Chamberlin, S. J. **Spacing of Spliced Bars in Beams.** ACI Journal, Proceedings, Vol. 54, No. 8, p.689-691, Feb. 1958.

Chinn, J.; Ferguson, P.; Thompson, J. **Lapped Splices in Reinforced Concrete Beams.** ACI Journal Proceedings, Vol. 52, No 2, Oct. 1955.

Choi, O. C.; Darwin, D.; McCabe, S. L. **Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcement to Concrete,** 5M Report, No 25, University of Kansas .Center for Research, Lawrence, p.215, July 1990.

Choi, O.C.; Lee, W.S. **Interfacial Bond Analysis of Deformed Bars to Concrete.** ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 6, p. 750-756, Nov.- Dec. 2002.

Claeson, C.; Gylltoft, K. **Slender High-Strength Concrete Columns Subjected to Eccentric Loading.** Journal of the Structural Engineering, ASCE, p. 233-240, March 1998.

Comité Euro-Internacional du Béton, **CEB-FIP Model code 1990,** Thomas Telford, London, 457p, 1993.

Coronelli, D. **Corrosion Cracking and Bond Strength Modeling for Corroded Bars in Reinforced Concrete.** ACI Structural Journal, p. 267-276, May – June 2002.

Cusson, D.; Larrard, F.; Boulay, C.; et al. **Modeling of the Post-Peak Behavior of Confined High-Performance Concrete Columns – the Strain**

Localization Approach, 4th Symposium on Utilization of High-strength/High-performance Concrete, p. 807-816, Paris, 1996.

Cusson, D.; Paultre, P. **High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties**, ASCE Journal of Structural Engineering, V. 120, No. 3, p. 783-804, March 1994.

Cusson, D.; Paultre P. **Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete**. Journal of the Structural Engineering, ASCE, p. 468-477, March 1995.

Cusson, D.; Larrard, F.; Boulay, C.; et al. **Modeling of the Post-Peak Behavior of Confined High-Performance Concrete Columns – the Strain Localization Approach**, 4th Symposium on Utilization of High-strength/High-performance Concrete, Paris, p. 807-816, 1996.

Dhakar, R.P.; Maekawa, K. **Reinforcement Stability and Fracture of Cover Concrete in Reinforced Concrete Members**. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 10, p. 1253-1262, Oct. 2002.

El-Dash, K.M.; Ahmad, S.H. **A Model for the Stress-Strain Relationship of Rectangular Confined Normal and High Strength Concrete Columns**. Material and Structures, No 27, p. 572-579, 1994.

Esfahani, M.R.; Rangan B.V. **Local Bond Strength of Reinforcing Bars in Normal Strength and High-Strength Concrete (HSC)**. . ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 2, p. 96-106, March-April 1998a.

Esfahani, M.R.; Rangan, B.V. **Influence of Transversal Reinforcement on Bond Strength of Tensile Splices**. Cement & Concrete Composites, Vol. 22, p. 159-163, 2000.

Ferguson, P.M.; Thompson, J.N. **Development Length for Large High Strength Reinforcing Bars**. ACI Journal Proceeding, Vol. 59, No. 7, p. 887-992, July 1962.

Ferguson, P.M.; Breen, J.E.; Thompson, J.N. **Pullout Test on High Strength Reinforcing Bars**. Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol.62, No.8, p. 933-949, Aug. 1965.

Ferguson, P.M.; Breen, J.E. **Lapped Splices for High Strength Reinforcing Bars**. Journal of the American Concrete Institute, Proceedings Vol. 62, No. 9, p. 1063-1077, Sep. 1965.

Fu, X.; Chung, D.D.L. **Improving the Bond Strength between Steel Rebar and Concrete by Increasing the Water/Cement ratio**. Cement and Concrete Research, Vol. 27, No. 12, p. 1805-1809, 1997.

Fusco, P.B. **Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto**. São Paulo, p. 135 – 193, 1994.

Guimarães, G. B.; Silva, R.R. **Analysis of the Structural Collapse of a 26-Story Building**”, Rehabilitating and Repairing the Buildings and Bridges of the Americas: Hemispheric Workshop on Future Directions, University of Puerto Rico at Mayaguez, Mayaguez, 23-24 April, 2001, Published by ASCE American Society of Civil Engineers, p.186-201, 2001.

Hamad, B.S.; Mansour, M. **Bond Strength of Noncontact Tension Lap Splices**. ACI Structural Journal, Vol.93, No. 3, p. 316-326, May-June 1996.

Harajli, M.; Hamad, B.; Karam, K. **Bond – Slip Response of Reinforcing Bars Embedded in Plain and Fiber Concrete**. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, p. 503-511, Nov. Dec 2002.

Ibrahim, H.H.H.; MacGregor, J.G. **Tests on Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Columns.** ACI Structural Journal, p. 585-594, Sept.-Oct. 1996a.

Ibrahim, H.H.H.; MacGregor, J.G. **Flexural Behavior of Laterally Reinforced High-Strength Concrete Sections.** ACI Structural Journal, p. 674-684, Nov.-Dec. 1996b.

International Federation for Structural Concrete. **Textbook on Behaviour, Design and Performance.** Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990. Vol. 1, p. 161-185, Jul. 1999.

International Federation for Structural Concrete. **Bond of Reinforcement in Concrete.** State-of-art report. Bulletin 10. Aug. 2000.

Kankan, C.K. **Relationship of Bond Stress, Steel Stress, and Slip in Reinforced Concrete.** Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 1, p. 79-85, Jan 1997.

Kemp, E.L.; Brezny, F.S.; Unterspan, J.A. **Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristic of Deformed Reinforcing Bars.** Journal ACI, Vol. 65, No. 9, p. 743-755, Sep. 1968.

Kwak, H.; Kim, S. **Bond-Slip Behavior under Monotonic Uniaxial Loads.** Engineering Structures, Vol. 23, p. 298-309, Jan. 2000.

Lee, H.; Noguchi, T.; Tomosowa, F. **Evaluation of the Bond Properties between Concrete and Reinforcement as a Function of Degree of Reinforcement Corrosion.** Cement and Concrete Research, Vol. 32, p. 1313-1318, March 2002.

Lima, F.B.; Giongo, J.S.; Takeia, T. **Pilares de Concreto de Alto Desempenho Submetidos a Compressão Excêntrica.** 39^a REUNIÃO DO IBRACOM, p. 505-519, 1997.

Losberg, R.G.; Olsson, P. **Anchorage of Deformed Bars in Lightweight Concrete. Influence of Concrete cover and space of stirrups.** The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 5, No. 2, p. 115-120, May 1983.

Lutz, L.A.; Gergeli, P. **Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete.** Journal ACI, Vol. 64, No.11, p. 711-721, Nov. 1967.

Macgregor, J.G. **Reinforced Concrete.** Prentice Hall, Third Edition, New Jersey, 1997.

Mains R. M. **Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses Along Reinforcing Bars.** Journal ACI, Vol. 23. No. 3, p. 225-252, Nov. 1951.

Mau, S.T. **Effect of Tie Spacing on Inelastic Buckling of Reinforced Bars,** ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 6, p. 671-677, Nov-Dec. 1990.

Mau, S.T., EL-Mabsout, M. **Inelastic Buckling of Reinforcing Bars.** Journal of Engineer Mechanics, ASCE, Vol. 115, No. 1, p. 1-17, Jan. 1989.

McDermott, J.F. **Opportunities in Bond Research.** Jornal ACI, Vol.67, No. 11, p. 858-866, Nov. 1970.

Papia, M.; Russo, G. **Compressive Concrete Strain at Buckling of Longitudinal Reinforcement.** Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 2, p. 382-397, Fev. 1989.

Papia, M.; Russo, G.; Zingone, G. **Instability of Longitudinal Bars in RC Columns.** Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 2, p. 445-461, Feb. 1988.

Park, R.; Paulay, T. **Reinforced Concrete Structures**. John Wiley & Sons, 1975.

Pfister, J.F. **Influence of Ties on the Behavior of reinforced Concrete Columns**. ACI Journal Proceedings, Vol. 61, No. 5, p. 521-537, May 1964.

Pfister J.F.; Mattock A.H. **High Strength Bars as Concrete reinforcement. Part 5. Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns**. Journal of the PCA. Research and Development Laboratories. p. 27-40, May 1963.

Quintana, C.B. **Comportamento do Concreto Confinado**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, Fevereiro, 2001.

Quintana, C.B.; Guimarães, G.B. **Influência em la Adherencia de la Separación de Barras Empalmadas em Columnas Comprimidas**. Memorias de la XXII Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura, CUJAE, Habana, Cuba, Diciembre, 2004.

Quintana C.B.; Shehata, L.C.D. **Son Confiables los Modelos Tensión-Deformación para el Concreto de Alto Desempeño?** Memorias de la XXII Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura, CUJAE, Habana, Cuba, Diciembre, 2004.

Rezansoff, T.; Sparlin B.F. **Correlation of the Bond Provisions of CSA A23.3.94 with Test on Tension Lap Splices in Beams**. Canadian Journal of Civil Engineering., Vol. 22, p. 755-769, 1995.

Russo, G. **A Buckling Model for Reinforcing Bars**. International Journal of Mechanical Science, Vol. 30, No. 1, p 3-11, 1998.

Saatcioglu, M.; Razvi, S.R. **High-Strength Columns with Square Sections Under Concentric Compression**. Journal of the Structural Engineering, ASCE, p. 1438-1447, Dec. 1998.

Sánchez Filho, E.S. **Seminários de Doutorado**. COPPE, UFRJ, 1991.

Silva, D.M. **Análise Experimental sobre o Concreto, a Aderência e a Ancoragem de Barras de Aço para Concreto Armado**. Dissertação de mestrado. UFRGS, Porto Alegre, Set. 1986.

Scott, R.H., Gill, P.A.T.; Judge, R.C.B. **Force Transfer in Compression Lap Joints in Reinforced Concrete**. Magazine of Concrete Research, Vol. 41, No. 146, Mar 27-31 1989.

Scott, R.H., Gill, P.A.T.; Judge, R.C.B. **Strain and Bond Stress Distributions in Tension Lap Joints in Reinforced Concrete**. Magazine of Concrete Research, Vol. 42, No. 150, Mar 1990.

Shehata, L.C.D; Quintana, C.B. **Stress-Strain Models for Confined and Unconfined High Strength Concrete – How reliable are they?** International Proceeding of the High-Performance Concrete Congress, Recife, Pernambuco-Brazil, Oct. 2002 .

Sheikh, S.A.; Uzumeri, S.M. **Strength and Ductility of Tied Concrete Columns**. Journal of Structural Division, Vol. 106, No. ST5, ASCE, p. 1079-1102, 1980.

Tepfers R. **Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars**. Magazine of Concrete Research, Vol.31, No. 106, p. 3-12, March 1979.

Tepfers, R. **Bond stress along lapped reinforcing bars**. Magazine of Concrete Research, Vol. 32, No. 112, p.135-142, September 1980.

Walker, W.T. **Laboratory tests of Spaced and tied Reinforcing Bars**. ACI Journal Proceedings, Vol. 47, No. 5, p.365-378, Jan. 1951.

Wang, X.; Liu, X. **A strain- Softening Model for Steel-Concrete Bond.** Cement and Concrete Research, p. 1669- 1673, April 2003.

Xie, J.; Elwi, A E.; MacGregor, J.G. **Performance of high-strength concrete tied columns – a parametric study.** ACI Structural Journal, p. 91-102, March-April 1997.

Yerlici V. A.; Özturan T. **Factors Affecting Anchorage Bond Strength in High-Performance Concrete.** ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 3, p.499-507, May-Jun 2000.

Ziara, M.M.; Haldane, D.; Kuttub, A.S. **Flexural Behavior of Beam with Confinement.** ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 1, p. 103-114, Jan-Fev. 1995.

Zuo. J; Darwin, D. **Splice Strength of Conventional and High Relative Rib Area Bars in Normal and High-Strength Concrete.** ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 4, p. 630-641, July-Aug. 2000.

8 Apêndice

Nas Figuras 8.1 a 8.3 se mostram as curvas carga-deformação longitudinal específica da armadura dos pilares PRC-2, PRS-2, PAC-2, PAS-2, PBC-2 e PBS-2.

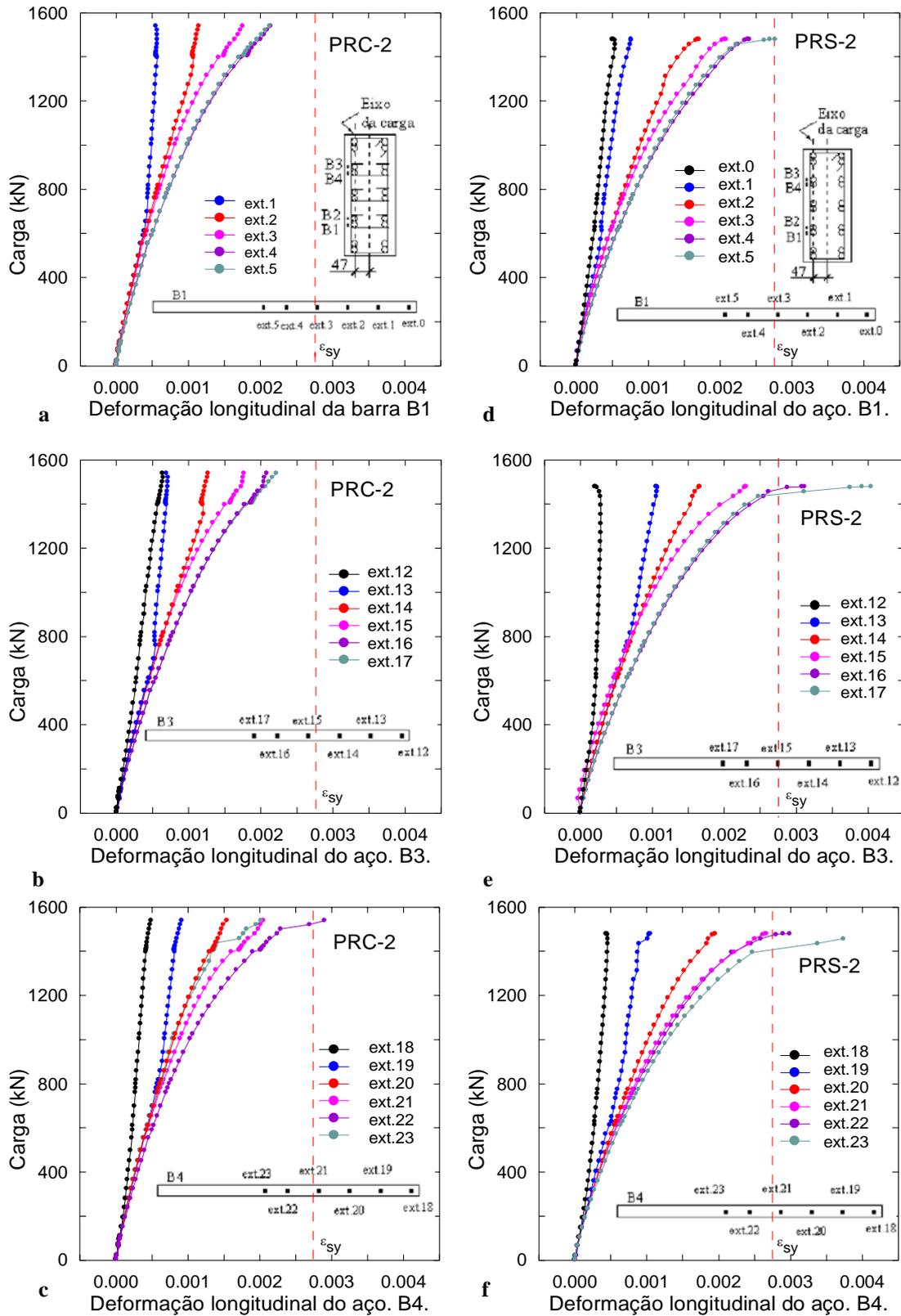
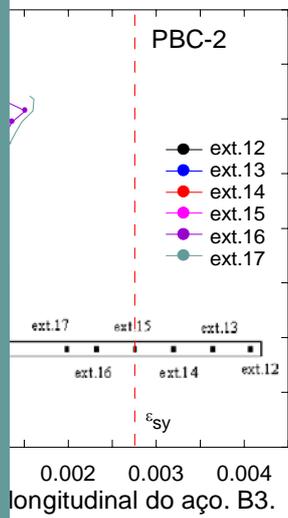
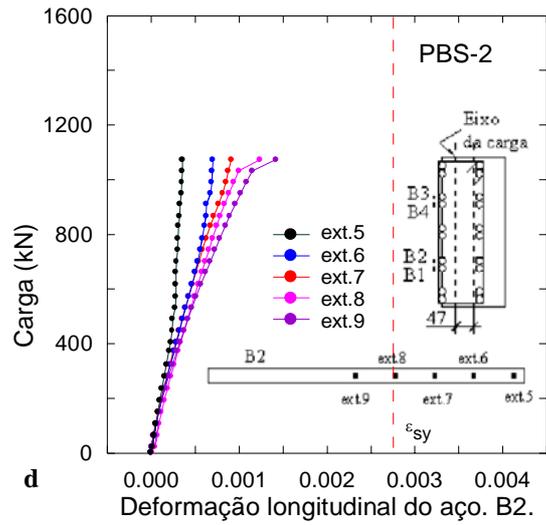
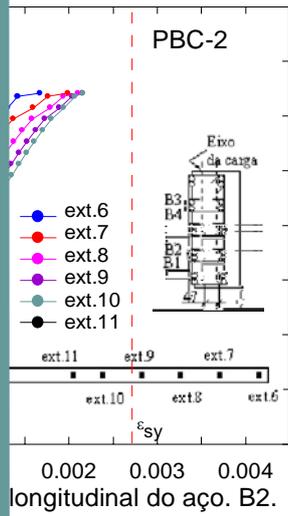


Figura 8.1: Curvas carga-deformação longitudinal específica da armadura: a: barra B1; b: barra B3; c: barra B4 do Pilar PRC-2 e d: barra B1; e: barra B3; f: barra B4 do Pilar PRS-2.



e

f

Figura 10.10 - Gráficos das carga-deformação longitudinal específica da armadura: a: barra B2; b: barra B3; c: barra B4 do Pilar PBC-2 e d: barra B1; e: barra B3; f: barra B4 do Pilar PBS-2.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)