UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo
Departamento de Arquitetura e Construção Civil

EFEITOS DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO NA ADERÊNCIA CONCRETO-AÇO

Dener Altheman dos Santos

Campinas, junho de 2005

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo
Departamento de Arquitetura e Construção Civil

EFEITOS DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO NA ADERÊNCIA CONCRETO-AÇO

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil na área de concentração em Arquitetura e Construção em junho de 2005.

Tecg.º Dener Altheman dos Santos
Mestrando

Prof. Dr. Vitor Antonio Ducatti
Orientador

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

Sa59e

Santos, Dener Altheman dos
Efeitos do concreto de alto desempenho na aderência concreto-aço / Dener Altheman dos Santos.--Campinas, SP: [s.n.], 2005.

Orientador: Vitor Antonio Ducatti.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Concreto armado. 2. Materiais de construção. 3. Desempenho. I. Ducatti, Vitor Antonio. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Titulo em Inglês: High performance concrete effects on concrete-steel bond.
Palavras-chave em Inglês: Reinforced concrete, Building – Materials, Performance.
Área de concentração: Materiais e Técnicas de Construção.
Titulação: Mestrado
Banca examinadora: Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Ávila Jacintho, Rosa Cristina Cecche Lintz
Data da defesa: 17/6/2005

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

EFEITOS DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO NA ADERÊNCIA CONCRETO-AÇO

Dener Altheman dos Santos

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Vitor Antonio Ducatti
Presidente e Orientador - UNICAMP

Prof.ª Dr.ª Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho
UNICAMP

Prof.ª Dr.ª Rosa Cristina Cecche Lintz
PUC - Campinas

Campinas, 17 de junho de 2005

À
Alexsandra, minha esposa

Seu amor, sua dedicação e compreensão
foram os impulsores para mais
este passo em nossa vida

AGRADECIMENTOS

Durante todo o programa de mestrado compartilhei os sucessos alcançados e as dificuldades enfrentadas com pessoas amigas, conhecidas de sempre e as que a vida nos reservou o prazer de conhecê-las nesses três anos. Nestas folhas ficam minha gratidão e estima à vocês, onde o apoio recebido é parte integrante deste trabalho.

À FAPESP, pelo fomento do programa.

Ao prof. Dr. Vitor Antonio Ducatti, pela orientação e disposição durante todo o mestrado.

Aos funcionários da secretaria de pós-graduação, por toda atenção e disposição à este aluno.

À prof.ª Dr.ª Ana Elizabeth Paganelli Guimarães de Ávila Jacintho e ao prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior, pelas observações e sugestões ao trabalho.

Ao prof. Dr. Newton de Oliveira Pinto Junior por toda ajuda na continuação dos estudos.

À Coplas pelo fornecimento dos espaçadores plásticos.

À Holcim pela doação do cimento empregado.

À MBT Brasil pela doação do aditivo superplastificante.

Ao prof. Eng. Renato H. Maluf pelo grande apoio. Onde seus ensinamentos se estenderam da sala de aula à vida profissional deste aluno.

Aos amigos do Laboratório de Estruturas e Materiais da FEC: Ademir, Marçal, Luciano, Marcelo e Rodolfo. Na imprescindível ajuda com a parte experimental, pelo companheirismo e amizade de sempre.

Aos amigos Etelvino e Denílson, na ajuda com a montagem das formas e corte das barras de aço.

À minha família, que me acompanha, me incentiva à caminhar, à avançar, sempre.

E, especialmente à Lê, minha esposa. Que continuamente comigo se alegrou, padeceu, vibrou e lutou para este trabalho apresentar-se como está. Das horas reclusas dedicadas à este projeto, compreendidas assim com seu afeto e seu sorriso.

SUMARIO

LISTA DE FIGURAS x

LISTA DE TABELAS xiii

LISTA DE SÍMBOLOS xiv

RESUMO xvii

ABSTRACT xviii

1. INTRODUÇÃO 1

2. OBJETIVOS 4

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 5

3.1. MECANISMOS DE ADERÊNCIA 8

3.1.1. Aderência por Adesão Química 9

3.1.2. Aderência por Atrito 9

3.1.3. Aderência Mecânica 11

3.2. TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS ENTRE O CONCRETO E A ARMADURA 12

3.2.1. Comportamento da Aderência pelo Modelo de TASSIOS 14

3.2.2. Hipóteses sobre a Ruptura do Concreto conforme ORANGUN, JIRSA e BREEN (1977) 16

3.3. ADERÊNCIA EM RAZÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO 20

3.4. INFLUÊNCIA DO COBRIMENTO DAS ARMADURAS 28

3.5. INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DA BARRA 31

3.6. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA EMENDA 37

3.7. INFLUÊNCIA DA ARMADURA TRANSVERSAL 39

3.8. EVOLUÇÃO DAS EQUAÇÕES DE CÁLCULO DA ADERÊNCIA 43

3.8.1. A equação básica de emenda por transpasse 43

3.8.1.1. Equação básica sem armadura transversal 43

3.8.1.2. Equação básica com armadura transversal 45

3.8.2. Evolução da equação de emenda para projeto 47

3.8.3. Evolução das Equações de aderência 49

3.8.3.1. Evolução da Equação sem Armadura Transversal 49

3.8.3.2. Evolução da Equação para Concretos de Alta Resistência 52

3.8.3.3. Influência da Resistência do Concreto sobre as Equações 58

3.9. PRESCRIÇÕES DA NORMA BRASILEIRA PARA ADERÊNCIA 62

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL 67

4.1. PROSPECTO 67
4.2. MATERIAIS E MÉTODOS 69
4.2.1. Aço *69*
4.2.2. Concreto *70*
4.2.2.1. Agregado Miúdo 70
4.2.2.2. Agregado Graúdo 71
4.2.2.3. Cimento e Sílica Ativa 72
4.2.2.4. Aditivo Redutor de Água 73
4.2.2.5. Dosagem e Mistura 73
4.2.2.6. Resistência à Compressão 75
4.2.2.7. Resistência à Tração por Compressão Diametral 75
4.2.2.8. Resistência à Tração na Flexão - Módulo de Ruptura 75
4.2.2.9. Módulo de Elasticidade 76
4.2.3. Vigas *76*
4.2.3.1. Vigas com Emendas por Cobrejunta 77
4.2.3.2. Vigas com Emendas do Tipo Ancoragem 80
4.2.3.3. Vigas com Emendas por Transpasse 81

5. RESULTADOS 82

5.1. CONCRETOS 82
5.2. VIGAS COM EMENDA POR COBREJUNTA 85
5.3. VIGAS COM EMENDA POR ANCORAGEM 92
5.4. VIGAS COM EMENDAS POR TRANSPASSE 97
5.5. VIGA DE REFERÊNCIA 100

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS 102

6.1. DESEMPENHO DOS TIPOS DE EMENDA 102
6.2. INFLUÊNCIA DOS COBRIMENTOS DAS BARRAS 105
6.3. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE EMENDA 107
6.4. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO 110
6.5. COMPARAÇÃO COM AS EQUAÇÕES DE ADERÊNCIA 114
6.6. COMPARAÇÃO COM A NBR 6118:2003 121

7. CONCLUSÕES 124

8. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 127

9. ANEXOS 128

10. BIBLIOGRAFIA 131

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 – TENSÕES DE ADERÊNCIA POR ATRITO; ADAP. FUSCO (1995)..... 10
FIGURA 3.2 – ACABAMENTO SUPERFICIAL DE FIOS E BARRAS LISAS. ORIGINAL DE FUSCO (1995)..... 11
FIGURA 3.3 – TENSÕES ENTRE O AÇO E O CONCRETO NAS REGIÕES FISSURADAS. ORIGINAL DE FUSCO (1995). 13
FIGURA 3.4 – FORÇAS ENTRE O CONCRETO E A BARRA NERVURADA (ORANGUN *ET AL*, 1977). 14
FIGURA 3.5 – TENSÃO DE ADERÊNCIA PELO DESLIZAMENTO DA BARRA (TASSIOS, 1979). 15
FIGURA 3.6 – PADRÕES DE RUPTURA DE BARRAS ANCORADAS (ORANGUN *ET AL*, 1977)..... 17
FIGURA 3.7 – PADRÕES DE RUPTURA DE BARRAS EMENDADAS POR TRANSPASSE (ORANGUN *ET AL*, 1977)... 18
FIGURA 3.7 – FORÇA DE ARRANCAMENTO PELO AUMENTO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO. A PARTIR DE GJORV, MONTEIRO E MEHTA (1990)..... 23
FIGURA 3.8 – TENSÃO DE ADERÊNCIA PELA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS AMOSTRAS Y20, A PARTIR DE ESFAHANI E RANGAN (1998A). 24
FIGURA 3.9 – RUPTURA DO CONCRETO EM FRENTE AS NERVURAS. ESFAHANI E RANGAN (1998A)..... 25
FIGURA 3.10 – IDEALIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE BARRAS NERVURADAS EMBUTIDAS NO CONCRETO E SUBMETIDAS Á TRAÇÃO. AZIZINAMINI *ET AL* (1993)..... 26
FIGURA 3.11 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS COMPONENTES RADIAIS DAS FORÇAS DE ADERÊNCIA QUE SÃO CONTRABALANCEADAS PELOS ANÉIS TENSIONADOS À TRAÇÃO NO CONCRETO NUMA ZONA DE ANCORAGEM TEPFERS (1979). 28
FIGURA 3.12 – VARIAÇÃO NA TENSÃO DE TRAÇÃO NO CONCRETO DE COBRIMENTO TRANSVERSAL À BARRA NERVURADA PARA O CASO PARTICULAR DE $C_Y = 2D$. TEPFERS (1979). 29
FIGURA 3.13 – EFEITO DO COBRIMENTO DA BARRA SOBRE A TENSÃO DE ADERÊNCIA -A PARTIR DE HAMAD E NAJJAR (2002)..... 30
FIGURA 3.14 – INFLUÊNCIA DO COBRIMENTO E DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SOBRE AS AMOSTRAS Y20. ADAP. DE ESFAHANI E RANGAN (1998A)..... 31
FIGURA 3.15 – EFEITO DO DIÂMETRO DA BARRA NOS ESTUDOS DE DUCATTI (1993). 33
FIGURA 3.16 – TENSÕES DE ADERÊNCIA PELO DIÂMETRO DAS BARRAS NERVURADAS OBTIDAS POR DE LARRARD *ET AL.* (1993)..... 34
FIGURA 3.17 – TENSÃO DE ADERÊNCIA PELO DIÂMETRO DAS BARRAS EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO (BARBOSA, 2003). 35
FIGURA 3.18 – DISTRIBUIÇÃO DA TENSÃO DE ADERÊNCIA AO LONGO DA EMENDA. 38
FIGURA 3.19 – RUPTURA DO DENTE DE CONCRETO E PRESSÃO FAVORÁVEL DA ARMADURA DE CONFINAMENTO - ORIGINAL DE DUCATTI (1993) A PARTIR DE TASSIOS (1979). 40
FIGURA 3.20 – DEFINIÇÃO DAS ÁREAS DO REFORÇO TRANSVERSAL – ORIGINAL DE CARVALHO (2002) A PARTIR DE ORANGUN *ET AL.* (1977). 46

FIGURA 3.25 – VALORES EXPERIMENTAIS DE $A_B F_s / F_C^{1/2}$ – ORIGINAL DE DARWIN *ET AL.* (1996)..... 54
FIGURA 3.26 – VALORES EXPERIMENTAIS DE $A_B F_s / F_C^{1/4}$ – ORIGINAL DE DARWIN *ET AL.* (1996)..... 55
FIGURA 3.27 – LINHAS DE RELAÇÃO DOS VALORES DE POTÊNCIA PARA F_C – ORIGINAL DE DARWIN E ZUO (2000)..... 60
FIGURA 3.28 – SITUAÇÕES DE BOA E MÁ ADERÊNCIA CONFORME NBR 6118:2003 – ORIGINAL DE CARVALHO E FIGUEIREDO (2004). 63
FIGURA 3.29 – DISPOSIÇÃO DA ARMADURA TRANSVERSAL NAS EMENDAS NBR 6118 – ORIGINAL DE ABNT (2003). 66
FIGURA 4.1 – DISPOSIÇÃO DAS MONTAGENS DAS EMENDAS EMPREGADAS. 67
FIGURA 4.2 – DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS DA EQUAÇÃO DA ÁREA RELATIVA DE NERVURA..... 69
FIGURA 4.3 – VISTA LATERAL DAS VIGAS DE COBREJUNTA. 77
FIGURA 4.4 – VISTA EM PLANTA DAS VIGAS DE COBREJUNTA..... 77
FIGURA 4.5 – DISPOSIÇÃO DAS BARRAS NAS VIGAS DE COBREJUNTA –VISTA EM CORTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL 79
FIGURA 4.6 – DETALHE DO EMPREGO DO ESPAÇADOR PLÁSTICO NAS BARRAS DE AÇO. 79
FIGURA 4.7 – DISPOSIÇÃO DAS BARRAS NAS VIGAS DE ANCORAGEM (AG)..... 80
FIGURA 4.8 – DISPOSIÇÃO DAS BARRAS NAS VIGAS DE TRANSPASSE (TP). 81
FIGURA 5.1 – GRÁFICO DA TENSÃO *X* DEFORMAÇÃO DO CONCRETO CONFECCIONADO. 85
FIGURA 5.2 – CURVAS DAS CARGAS PELAS DEFORMAÇÕES DAS VIGAS *CJ1, CJ2* E *CJ3*. 87
FIGURA 5.3 – CURVAS DAS CARGAS PELAS DEFORMAÇÕES DAS VIGAS *CJ4, CJ5* E *CJ6*. 88
FIGURA 5.4 – CURVAS DAS CARGAS PELAS DEFORMAÇÕES DAS VIGAS *CJ7, CJ8* E *CJ9*. 88
FIGURA 5.5 – VISTA LATERAL DAS VIGAS *CJ1* E *CJ2*. 90
FIGURA 5.6 – VISTA LATERAL DAS VIGAS *CJ3, CJ4, CJ5* E *CJ6*. 90
FIGURA 5.7 – DETALHE DA RUPTURA DA VIGA *CJ7*. 91
FIGURA 5.8 – VIGA *CJ8* – A) VISTA LATERAL – B) VISTA DA RUPTURA DE FUNDO..... 91
FIGURA 5.9 – VIGA *CJ9* – A) VISTA LATERAL – B) VISTA DA RUPTURA DE FUNDO..... 91
FIGURA 5.10 – CURVAS DAS CARGAS PELAS DEFORMAÇÕES DAS VIGAS *AG10*, *AG11* E *AG12*. 94
FIGURA 5.11 – CURVAS DAS CARGAS PELAS DEFORMAÇÕES DAS VIGAS *AG13*, *AG14* E *AG15*. 94
FIGURA 5.12 – VISTA LATERAL DA VIGA *AG 10*. 95
FIGURA 5.13 – VIGA *AG 11* – A) VISTA LATERAL- B) VISTA DA RUPTURA DE FUNDO. 95
FIGURA 5.14 – VIGA *AG 12* – A) VISTA LATERAL- B) VISTA DA RUPTURA DE FUNDO. 96
FIGURA 5.15 – VIGA *AG 13* – A) VISTA LATERAL- B) VISTA DA RUPTURA DE FUNDO. 96
FIGURA 5.16 – VIGA *AG 14* – A) VISTA LATERAL- B) VISTA DA RUPTURA DE FUNDO. 96
FIGURA 5.17 – VIGA *AG 15* – A) VISTA LATERAL- B) VISTA DA RUPTURA DE FUNDO. 97
FIGURA 5.18 – CURVAS DAS CARGAS PELAS DEFORMAÇÕES DAS VIGAS DE TRANSPASSE. 98
FIGURA 5.19 – VIGA *TP16* – A) VISTA LATERAL - B) VISTA DA RUPTURA DE FUNDO. 99
FIGURA 5.20 – VIGA *TP17* – A) VISTA LATERAL - B) VISTA DA RUPTURA DE FUNDO. 99
FIGURA 5.21 – VIGA *TP18* – A) VISTA LATERAL - B) VISTA DA RUPTURA DE FUNDO. 99

FIGURA 5.22 – CURVA DA CARGA PELA DEFORMAÇÃO DA VIGA DE REFERÊNCIA. 101
FIGURA 5.23 – VISTA DAS LATERAIS DA VIGA DE REFERÊNCIA 101
FIGURA 6.1 – INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO COBRIMENTO/DIÂMETRO NA TENSÃO DE ADERÊNCIA. 106
FIGURA 6.2 – INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA EMENDA SOBRE A TENSÃO DE ADERÊNCIA. 108
FIGURA 6.3 – COMPARAÇÃO ENTRE AS VIGAS ENSAIADAS E AS DESENVOLVIDAS POR REYNOLDS E BEEBY (1982). 111
FIGURA 6.4 – TENSÃO DE ADERÊNCIA PELA RESISTÊNCIA DO CONCRETO À COMPRESSÃO DAS VIGAS ENSAIADAS E DAS DESENVOLVIDAS POR REYNOLDS E BEEBY (1982)..... 113
FIGURA 6.5 – COMPARATIVO DAS TENSÕES DE CÁLCULO E ENSAIO DAS VIGAS DE CJ1 A CJ9. 117
FIGURA 6.6 – COMPARATIVO DAS TENSÕES DE CÁLCULO E ENSAIO DAS VIGAS DE AG10 A TP18. 118
FIGURA 6.7 – RELAÇÃO ENTRE AS TENSÕES DE ENSAIO E AS TENSÕES DE ADERÊNCIA CALCULADAS. 120
FIGURA A1 – ARMADURAS E FORMA DA VIGA *AG14*. 129
FIGURA A2 – MONTAGEM DAS VIGAS DE COBREJUNTA DE Ø 10 MM. 129
FIGURA A3 – INÍCIO DE EXECUÇÃO DO ENSAIO DA VIGA *AG11* 130
FIGURA A4 – DETALHE DA ARMADURA DA VIGA *CJ7* APÓS ENSAIO. 130

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 – TENSÃO DE ADERÊNCIA PELA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO (ROSSI, 2002) 22
TABELA 3.2 – FORÇA DE ARRANCAMENTO DAS BARRAS PELA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO GJORV *ET AL.* (1990) 23
TABELA 3.3 – RESULTADOS DE DUCATTI (1993) COM O ENSAIO DAS QUATRO BARRAS 33
TABELA 3.4 – RESULTADOS DE HAMAD E NAJJAR (2002) PARA A INFLUÊNCIA DA ARMADURA TRANSVERSAL 41
TABELA 3.5 – COEFICIENTES DA DETERMINAÇÃO DA POTÊNCIA DE F_C (DARWIN E ZUO, 2000) 59
TABELA 3.6 – VALORES DO COEFICIENTE α_{0T} – EQUAÇÃO 3.31 65
TABELA 4.1 – CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS EMPREGADOS 69
TABELA 4.2 - GRANULOMETRIA DO AGREGADO MIÚDO 70
TABELA 4.3 - GRANULOMETRIA DO AGREGADO GRAÚDO 71
TABELA 4.4 – CARACTERÍSTICAS DO CIMENTO EMPREGADO 72
TABELA 4.5 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E QUÍMICAS DA SÍLICA ATIVA EMPREGADA 73
TABELA 4.6 – TRAÇO DO CONCRETO EMPREGADO 74
TABELA 4.7 – DETALHES DAS VIGAS DE COBREJUNTA 78
TABELA 4.8 – DETALHES DAS VIGAS DE ANCORAGEM 80
TABELA 4.9 – DETALHES DAS VIGAS DE TRANSPASSE 81
TABELA 5.1 – RESULTADOS DAS RESISTÊNCIAS OBTIDOS DOS CONCRETOS CONFECCIONADOS 83
TABELA 5.2 – RESULTADOS DO ENSAIO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DOS CONCRETOS CONFECCIONADOS 84
TABELA 5.3 – RESULTADOS OBTIDOS DAS VIGAS DE COBREJUNTA 86
TABELA 5.4 – RESULTADOS OBTIDOS DAS VIGAS DE ANCORAGEM 92
TABELA 5.5 – RESULTADOS OBTIDOS DAS VIGAS COM TRANSPASSE 97
TABELA 5.6 – RESULTADOS OBTIDOS DA VIGA DE REFERÊNCIA 101
TABELA 6.1 – VALORES DAS VIGAS DE COBREJUNTA SOB ANÁLISE DA RELAÇÃO C/D_B 105
TABELA 6.2 – VALORES DAS VIGAS DE ANCORAGEM SOB ANÁLISE DO COMPRIMENTO DA EMENDA 107
TABELA 6.3 – VALORES DAS VIGAS ENSAIADAS E DAS VIGAS DE REYNOLDS E BEEBY (1982) 110
TABELA 6.4 – VALORES DE ENSAIO E CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA PARA AS VIGAS CONFECCIONADAS (EM MPA) 116
TABELA 6.5 – RELAÇÃO DA FORÇA DE ADERÊNCIA ENSAIADA PELA CALCULADA 117
TABELA 6.6 – VALORES DAS TENSÕES DE ADERÊNCIA ENSAIADAS E PREVISTAS PELA NBR 6118 122

LISTA DE SÍMBOLOS

A_b	Área da seção transversal da barra longitudinal
A_s	idem A_b
A_{tr}	Área da armadura transversal
b	largura da viga ensaiada
β	ângulo de inclinação entre o eixo longitudinal da barra e a força resultante no concreto
c	comprimento da viga ensaiada
C	menor valor entre c_x, c_y e c_s
c_b	cobrimento de fundo da armadura longitudinal
c_s	cobrimento lateral entre as barras – metade do valor de S
c_y	cobrimento de fundo da barra ensaiada
c_x,	cobrimento lateral (externo) da barra longitudinal
c/d_b	razão entre o menor cobrimento pelo diâmetro da barra
$c_s/c_{b.}d_b$	razão entre o cobrimento lateral entre as barras pelo produto do cobrimento de fundo vezes o diâmetro da barra
Cm	idem "*C*"
CM	idem *CMax*
CMin	idem "*C*"

$CMax$	maior valor entre c_x, c_y e c_s
d_b	diâmetro da barra
ϕ	idem d_b
ε_c	módulo de elasticidade do concreto
ε_s	módulo de elasticidade do aço
f_b	resistência de aderência
f_{bu}	resistência última de aderência
f_{bd}	resistência de aderência de projeto
f_c	resistência à compressão do concreto
f_{cj}	resistência à compressão do concreto à j dias
f_{ct}	resistência do concreto à tração direta
f_{ctd}	resistência do concreto à tração direta de cálculo
$f_{ctk,inf}$	resistência característica inferior do concreto à tração direta (= 0,7. f_{ctm})
f_{ctm}	resistência média do concreto à tração direta
$f_{ct,sp}$	resistência do concreto à tração indireta
$f_{ct,f}$	resistência do concreto à tração na flexão
f_s	Resistência à tração do aço
f_{yd}	tensão de escoamento do aço de cálculo
h	altura da viga ensaiada

l_b	comprimento de emenda ou de ancoragem
$l_{b,nec}$	comprimento de ancoragem necessário
l_{ot}	comprimento de transpasse calculado
$l_{ot,min}$	comprimento de transpasse mínimo (maior valor entre $0{,}3.\alpha_{ot}.l_b$, 15ø e 200 mm)
R_{st}	reação no aço
s	quantidade de estribos na região da emenda
S	espaçamento livre entre as barras longitudinais
σ_{ct}	tensão de tração no concreto
σ_{st}	tensão de tração no aço
u	idem f_b - tensão de aderência, empregada por ORANGUN *et al.* (1977)
u_{cal}	idem f_{bd} - empregado por ORANGUN *et. al* (1977)
τ_b	idem f_b - tensão de aderência, empregada na antiga NB1:1980
γ_c	coeficiente de minoração da resistência do concreto (= 1,4)

RESUMO

Apresenta-se, neste trabalho, o estudo desenvolvido sobre o fenômeno da aderência em Concretos de Alto Desempenho, através de ensaios à flexão de vigas de concreto armado com CAD. A aderência foi analisada sob os aspectos de ancoragem e fissuração na região das barras longitudinais emendadas por transpasse. Os modelos das vigas ensaiadas foram de três tipos, conforme a maneira em que as barras foram transpassadas. Para cada modelo, foram avaliados os parâmetros de: resistência do concreto, diâmetro das barras, comprimento de emenda, cobrimentos das barras e o comportamento das variadas emendas. Os resultados foram, ainda, analisados com as equações internacionais para predição da aderência e com a NBR 6118:2003.

PALAVRAS-CHAVE: Aderência; Concreto Armado; Materiais; Desempenho

ABSTRACT

This paper presents the study about the bond phenomenon in High Performance Concrete, through the analisys of the flexibility of reinforced concrete beams with HPC. The bond was analyzed under the anchorage and cracking aspects, on longitudinal bars part spliced by transfix. Three types of beam models were analyzed, according to the manner which they were transfixed. For each model, the parameters adopted were: concrete strength, bar diameter, development lengths, cover of the bars and the behavior of the various splices. The results were also analyzed with the international equations for the bond prediction and NBR 6118:2003.

KEY-WORDS: Bond; Reinforced Concrete; Materials; Performance

1. INTRODUÇÃO

O concreto de alta resistência, tem sido promovido há alguns anos de material de uso restrito, reservado para construções experimentais e outras de certo prestígio, para material de uso corrente nos países desenvolvidos. Os resultados de numerosos programas de pesquisa (CEB-FIP, 1990 e MALIER, 1992), desenvolvidos em diferentes países têm permitido aos tecnologistas, empreender a construção de habitações e de obras de arte em Concreto de Alto Desempenho (CAD), em condições de segurança e confiabilidade até mais satisfatórias do que aquelas prescritas nas normas nacionais (LORRAIN, 1997) (FUSCO, 1995).

A utilização do CAD nas construções de concreto armado, apresenta o problema da associação deste material à armadura destinada à constituir um esqueleto resistente nas zonas tracionadas das peças, de maneira a conferir para as construções suficiente ductibilidade.

Esta associação do aço com o concreto, já estudada e normalizada para o concreto armado corrente (CEB-FIP, 1990; ABNT, 2003), deve satisfazer a um certo número de condições para desempenhar plenamente o seu papel, tanto de resistência como de serviço, das quais deve-se assegurar desde o momento que se vislumbra o emprego de concretos de características novas e cujo desempenho, principalmente da resistência mecânica, são melhoradas.

A aderência aço-concreto é a propriedade fundamental do concreto armado. Ela tem merecido numerosas publicações, relatórios sobre o estado da arte, teses (TASSIOS e YANNOPOULOS, 1981; CEB-FIP, 1982; ACI, 1966; DUCATTI, 2001) mas, sem dúvida alguma, o relatório de pesquisa de REHM (1961) descrevendo os resultados obtidos em

ensaios bastante objetivos, constantes de um programa abrangente, serviu de início para o desenvolvimento do conhecimento hoje acumulado no assunto.

Com o expressivo avanço do emprego de concretos com altas resistências em obras correntes, toma-se a necessidade de conhecer, entender os fenômenos que influenciam suas propriedades.

Os trabalhos acerca da influência da resistência à compressão e a presença de armadura transversal na aderência em concretos de elevado desempenho com destaque aos nacionais, são ainda incipientes; alguns, contraditórios. As pesquisas desenvolvidas têm empregado por muito, ensaios de arrancamento e flexão de vigas tipo RILEM; onde são restritas as que abordam o estudo da propagação de fissuras em emendas por transpasse.

CARVALHO (2002) observou em seu trabalho no levantamento bibliográfico sobre o assunto, que dos resultados de ensaios experimentais obtidos internacionalmente para o cálculo do comprimento de emenda em vigas de concreto armado, apenas 5% são de concretos de alta resistência em contrapeso à 95% com concreto convencional.

Estudos realizados (LORRAIN e SAHYOUNI, 1987; DUCATTI, 1993; AZIZINAMINI *et al*, 1999) demonstram que as propriedades da aderência concreto-aço em concretos comuns, podem ser extrapoladas ao CAR/CAD. Contudo, mostram-se divergentes quanto ao modo e valores da influência de vários parâmetros.

A proporcionalidade da tensão de aderência à raiz quadrada da resistência à compressão, é amplamente conhecida e fixada no concreto comum com resistência inferior à 40MPa. Contudo, no CAD essa propriedade apresenta concordância com o comportamento dos concretos convencionais, mas ainda pouco solidificada.

De forma semelhante, a influência de armadura transversal, sob vários cobrimentos, torna-se um ponto a ser explorado em altas resistências. É consenso entre os pesquisadores o aumento da aderência com conseqüente diminuição de fissuras sob a presença de armadura transversal; mas, sua taxa de incremento ainda é pouco conhecida.

Com a realização dos ensaios de flexão em vigas com Concreto de Elevado Desempenho, foi possível a análise das equações empregadas para cálculo da tensão de aderência e comprimento de ancoragem descritas pela literatura. Com a grande quantidade de resultados gerados no programa experimental, pôde-se identificar concordâncias e discrepâncias entre os variados métodos de ensaios e equações empregados.

É, então, sob esse aspecto que este trabalho foi elaborado, procurando em particular, evidenciar as semelhanças e dessemelhanças entre os casos do concreto convencional e do concreto de alto desempenho, no que diz respeito à ancoragem do aço pela aderência e a conseqüente fissuração do concreto.

2. OBJETIVOS

Neste trabalho, teve-se como objetivo dissertar sobre o estado-da-arte do fenômeno da aderência concreto-aço em concretos de alto desempenho, estudando os mecanismos diretos e indiretos à aderência da armadura com o concreto, apresentando e analisando os ensaios, resultados e conclusões de outros trabalhos sobre este assunto.

Para a parte experimental desenvolvida, objetivou-se analisar o comportamento da aderência aço-CAD sob a influência da:

- Resistência do concreto
- Comprimento de emenda
- Cobrimentos e diâmetros das barras e,
- Dos arranjos das emendas, dados por três diferentes tipos.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A solidarização do concreto ao aço é, como se prediz, fundamental ao uso conjunto destes materiais sob forma estrutural. A aderência entre a barra de aço da armadura e o concreto é uma das propriedades responsáveis pelas boas características do concreto armado.

Segundo DUCATTI (1993), o comportamento entre a barra e o concreto à ela circunvizinho, tem importância decisiva com relação à capacidade de carga e de serviço das peças de concreto armado. Para o autor, este conhecimento é indispensável para chegar-se às regras de cálculo de ancoragens e emendas por transpasse das barras da armadura, para o cálculo das deflexões considerando o efeito de enrijecimento por tração, para o controle da fissuração e, portanto da quantidade mínima de armadura. O que pode, consequentemente, ser estendido à durabilidade das estruturas.

Desde o início do emprego do aço, em fios ou barras no concreto, têm-se buscado compreender, e poder prever, o comportamento da aderência entre esses materiais.

No início do século XX, teve-se a concepção da teoria do concreto armado por Koenen e, posteriormente com Mörsch, que desenvolveu a teoria iniciada por Koenen, com base em numerosos ensaios, onde os conceitos constituíram ao longo de décadas em quase todo o mundo, os fundamentos da teoria do Concreto Armado (CARVALHO, 1997 *apud* MARINS, 2002).

A partir da década de 40 começaram a surgir publicações sobre o mecanismo da aderência entre concreto e aço nas estruturas (MARINS, 2002). Um dos primeiros trabalhos que pode ser relatado é de WATSTEIN (1941), que analisou a distribuição de aderência ao

longo das barras, com o auxílio de extensômetros mecânicos, a partir do ensaio de arrancamento (*pull-out test*).

KLUGE e TUMA (1945) relataram suas pesquisas sobre vigas com uma barra emendada à outras duas barras laterais que eram contínuas e sem emendas. Notaram que nas emendas que falharam, a média da tensão de aderência variou de 3,3 MPa para barras de 1" à 5,0 MPa para barras de ½", em concretos de 32 MPa de resistência à compressão.

Ainda em 1945, O *American Concrete Institute* propõe, através do Comitê 408, um método para analisar o valor relativo da aderência em barras nervuradas (ACI, 1945)

McHENRY e WALKER (1948, *apud* MARINS, 2002), descreveram um método de ensaio laboratorial para medir a distribuição da tensão ao longo de barras de aço, em elementos de concreto armado obtidos com o auxílio de medidores elétricos. Os resultados da distribuição da tensão ao longo das barras de aço de vigas, antes e depois da fissuração, puderam ser comparados com resultados computados por métodos convencionais.

CLARK (1949) comparou os efeitos sob os ensaios de arrancamento e os ensaios em vigas, para gerar informações sob os efeitos do diâmetro da barra, os tipos de deformações sobre as barras e da resistência à compressão do concreto sobre a aderência.

Os estudos realizados desde então cercaram, em sua maioria, o comportamento das fissuras sob o carregamento, os espaçamentos entre as barras, cobrimentos e a resistência do concreto à compressão e à tração. Gerando assim um vasto banco de dados, sempre à busca de uma lei que predissesse o comportamento entre o aço e o concreto.

LUTZ e GERGELY (1967) analisaram as forças de aderência ligadas ao deslizamento e fissuração para várias barras de diferentes superfícies. Fora abordada a mecânica do deslizamento de barras nervuradas, discernindo que a aderência é gerada à partir de três componentes: aderência por adesão química, aderência por atrito e aderência mecânica. Estes três tipos de aderência advêm do relatório de pesquisa de REHM (1961), descrevendo os resultados obtidos em ensaios bastante objetivos constantes de um programa abrangente.

Outra publicação que pode ser considerada como a verdadeira fonte inspiradora da teoria da aderência do concreto às barras de alta aderência é o artigo publicado por GOTO (1971). Esse autor mostrou através de ensaios que o deslizamento aço-concreto é impedido por bielas de compressão apoiadas nas saliências das barras.

A partir desta revelação, TEPFERS (1979, 1982) realizou muitas experiências com emendas por transpasse na armadura longitudinal, nas quais analisou os processos de fissuração e disruptivo violento provocados pelas componentes radiais dos esforços de compressão das bielas, rompendo bruscamente o concreto do cobrimento da armadura.

Mas, sem dúvida alguma, o trabalho de ORANGUN *et al.* (1977) foi fundamental às regras de cálculo hoje estabelecidas. Os autores desenvolveram uma equação baseada numa análise de regressão não-linear a partir de 650 resultados de ensaios, para calcular os comprimentos de emenda e ancoragem que, leva em consideração os efeitos do cobrimento, comprimento, espaçamento entre as barras, diâmetro das barras, resistência do concreto e armadura transversal. As análises e observações destes autores serviram de base para a reformulação do código ACI 318-71.

A partir da década de 80, tornaram-se mais rotineiras as pesquisas sobre concretos de altas resistências (> 40MPa). A introdução no mercado de superplastificantes perfazendo numa grande redução do teor de água, a possibilidade de adição de materiais aglomerantes ultrafinos melhorando a zona de transição pasta-agregrado, repercutiu de maneira positiva e promissora à tecnologia de fabricação de concreto.

Com isso, a inserção de um novo produto, com os elementos tradicionais e fabricados pelos mesmos processos, faz-se necessário a compreensão das suas características, semelhanças e dessemelhanças ao concreto convencional.

As equações para cálculo da aderência vem sendo constantemente refinadas, mas, ainda pouco se solidifica ao concreto de elevado desempenho. A modelação numérica do comportamento não se mostra ainda satisfatória. Certas propriedades bem definidas para o concreto comum, parecem não preconizar no concreto de alta resistência.

Segue-se esta revisão da literatura procurando fornecer ao leitor, conhecimentos sobre as regras de aderência no concreto comum e em CAD. Faz-se assim, pela interpretação das leis de aderência e os diversos parâmetros influenciadores, bem como das equações empregadas.

3.1. MECANISMOS DE ADERÊNCIA

Toda estrutura de concreto armado fundamenta-se na transferência de esforços entre a armadura e o concreto. Conforme ROSSI (2002), esta hipótese é possível devido à iminência de escorregamento relativo entre esses dois materiais. Uma vez que, para o autor, a tensão de cisalhamento atuante na interface formada pelo concreto e a armadura, é comumente utilizada para identificar a aderência entre os dois materiais.

Advindo dos estudos de REHM (1961), a aderência é dada num modelo a partir da soma de três componentes:

1. Adesão química
2. Atrito
3. Aderência Mecânica

FUSCO (1995) salienta que, embora seja real a existência dessas componentes, a separação da aderência torna-se meramente didática. Pois, não se é possível determinar cada uma delas isoladamente.

Esse autor considera que, além disso, a aderência de uma barra de aço ao concreto circunvizinho é função de ponto, sendo seu valor fortemente influenciado pela retração, pela fluência e pela fissuração do concreto. Dessa maneira, são determinados por meio de ensaios os valores médios globais de aderência, que são suficientes para efeito de projeto, não havendo necessidade de um estudo em escala microscópica. (FUSCO, 1995).

À este trabalho fica o objetivo de apresentar em síntese, o comportamento de cada parcela do modelo de aderência, que fora desenvolvido sob experimentos em concreto de baixa resistência, mas, pode ser eficientemente empregado ao concreto de alto desempenho.

3.1.1. ADERÊNCIA POR ADESÃO QUÍMICA

O mais sensível dos efeitos de aderência. É como possivelmente se descreve esta parcela que provêm do processo físico-químico desenvolvido na interface concreto-aço durante as reações de pega do cimento (FUSCO, 1995). O que torna-a, evidentemente, ligada à hidratação do cimento.

ROSSI (2002) define como um efeito de colagem, propriamente dito, estando ligado à rugosidade e limpeza da superfície da barra.

Este efeito nunca age isoladamente e, é ainda, estritamente difícil de mensurá-lo; pois não é suficiente para garantir a ligação. Pode ser rompido por deslocamentos relativamente muito pequenos, observando que os limites de adesão química, para carregamentos monotônicos, podem ficar entre 0,48 MPa e 1,03 MPa conforme sugere ACI COMMITTEE 408 (1991, *apud* ROSSI, 2002).

3.1.2. ADERÊNCIA POR ATRITO

A parcela dada por este tipo de aderência, provêm do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto, dado em razão da rugosidade superficial da barra e decorrente da existência de uma pressão transversal exercida pelo concreto sobre a barra (FUSCO, 1995).

A força necessária para romper a aderência por atrito é significativamente superior à por adesão. O ACI-408 (1991) segundo (ROSSI, 2002), limita os valores de aderência por atrito entre 0,41 MPa e 10,0 MPa. Esta pode ser observada com dada compreensão pelos ensaios de arrancamentos (*pull-out tests*).

Conforme DUCATTI (1993), mesmo quando o concreto circunvizinho apresentar fissuras de fendilhamento, o atrito pode substituir, embora parcialmente, a parcela perdida da transferência do engrenamento das tensões de aderência. Permanece a situação até certo nível de tensão para o qual ou a resistência de atrito seja esgotada ou se torne insuficiente. Nesse caso, a barra é arrancada deixando em seu lugar original, um orifício quase intacto dentro do concreto (quando do caso de barras lisas).

A pressão transversal citada por FUSCO (1995) provêm em virtude da retração do concreto. Uma vez que, a presença da armadura inibe parcialmente as deformações de retração do concreto, fazendo com que então, essa pressão transversal originada provoque um acréscimo de aderência. LUTZ e GERGELY (1967) expõem que, para uma deformação por retração da ordem de 300μ podem ser encontrados valores da ordem de 0,5 MPa para a tensão normal em concretos usuais.

FUSCO (1995) relata que sob a ação de forças de tração, surgem elevadas pressões de contato, dessa forma o atrito passa a ser particularmente intenso, melhorando a solidarização entre os dois materiais. Exemplifica ainda que, a forma de que uma pressão transversal externa aumenta a capacidade de aderência por atrito, é uma situação comumente vista nos apoios diretos das vigas.

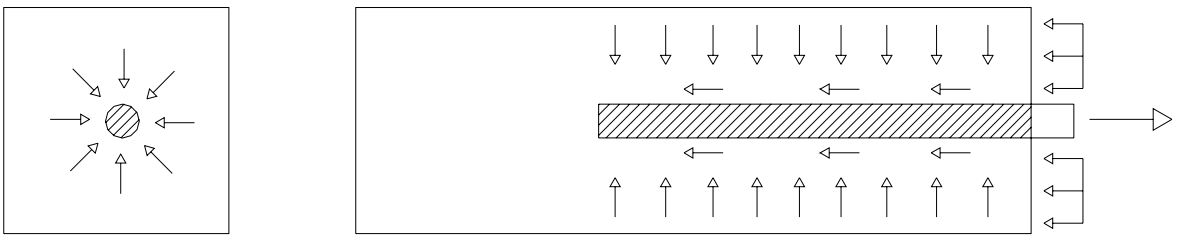


Figura 3.1 – Tensões de aderência por atrito; adap. FUSCO (1995).

O coeficiente de atrito à primeira vista, exerce grande influência na aderência de barras lisas. E, AZIZINAMINI *et al* (1999) citam que a aderência por atrito pode ser um importante fator para os casos de barras revestidas com epóxi. DUCATTI (2001), em extensa revisão sobre o assunto, salienta que o efeito do revestimento com epóxi, que será de diminuir a aderência, deve ser considerado no cálculo.

3.1.3. ADERÊNCIA MECÂNICA

A tensão de cisalhamento entre o aço e concreto ainda é resistida pelo engrenamento desses dois materiais. Na verdade, esta é a principal parcela atuante nas solicitações do concreto armado, no qual se empregam barras nervuradas.

A aderência mecânica está presente tanto nas barras nervuradas quanto nas barras lisas. Entretanto, os estudos deste trabalho delimitam à análise da aderência em barras nervuradas; uma vez que, é o engrenamento mecânico entre a nervura da barra e o concreto o responsável pela aderência efetiva no concreto armado. Pois, a disposição de saliências ao longo das barras funcionam como peças de apoio, mobilizando tensões de compressão no concreto (FUSCO, 1995).

Para as barras lisas, REHM (1973, *apud* FUSCO, 1995) demonstra que há aderência mecânica conforme o acabamento superficial de fios e barras, inerentes ao processo de laminação(Figura 3.2).

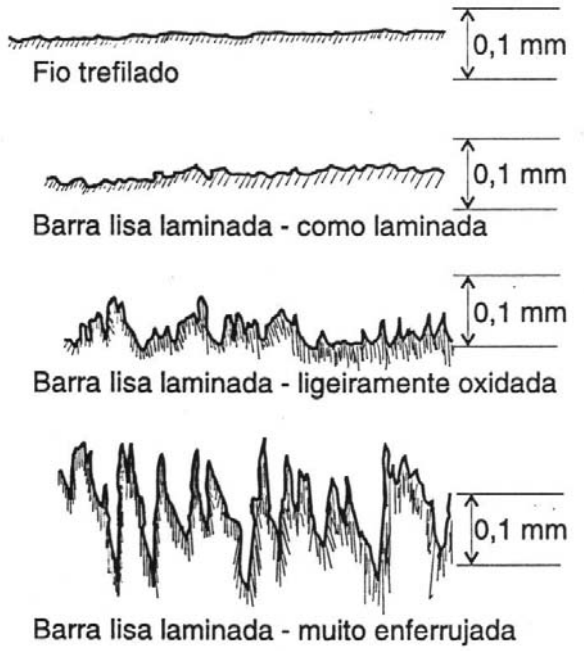


Figura 3.2 – Acabamento superficial de fios e barras lisas. original de FUSCO (1995) - escala horizontal/escala vertical = 1/36.

Nessas barras, a aderência depende praticamente da adesão química e do atrito, podendo se considerar um engrenamento mecânico; porém, muito menor que o obtido pela barra nervurada, a aderência por atrito e a mecânica nas barras lisas praticamente se confundem (ROSSI, 2002).

VALLE (1994) *apud* FUSCO (1995) demonstra que com a repetição das cargas há perda de aderência por adesão, tornando-se cada vez mais importante a aderência mecânica.

Conforme ROSSI (2002), as variáveis que influem na aderência mecânica são o espaçamento, a altura e a inclinação das nervuras, onde esses parâmetros estão associados à denominação "área relativa de nervura".

3.2. TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS ENTRE O CONCRETO E A ARMADURA

As tensões geradas no concreto são transmitidas à armadura – e vice-versa – pelos mecanismos já estudados anteriormente. Tem-se que o desempenho da ligação advém de um conjunto de fatores onde, na atualidade, se apresenta de forma bem compreendida para o concreto usual de baixa à moderada resistência à compressão.

Segundo LORRAIN (1997), as regras estabelecidas ao concreto comum, podem ser dispostas ao CAD. Contudo, não se mostram ainda satisfatoriamente seguras.

Para a compreensão da transmissão de esforços, toma-se como base o relatório sobre o estado da arte no assunto de TASSIOS (1979), citado por DUCATTI (1993) e por ROSSI (2002), que tendo desenvolvido seus estudos sob ensaios de arrancamento (*pull-out*) apresenta um modelo da curva de aderência. E também o trabalho de ORANGUN *et al.* (1977), que nos traz à idéia sobre as forças atuantes nas situações de ancoragem e de

emendas por transpasse em vigas, bem como as falhas da aderência provocadas pelas diversas rupturas do concreto.

Conforme DUCATTI (1993), o concreto e o aço tem a mesma deformação naquelas regiões das peças que estão sob compressão e em partes não tracionadas na estrutura. Nas seções transversais fissuradas as forças de tração são transmitidas pela armadura, conforme a Figura 3.3. Segundo o autor, geralmente os deslocamentos absolutos do aço e do concreto entre duas fissuras ou no comprimento de ancoragem são diferentes.

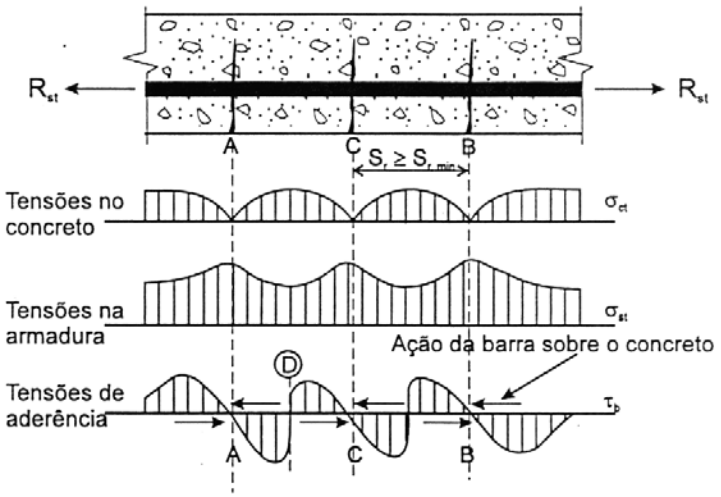


Figura 3.3 – Tensões entre o aço e o concreto nas regiões fissuradas.
original de FUSCO (1995).

Destes deslocamentos diferentes são geradas tensões de aderência na interface concreto-aço. As características do fenômeno são descritas melhor por uma relação entre a tensão de aderência local e o correspondente deslocamento (deslizamento) local da barra. Essas relações são necessárias para descrever os modelos analíticos de comportamento da ancoragem de barras e de emenda por transpasse (DUCATTI, 1993). A Figura 3.3 acima, demonstra sucintamente as tensões geradas numa região tracionada da estrutura.

3.2.1. COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA PELO MODELO DE TASSIOS

A aderência é tomada como uma tensão de cisalhamento entre a superfície da barra e o concreto circunvizinho. Onde, dessa forma, a tensão é transferida ao concreto basicamente pelo travamento entre as nervuras da barra com o concreto. A força resultante exercida pelo concreto tem um ângulo de inclinação β com o eixo da barra (Figura 3.4).

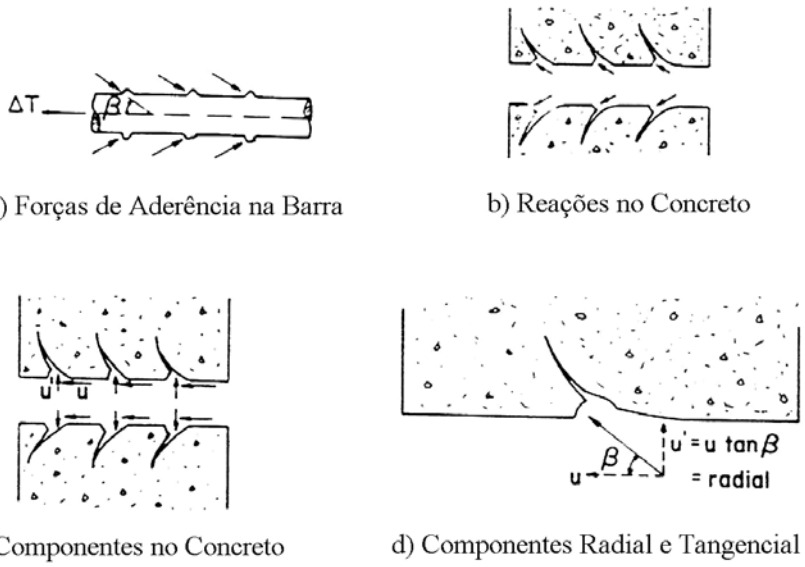


Figura 3.4 – Forças entre o concreto e a barra nervurada (ORANGUN *et al*, 1977).

No início do carregamento, o deslizamento é causado pela deformação elástica do concreto; mas, para cargas mais elevadas dar-se-á pelo esmagamento do concreto frente às nervuras (DUCATTI, 1993).

O modelo teórico de TASSIOS (1979) pode ser observado na Figura 3.5, com os vários estágios do desenvolvimento das tensões e dos respectivos deslizamentos. De acordo com esse autor, no início da solicitação, o aço e o concreto permanecem no regime elástico. Os dois materiais tem diferentes comportamentos de deformação. Até a tensão τ_{b0} os

deslocamentos são da ordem de micrômetros, tendo então a aderência por adesão química neste estado.

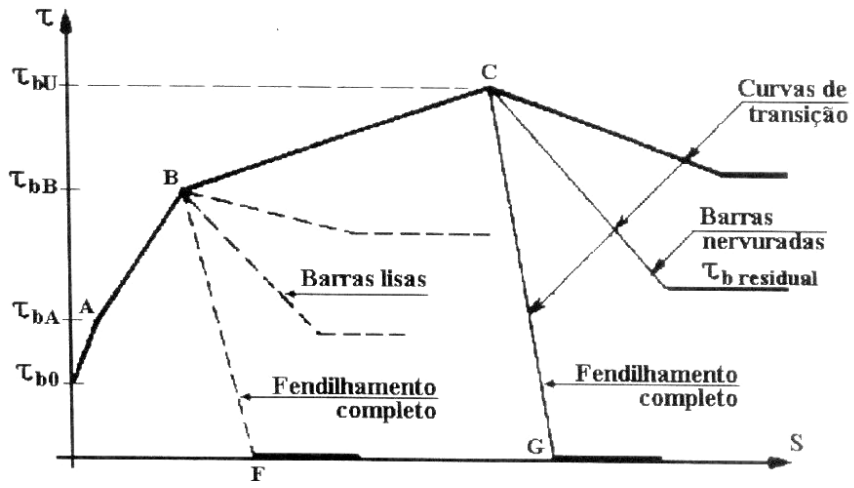


Figura 3.5 – Tensão de aderência pelo deslizamento da barra (TASSIOS, 1979).

Após o nível de tensão τ_{b0} com o aumento gradativo da carga, haverá mobilização do engrenamento mecânico da pasta com as superfícies das barras lisas e da argamassa com as nervuras das barras.

Para a tensão τ_{bA} registra-se as primeiras fissuras internas. Estas são denominadas como fissuras transversais, diagonais, ou ainda, de aderência. A resposta ao carregamento é modificada a partir deste ponto, pois a rigidez da ligação é diminuída, observada pela análise da inclinação da curva onde para os mesmos incrementos de tensão têm-se maiores deslizamentos. A medida que a tensão passa por τ_{bA} e continua à crescer, podem aparecer logo após, ou simultaneamente, fissuras de fendilhamento (fissuras longitudinais).

Essas fissuras de fendilhamento são totalmente irrompidas a medida que a tensão passa por τ_{bA}. Nesta situação as barras lisas podem ser perfeitamente arrancadas, deixando então um orifício quase intacto e, as barras nervuradas se não houver nenhum confinamento, explodem o concreto por fendilhamento ou tem seu deslizamento bem crescente em taxas muito mais aceleradas.

Barras nervuradas confinadas continuam apresentando deslizamento crescente sob a curva da Figura 3.5 entre o tramo τ_{bB} e τ_{bC}, devido ao aumento da capacidade de suporte diante às fissuras geradas pelo confinamento, como também pelo esmagamento do concreto em frente às nervuras.

Quando subseqüentemente se atinge o ponto τ_{bC}, pode se ter o arrancamento perfeito das barras nervuradas de alta aderência, em razão do ralamento do concreto pelas nervuras da barra. Deste ponto à diante, o deslizamento só é impedido pelo atrito concreto-concreto, até o estágio final de tensão residual $\tau_{bresidual}$. A tensão em τ_{bC} é referida como tensão última de aderência.

3.2.2. HIPÓTESES SOBRE A RUPTURA DO CONCRETO CONFORME ORANGUN, JIRSA E BREEN (1977)

Como já mencionado, a transferência da tensão de uma barra da armadura para o concreto é realizada essencialmente pelo travamento mecânico oferecido pelas saliências da barra e o concreto circunvizinho. A força resultante tem um ângulo β em relação ao eixo da barra (Figura 3.4) e, a sua componente radial é a causa do fendilhamento do concreto circundante na ruptura. Se, a componente da tensão paralela ao eixo da barra é u, então a componente radial da tensão de aderência é $u.tan\beta$

A tensão radial pode ser referenciada como uma pressão hidráulica atuando de dentro para fora, contra a parede de um tubo cilíndrico de concreto (Figura 3.6), tendo seu diâmetro interno igual ao diâmetro da barra, e a espessura C o menor valor entre:

a) o cobrimento inferior C_b
b) a metade do espaço livre S entre a barra considerada e a adjacente ou
c) o cobrimento lateral C_s

De acordo com CARVALHO (2002), é entendido que o cobrimento C é o menor valor entre o cobrimento de concreto sobre a armadura longitudinal em relação à face

tracionada da peça fletida, ou a metade da distância entre duas barras ancoradas ou emendadas. Através da Figura 3.6 pode-se observar melhor esta citação.

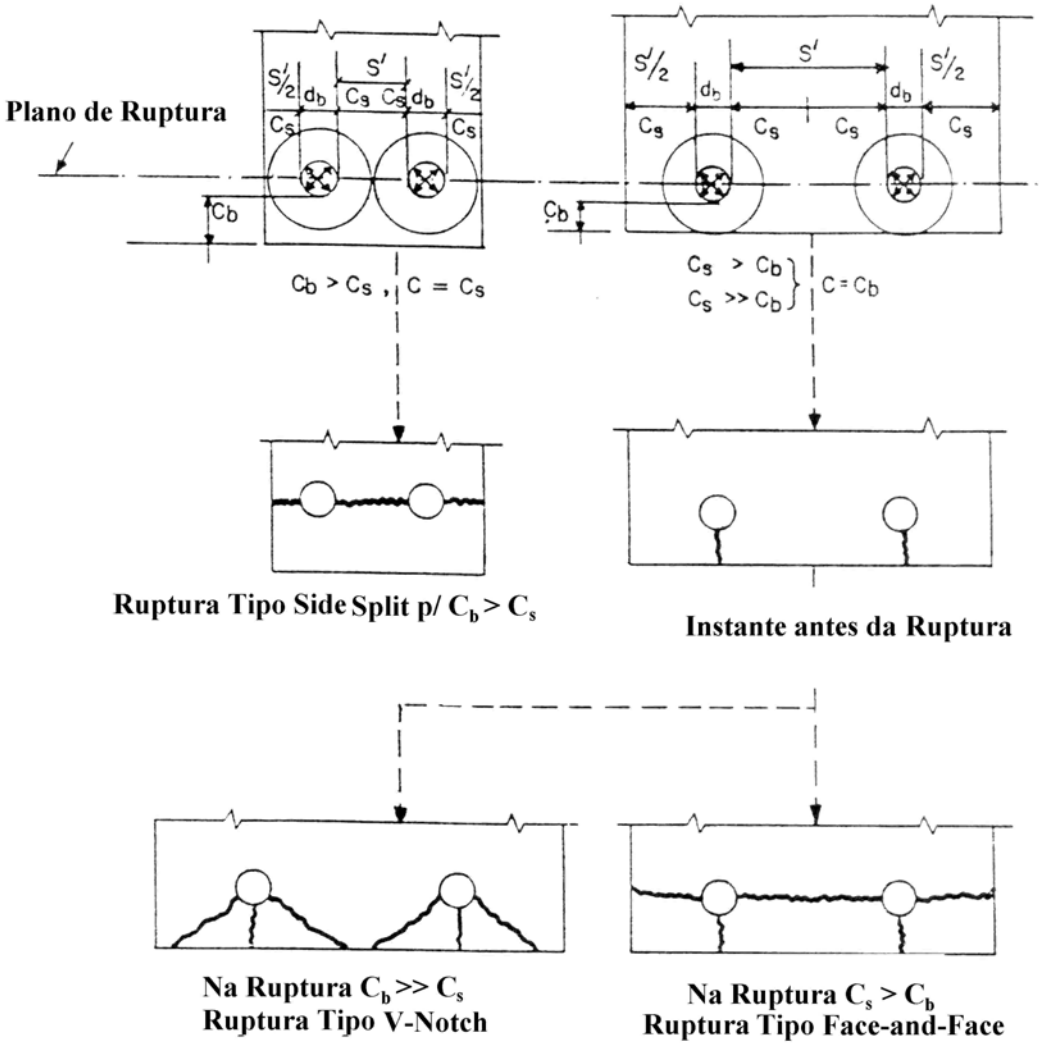


Figura 3.6 – Padrões de ruptura de barras ancoradas (ORANGUN *et al*, 1977).

A capacidade deste cilindro depende da resistência à tração do concreto. Quando essa capacidade é extenuada, surgem fissuras de fendilhamento no concreto. Com C_b>Cs um fendilhamento horizontal de desenvolve ao nível das barras consideradas, denominado em "ruptura por fendilhamento lateral" (*Side Split failure*). Com C_s>C_b formam-se fissuras através do cobrimento inferior, antes da ocorrência ao longo do plano das barras. Este tipo

de fissuras é denominado “ruptura por fendilhamento facial e lateral” (*Face-and-Side Split Failure*).

No entanto, quando $Cs>>C_b$ as fissuras longitudinais se formam antes do aparecimento de fissuras inclinadas, com as quais originam o tipo de “ruptura em forma de entalhe em V” (*V-Notch Split Failure*). Esses modelos de ruptura por fendilhamento foram descritos anteriormente pelo Comitê ACI 408 (1966).

Agora, na emenda por transpasse onde as barras são dispostas lado a lado, os dois cilindros para as duas barras emendadas se interagem para formar, na seção, um anel oval como demonstrado na Figura 3.7. Os modelos de ruptura são similares àqueles de barras simples.

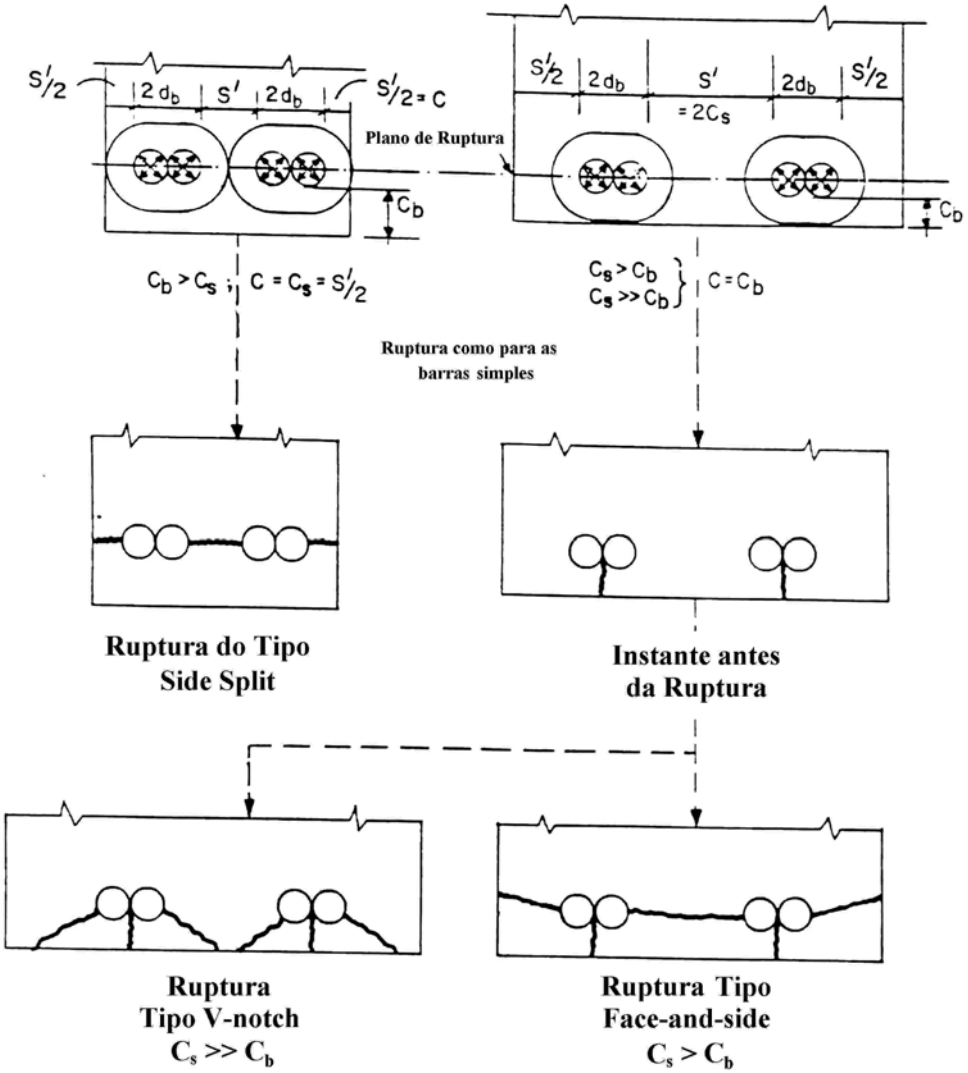


Figura 3.7 – Padrões de ruptura de barras emendadas por transpasse (ORANGUN *et al*, 1977).

A ruptura por fendilhamento é mais comum em vigas do que em ensaios de arrancamento (*pull-out tests*). Onde nestes, uma barra é embutida no concreto fresco e depois arrancada no concreto endurecido (DUCATTI, 2001).

ORANGUN *et al* (1977) relata que TEPFERS (1973) analisou a distribuição de tensões no cilindro de concreto que envolve uma barra da armadura com auxílio da pressão hidráulica. Entretanto, nenhuma tentativa até agora foi feita para analisar as tensões no cilindro de concreto de seção oval ao redor das duas barras, devido a distribuição desuniforme da tensão de aderência e da incerteza do valor do ângulo β.

TEPFERS (1973) e FERGUSON e BRICENO (1977) *apud* ORANGUN *et al* (1977), mostraram que a variação da deformação nas barras ao longo da emenda se torna praticamente linear quando se aproxima da carga de ruptura (*ultimate load*). Dessa forma, a tensão tangencial u pode ser determinada a partir da tensão máxima de tração na barra (f_s), tendo então a seguinte determinação:

$$u = \frac{A_b.f_s}{\pi.d_b.l_d} = \frac{d_b.f_s}{4.l_d} \qquad \text{(equação 3.1)}$$

Conseqüentemente, se o valor do ângulo β é conhecido, então é possível determinar a componente da tensão tangencial u' que provoca o fendilhamento do concreto. GOTO (1971) determinou, a partir de medidas das inclinações das fissuras internas que irradiam de uma barra tracionada embutida num bloco de concreto (método similar ao ensaio de tirantes da ABNT), que o ângulo de inclinação β pode variar de 45 a 80 graus, dependendo se as nervuras da barra são normais ou inclinadas em relação ao eixo da barra, ou se elas são de forma ondulada (mossas).

Igualando a tensão à tração do concreto às tensões que provocam o fendilhamento, uma relação entre as propriedades do material e características geométricas da emenda pode ser determinada.

FERGUNSON e BRISCENO (1969) *apud* ORANGUN *et al* (1977) desenvolveram equações para as rupturas por fendilhamento lateral e para o facial-lateral utilizando o valor do ângulo β igual a 45 graus.

ORANGUN *et al* (1975) *apud* DUCATTI (2001) examinaram a possibilidade de determinar o valor médio para o ângulo β a partir de resultados de ensaios sobre comprimentos de transferência de esforços empregando as equações ora deduzidas por TEPFERS (1973). Os citados constataram que o valor de $tg\ \beta$ varia entre 0,77 e 1,32 conforme se emprega o modelo elástico e elasto-plástico utilizados por TEPFERS (1973). Observa-se que, os valores da $tg\ \beta$ advindos das experiências de GOTO (1971) se situam neste intervalo e que o valor suposto por FERGUSON e BRICENO (1969) corresponde quase à média deste intervalo.

3.3. ADERÊNCIA EM RAZÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

Conforme TEPFERS (1982), a tensão de aderência atua como uma força cortante, que aumenta com a tensão de tração ou de compressão do concreto. A menor das resistências, cortante, tração ou compressão, que for excedida primeiro resultará na condição de aderência. Conseqüentemente, três tipos intrínsecos de aderência podem ser distintos à resistência do concreto.

1) Falha na resistência ao cisalhamento: se a resistência ao cisalhamento, que é baixa e menor ainda em barras lisas, vir à falhar, poderá romper em todo o perímetro da barra e, esta poderá ser arrancada. Este tipo de falha ocorre com maior freqüência nos casos de barras lisas de diâmetros maiores.

2) Falha pelo fendilhamento do concreto de cobrimento: se a resistência ao cisalhamento é tamanha quanto a tensão de tração principal que excede a resistência à tração do concreto, fissuras poderão aparecer transversais à tensão de tração principal. Quando essas fissuras ocorrem a força de aderência é irradiada para fora do perímetro da barra. Estas conclusões são observadas em GOTO (1971), LUTZ e GERGELY (1967) e em REHM (1961), descritas pelas

Figuras 3.5 e 3.6 (de ORANGUN *et al*. em 3.2.2.). As forças que irradiam da barra podem ser resistidas pelo concreto ao redor se as falhas forem imediatamente contidas. De outra maneira, este tipo de aderência é a falha mais comum em estruturas de concreto com barras nervuradas.

3) Fissuras ao longo da nervura da barra: se o fendilhamento é resistido pelo concreto circunvizinho, então a falha de aderência no caso de barras nervuradas pode ocorrer como ruptura do concreto por força cortante ao redor da nervura da barra. Esta é a máxima tensão de aderência possível, e segundo TEPFERS (1982), pode ser estudada em ensaios de arrancamento em curtos cumprimentos de aderência (= 3Ø). Nas estruturas de concreto ordinário é raramente alcançada.

Ainda em meados dos anos 50, CHINN *et al*. (1955) realizaram estudos da influência do fendilhamento sobre a aderência. Afirmaram que o fendilhamento não estava para ser um novo fenômeno, mas, para além de ser visto com ênfase por ter sido direcionado mais com respeito à sua eliminação, como um indesejável fator nos ensaios, do que para um estudo de seus efeitos sobre a capacidade de aderência.

Esses autores pesquisaram entre outros fatores, a influência da resistência à compressão do concreto em vigas com barras nervuradas transpassadas no terço médio. Relataram que a resistência da emenda dependeu significativamente da largura da viga, cobrimento sobre o aço e o comprimento da emenda. As 40 vigas ensaiadas forneceram pouca comparação entre as vigas com diferentes resistências à compressão. As espécies que romperam por fendilhamento no fundo da viga (padrão de ruptura conforme Figura 3.6), mostraram-se pouco sensíveis à resistência do concreto. As vigas que romperam por fendilhamento lateral demonstraram maior variação com f_c.

DUCATTI (1993) afirma que a compressão do concreto é importante para suportar as tensões concentradas geradas nas nervuras. O autor frisa que a resistência à tração do concreto limita sua resistência à compressão num campo multi-dimensional de tensão. Se a

ruptura foi causada pelo início das fissuras de cisalhamento nos consolos de concreto, a resistência de aderência é proporcional à $f_{cm}{}^{x}$, com x variando entre 0,5 e 1,0.

Para REYNOLDS e BEEBY (1982), o movimento da barra é resistido pela estrutura compressiva do concreto agindo sobre as nervuras. O outro lado final desta estrutura é equilibrada por um arco de tração pelo concreto circunvizinho. Os autores condizem dessa forma que, a ruptura ocorre quando o arco de tração excede a capacidade de tração do concreto. Este modelo é o proposto por TEPFERS (1982).

REYNOLDS e BEEBY (1982) expõem que, a tensão de aderência é proporcional à resistência à tração do concreto. Esta pode ser considerada para ser proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão do concreto - $\sqrt{f_c}$. Isto é, de certa forma, universalmente aceito. Entretanto, pesquisas recentes (*in* DUCATTI, 2001) têm demonstrado que a raiz quadrada pode não prover bom desempenho quando aplicada ao Concreto de Alto Desempenho.

ROSSI (2002) analisou a influência da resistência à compressão sobre o método RILEM/CEB/FIP que presume a aderência em vigas articuladas com alta taxa de armadura de confinamento. O método, que prevê a leitura da resistência de aderência sob deslizamentos da barra, forneceu os seguintes valores médios para as amostras (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Tensão de aderência pela resistência à compressão do concreto (ROSSI, 2002)

f_c (28 dias)	**Tensão média de aderência** (MPa)
25 MPa	7,0
50 MPa	11,8
85 MPa	19,2

Num trabalho investigativo sobre a influência da sílica à aderência, GJORV, MONTEIRO e MEHTA (1990) estudaram o comportamento mecânico, empregando o ensaio de arrancamento (*ASTM C 234*), em concretos com resistências à compressão de 35, 42, 63 e 84 MPa (5000, 6000, 9000 e 12000 *psi*, respectivamente). Para visualizarmos a

influência da resistência, empregaremos uma das famílias estudadas, produzida com 8% de sílica ativa.

Tabela 3.2 – Força de arrancamento das barras pela resistência à compressão GJORV *et al.* (1990)

Classe	f_c (MPa)	ft_c (MPa)	ft_c / f_c	Barra Lisa*		Barra Nervurada*	
				Superior	Inferior	Superior	Inferior
35	23,77	3,50	0,15	453,59	1147,59	6205,14	6894,60
42	39,89	4,88	0,12	934,40	1383,46	8255,38	10115,11
63	64,81	5,77	0,09	4694,68	4263,77	11022,29	11657,32
84	80,63	6,18	0,08	4717,36	8618,26	15195,34	14968,55

* Força necessária ao arrancamento em Kgf

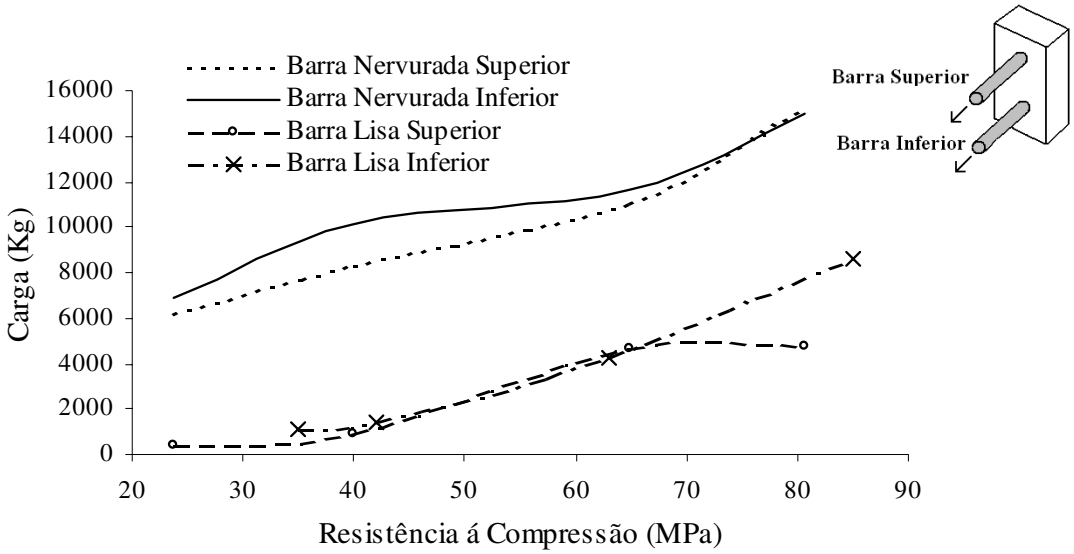


Figura 3.7 – Força de Arrancamento pelo aumento da resistência à compressão. A partir de GJORV, MONTEIRO e MEHTA (1990).

É de fácil compreensão pela Figura 3.7 que, a resistência ao deslizamento aumenta com o acréscimo da resistência à compressão. A tensão de aderência mostra-se linear à resistência do concreto, entretanto, não é gradualmente proporcional a esta, podendo a citação ser melhor observada pela Figura 3.8 seguinte.

ESFAHANI e RANGAN (1998a) relacionaram a tensão de aderência com as resistências à compressão e tração do concreto sob ensaios de arrancamento. Empregaram espécimes com pequenos comprimentos de aderência, onde estes são designados

especialmente para estudar o comportamento entre a razão do cobrimento do concreto pelo diâmetro da barra (C/d_b) sob a resistência do concreto (f_c).

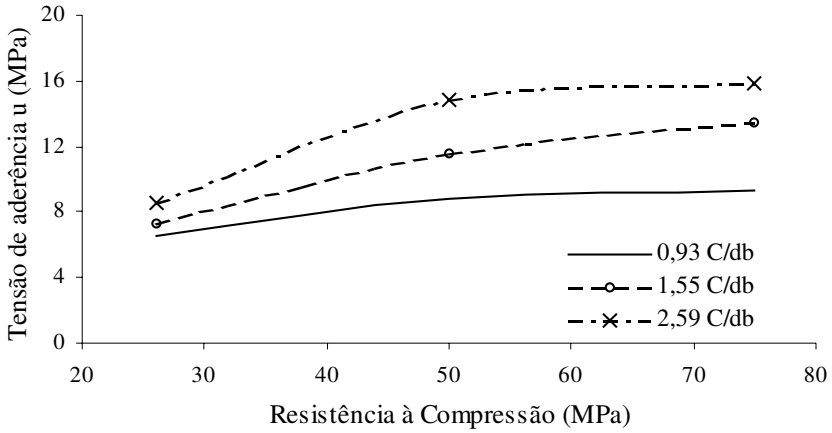


Figura 3.8 – Tensão de aderência pela resistência à compressão das amostras Y20, a partir de ESFAHANI e RANGAN (1998a).

Os autores analisaram as tensões de aderência prevista por duas equações: uma advinda de TEPFERS (1973), que fora desenvolvida para concretos com resistências menores que 30 MPa. A outra, uma evolução da primeira para concretos de resistência à compressão maior que 50 MPa. Estas duas equações deduzem, entre outros parâmetros, que a resistência de aderência é proporcional à resistência à tração do concreto (f_{ct}).

Observaram que a razão f_b/f_{ct} aumenta com o acréscimo da resistência à compressão. Para uma mesma razão de C/d_b o valor de f_b/f_{ct} é maior nos casos de concretos de altas resistências quando comparados ao valores do concreto de resistência normal.

De acordo com LUTZ e GERGELY (1967) e AKASHI *et al*. (1991) *apud* ESFAHANI e RANGAN (1998a), a ruptura do concreto frente as nervuras resultam num novo ângulo da superfície de deslizamento, com um menor grau de inclinação. Medindo a tensão da deformação da tração circunferencial em cilindros de concreto, AKASHI *et al*. (1991) fundamentaram que a nova superfície causou uma maior força de fendilhamento e, portanto uma menor resistência de aderência.

Quando a resistência do concreto é baixa, esta pode romper-se na frente das nervuras. Isto produzirá uma nova superfície de escorregamento com um ângulo da face menor (Figura 3.9), fazendo com que a razão da força de fendilhamento pela força de aderência ($tg\ \alpha$) aumente e o valor de u/f_{ct} diminua.

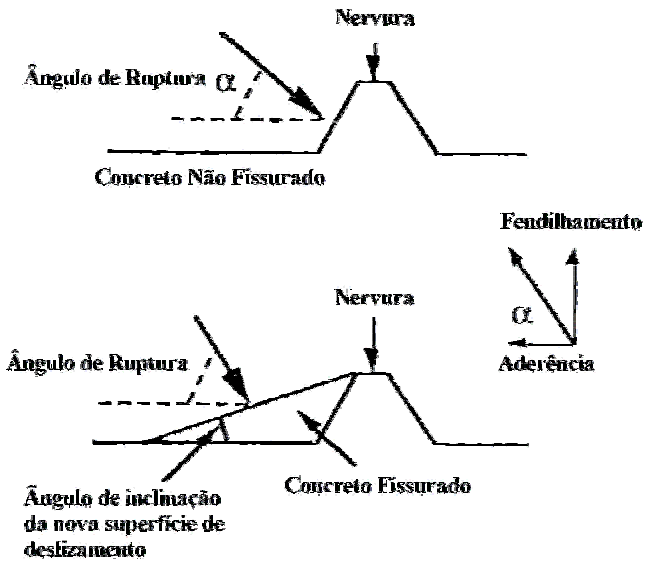


Figura 3.9 – Ruptura do concreto em frente as nervuras. ESFAHANI e RANGAN (1998a).

ESFAHANI e RANGAN (1998a) afirmam que, entretanto, a extensão da ruptura do concreto defronte às nervuras decresce com o acréscimo da resistência do concreto. Em seus experimentos, a resistência de aderência é maior nas amostras com CAD em relação às amostras com concreto convencional, mas não significativamente maior na comparação dos valores de f_b/f_{ct} das amostras de 75 MPa em relação às de 50 MPa.

AZIZINAMINI *et al*. (1993) já tinham demonstrado esse comportamento para o CAD. Uma das maiores diferenças entre o CAD e o concreto convencional, encontradas nos experimentos realizados, é a de que a resistência de $u/\sqrt{f_c}$ é menor para o CAD que para concretos convencionais. E ainda, discutem que a distribuição da tensão de aderência pode não ser uniformemente distribuída ao longo da emenda, como acontece para o concreto convencional.

Numa barra embutida no concreto e submetida ao carregamento axial de forças de tração, como demonstrado na Figura 3.10, em baixos níveis de carga (Figura 3.10a) às nervuras começam a entrar em contato com o concreto (da nervura mais próxima da carga).

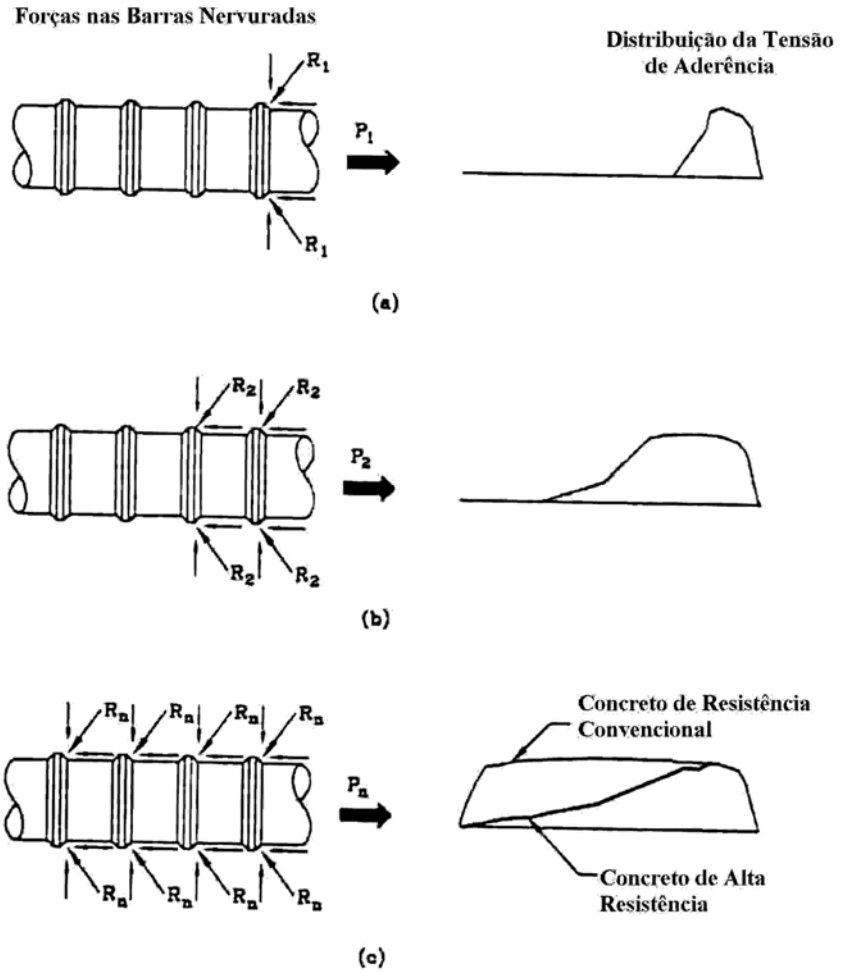


Figura 3.10 – Idealização do comportamento de barras nervuradas embutidas no concreto e submetidas á tração. AZIZINAMINI *et al* (1993).

Consequentemente, esta nervura exercerá uma força orientada sobre o concreto. A força componente horizontal produz a tensão de aderência. A Figura 3.12 mostra a distribuição de tensão correspondente. Ao aumentar a carga, esta componente irá provocar a ruptura do concreto nas vizinhanças das nervuras. Esta ação, segundo

AZIZINAMINI *et al*. (1993), permitirá que a próxima nervura entre em contato com o concreto e participe resistindo a tração aplicada (Figura 3.10b). Conforme os autores, o Código de Obras do *ACI* assume que a tensão de aderência é uniforme, o que implica que todas as nervuras estarão resistindo às forças aplicadas (Figura 3.10c) e, é assumido para o concreto de resistência normal.

Todavia, nos ensaios desses autores conduzidos com CAD, as superfícies da barra diante das nervuras estavam limpas e não indicavam ruptura no concreto. A observação sugere que a distribuição de aderência pode não ser uniforme no concreto, como indicado pela Figura 3.10.

Pode-se notar que a capacidade de suporte do concreto é relacionada à f_c, onde a capacidade de tração é relacionada à. $\sqrt{f_c}$ Entretanto, como um exemplo, assumindo que a capacidade de suporte e capacidade de tração do concreto sejam 0,85 f_c e $5\sqrt{f_c}$, respectivamente. A razão da capacidade de suporte p/ um concreto 103 MPa (15000 psi) sobre um concreto de 34 MPa (5000 psi) deveria ser 3, mas essa razão é 1,73. Dessa forma vê-se que, a resistência é 3 vezes maior enquanto a capacidade de resistência à tração aumenta somente 1,73 vezes.

Disto, implica-se que nem todas as nervuras podem estar agindo, ficando para as primeiras poucas nervuras a maior contribuição. Como as primeiras nervuras estão mais ativas e o fato de que, no concreto de alta resistência, a capacidade à tração não aumenta na mesma proporção que a resistência à compressão, poderia ser concluído que nos casos do CAD e com pequeno cobrimento das barras na região da emenda, a falha poderá ocorrer pelo fendilhamento do concreto antes de ser alcançada a carga última uniformemente distribuída. Esta distribuição não-uniforme ao longo da emenda é responsável pelo menor valor alcançado pelo CAD em proporção à resistência dos concretos convencionais. (AZIZINAMI *et al.*, 1993).

Como se vê, ainda é controversa a real influência da resistência do concreto de alto desempenho sobre a aderência. DARWIN *et al*. (1996) defendem que a relação com $f_c^{1/2}$ não provê uma precisa representação do efeito da resistência do concreto sobre a aderência nas classes de resistência dos concretos empregados atualmente.

As resistências de ancoragem e de emenda são subestimadas para concretos de baixa resistência e superestimados para concretos de alta resistência. Para os autores, a relação com $f_c^{1/4}$ fornece uma melhor representação dos efeitos da resistência do concreto, sobre a resistência de aderência em concretos na faixa de 17 a 110 MPa (2.500 à 16.000 psi).

3.4. INFLUÊNCIA DO COBRIMENTO DAS ARMADURAS

Dada a compreensão dos mecanismos da transmissão de esforços entre os materiais, é possível ter-se uma clara idéia da influência do cobrimento sobre o desempenho da ligação. Os anéis de tensões de tração e compressão formados requerem uma dada camada para suporte dos esforços. Um valor menor do cobrimento que o arco de tensão necessário, ocasionará uma redistribuição não-uniforme das tensões, levando ao fendilhamento sob um menor valor de aderência.

A partir das ilustrações feitas por TEPFERS (1979) pode-se obter uma melhor compreensão. O autor emprega um modelo de anel de concreto (Figura 3.11) para determinar equações afim de predizer a resistência do concreto de cobrimento à fissuração. A Figura 3.14 mostra o modelo de tensões para o anel no estados plástico não-fissurado.

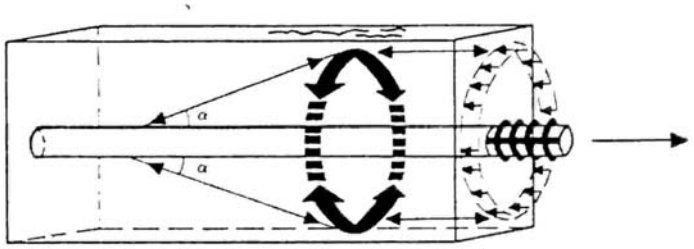


Figura 3.11 – Representação esquemática das componentes radiais das forças de aderência que são contrabalanceadas pelos anéis tensionados à tração no concreto numa zona de ancoragem TEPFERS (1979).

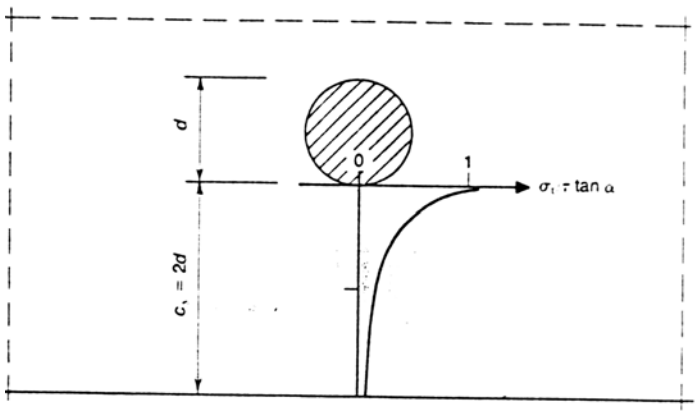


Figura 3.12 – Variação na tensão de tração no concreto de cobrimento transversal à barra nervurada para o caso particular de C_y = 2d. TEPFERS (1979).

CHINN *et al*. (1955) afirmam que acrescendo o cobrimento aumenta-se a resistência ao fendilhamento. Os autores constataram um aumento na resistência de aderência de 12% quando o cobrimento foi aumentado de 0,75" (19 mm) para 1,50" (38 mm).

De acordo com ORANGUN *et al*. (1979), o valor do ângulo β (demonstrado na Figura 3.4) formado entre o eixo da barra e a resultante de compressão, pode variar substancialmente dependendo da suposição feita. Isto reduz a um parâmetro a influência do cobrimento e espaçamento entre as barras, e foi uma alternativa à aproximação empírica empregada por FERGUNSON e KRISHNASWAMY (1971) *apud* ORANGUN *et al*. (1979), onde ambos, cobrimento de fundo e espaçamento lateral foram considerados como parâmetros separados.

Os autores, segundo ORANGUN *et al*. (1979), concluíram que a média da resistência de aderência ($f_b = d_b f_s / 4 l_s$) para emendas numa região de momento constante, sem armadura transversal, depende da resistência do concreto, do comprimento da emenda e, também do diâmetro e cobrimento das barras.

Avaliando o comportamento de armadura transversal na região de emendas em concreto de alto-desempenho (60 MPa), HAMAD e NAJJAR (2002) confeccionaram vigas empregando três diferentes diâmetros com três valores de cobrimentos. A cada família da relação C/d_b foram ensaiadas 5 amostras, onde cada uma delas possuíam 1,2,3,4 ou nenhum estribo na região da emenda. A Figura 3.13, adaptada de HAMAD e NAJJAR (2002), mostra um aumento quase que linear da aderência com o acréscimo do cobrimento do concreto da média das cinco amostras de cada cobrimento.

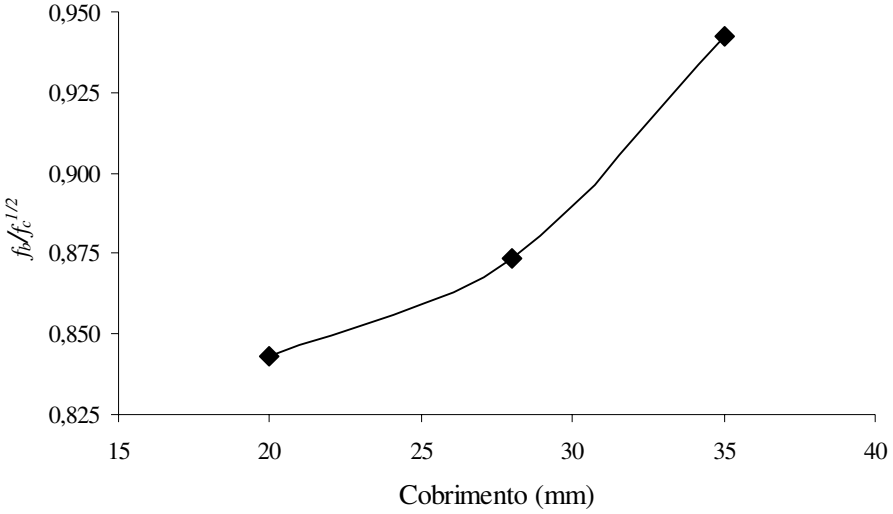


Figura 3.13 – Efeito do cobrimento da barra sobre a tensão de aderência - a partir de HAMAD e NAJJAR (2002).

Ainda assim, vários pesquisadores que vêm buscando uma equação para dimensionar, predizer a real influência do cobrimento, não têm obtido consenso sobre um valor definido. A exemplo, REYNOLDS e BEEBY (1982) empregam nove equações de diferentes autores e, estudando somente a variação do cobrimento, observaram que a tensão de aderência cresce de forma linear ao cobrimento. Entretanto, os autores citam que num aumento do cobrimento de 25 mm para 75 mm, o aumento da tensão de aderência variou de 0% à 200%.

ESFAHANI e RANGAN (1998a), estudaram a influência de C/d_b e f_c empregando o ensaio de arrancamento (*pull-out test*) com pequenos comprimentos de ancoragem e,

concluíram que para um valor da razão do cobrimento pelo diâmetro da barra, o valor de f_b/f_{ct} é maior para os casos de concreto de alto-desempenho (CAD) que para concretos de resistência convencional. A Figura 3.14 apresenta as curvas obtidas com as amostras Y20.

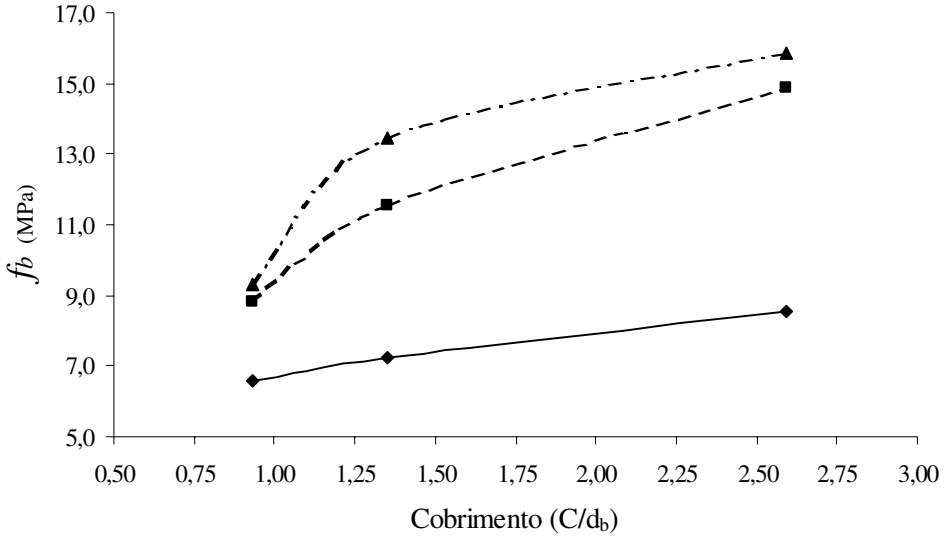


Figura 3.14 – Influência do cobrimento e da resistência à compressão sobre as amostras Y20. adap. de ESFAHANI e RANGAN (1998a).

3.5. INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO DA BARRA

O fenômeno da aderência torna-se complexo à vista de que são vários os parâmetros influenciadores. Como estudado anteriormente, o arco de tensões gerado ao redor da barra sofre efeito do cobrimento e, adjunto à esse têm-se o diâmetro da barra como outro parâmetro influenciador na resistência de aderência.

Segundo SOROUSHIAN e CHOI (1989) *apud* BARBOSA (2003), que em seus experimentos observaram uma queda da tensão última de aderência em ensaios de arrancamento com barras nervuradas, deduziram que a redução da aderência pelo aumento do diâmetro da barra possa ser explicada por uma maior quantidade de material poroso na interface concreto-aço.

Esses autores citaram que o diâmetro, aliado à maior dimensão das nervuras, retêm mais água de amassamento na face inferior da barra (exsudação interna). Conforme BARBOSA (2003), esse aumento enfraquece a ligação entre a matriz de argamassa e a armadura, tornado-a mais porosa e facilitando seu esmagamento por compressão das nervuras.

Pela teoria desenvolvida por TEPFERS (1979), citada anteriormente, a tensão de aderência é inversamente proporcional ao cobrimento, fazendo-a uma relação direta na razão obtida do cobrimento pelo diâmetro da barra. A equação abaixo, extraída de TEPFERS (1979), fornece a tensão de aderência na barra quando, no estado plástico, o cilindro de concreto circunvizinho à barra é rompido e fissuras longitudinais aparecem. Isto dar-se-á quando a tensão no arco e no cobrimento excedem a tensão de tração do concreto.

$$f_{cbc} = f_{ct} . \frac{2.Cy}{d} \qquad \text{(equação 3.2)}$$

onde:
f_{cbc}: tensão de aderência quando o cobrimento fissura
d: diâmetro da barra
C_y espessura do cobrimento de concreto
f_{ct}: resistência do concreto à tração

Na maioria das equações empregadas para estimar a tensão de aderência, o cobrimento e o diâmetro são adotados pela razão C_b/d_b; pois, uma vez que, o arco de tensões circunvizinho à barra é proporcional ao diâmetro desta, é também influenciado pelo cobrimento e disposição da barra.

DUCATTI (1993) empregou, entre outros tipos, o ensaio das quatro barras no estudo da aderência em concreto convencional e de alta resistência. Observou que para ambos tipos de concreto houve maior aderência entre o aço e o concreto para barras de menores diâmetros. Empregando a equação 3.2 acima, encontrou que os modelos T9 com barras de 19 mm apresentaram 20% a mais na tensão de aderência que nos modelos U9,

com barras de 25 mm. A Tabela 3.3 e a Figura 3.15 mostram os resultados obtidos por DUCATTI (1993). Todos os comprimentos de ancoragem foram $10d_b$ moldados em corpos-de-prova cilíndricos.

Tabela 3.3 – Resultados de DUCATTI (1993) com o ensaio das quatro barras

Corpo-de-prova	Diâmetro das barras	Distância entre as barras (mm)	f_{cm} MPa	Tensão de Ruptura (MPa)	$T_{max}/f_c^{1/2}$
U9/S	25	90	89,2	12,9	1,37
U7/S		70	89,2	8,9	0,94
U5/S		50	89,2	9,1	0,96
U9		90	48,7	10,1	1,44
U5		50	48,7	8,1	1,16
T9/S	19	90	88,0	---	---
T7/S		70	88,0	16,0	1,70
T5/S		50	88,0	16,7	1,78
T9		90	46,5	19,7	2,88
T5		50	46,5	14,0	2,06
M9/S	12,5	90	88,0	---	---
M7/S		70	88,0	20,7	2,20
M9		90	46,5	---	---
M7		50	46,5	21,4	3,13

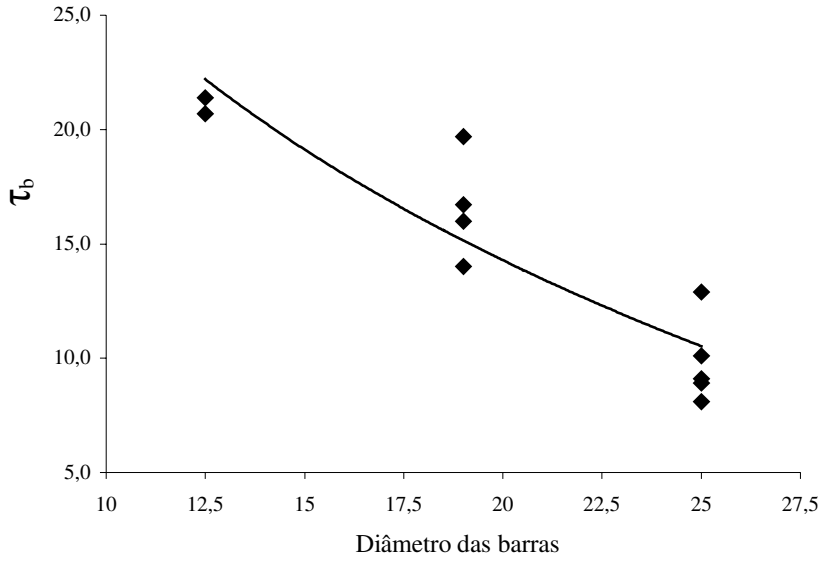


Figura 3.15 – Efeito do diâmetro da barra nos estudos de DUCATTI (1993).

DE LARRARD *et al*. (1993) observaram numa revisão da literatura que, são poucos os dados de CAD com resistências próximas a 100 MPa com respeito à fragilidade da aderência entre o concreto e o aço sob os aspectos do diâmetro da barra. Disto, realizaram um estudo sobre a influência deste parâmetro em concretos de 100 MPa e 40 MPa, empregando o ensaio de viga articulada do RILEM.

Os autores empregaram barras nervuradas de 10, 16 e 25 mm, e ainda barra lisa de 25 mm. Ensaiaram três amostras para cada diâmetro, onde os comprimentos de ancoragem, para as barras nervuradas, foram de $3d_b$ para as amostras de 10 e 16 mm, e $2{,}5d_b$ para as de 25 mm. A Figura 3.16 mostra os resultados obtidos com as amostras de concreto convencional (40 MPa) e Concreto de Elevado Desempenho (CED - 100 MPa) com as barras nervuradas.

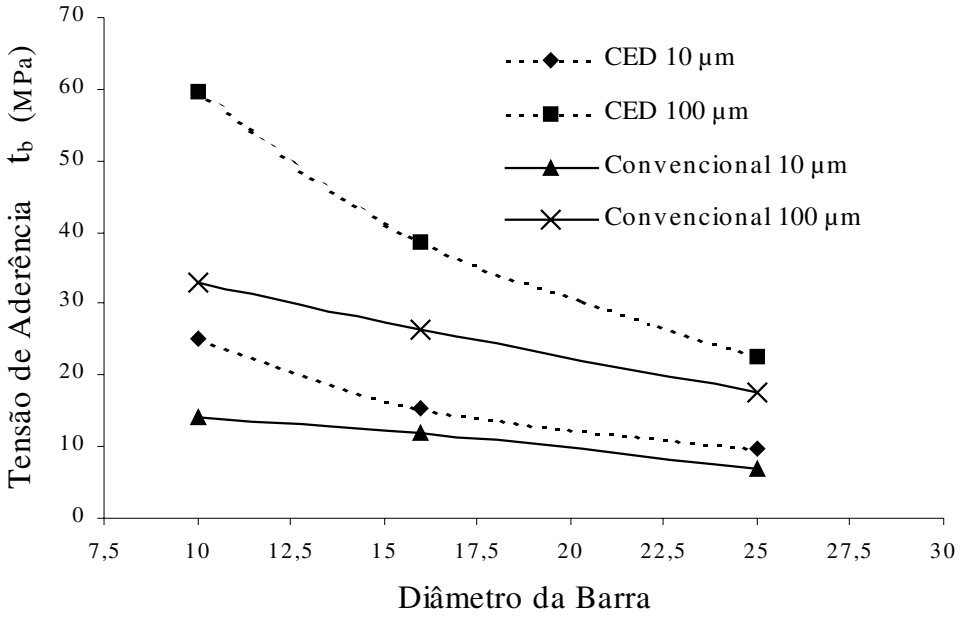


Figura 3.16 – Tensões de aderência pelo diâmetro das barras nervuradas obtidas por DE LARRARD *et al*. (1993).

De acordo com DE LARRARD *et al*. (1993), este aumento da tensão de aderência com a redução do diâmetro da barra está relacionado à retração autógena do concreto. E, a força de atrito e a última tensão de aderência são esperadas por depender principalmente da quantidade de reforço transversal. O efeito do diâmetro tem sido enfatizado com o uso do Concreto de Alto Desempenho: o ganho obtido foi de 80% com a barra de 10 mm e 25% com a de 25 mm.

BARBOSA (2003) desenvolveu um estudo da influência do diâmetro da barra em concretos plásticos, variando a resistência à compressão de 20 à 100 MPa. Empregou o ensaio de arrancamento (*pull-out*) normalizado pelo CEB-RC6. O método que consiste na tração de uma barra ao centro de um molde prismático, com múltiplos do diâmetro da barra, tendo uma ancoragem efetiva de 5Ø e um trecho inicial sem aderência de 5Ø, sendo assim o prisma tem as medidas de 10Ø da barra ensaiada. Os resultados obtidos pela pesquisadora são demonstrados na Figura 3.17.

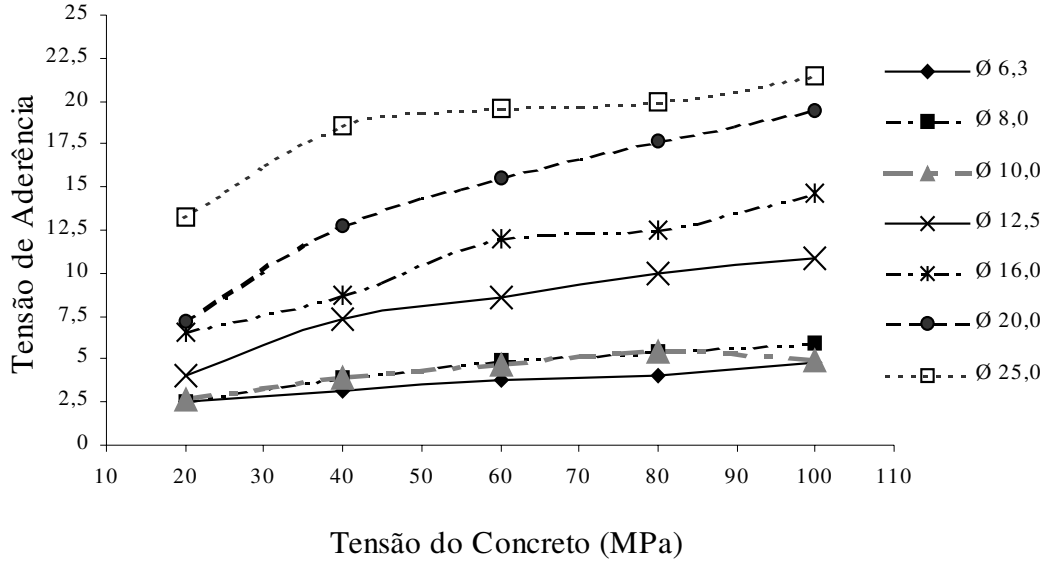


Figura 3.17 – Tensão de aderência pelo diâmetro das barras em função da resistência do concreto (BARBOSA, 2003).

Desse estudo BARBOSA (2003) verificou que, a medida em que se aumenta o diâmetro da barra, a tensão de aderência aumenta. A afirmação contrária, de que numa zona de transição aço-concreto nas barras de maior diâmetro, aliadas às maiores dimensões das nervuras retenham mais água de amassamento na face inferior da barra, enfraqueça a ligação é, para a autora, um comportamento mais relacionado ao adensamento do concreto que à espessura da zona de transição aço-concreto.

Contudo, BARBOSA (2003) cita que SORETZ (1972) e ELIGEHAUSEN *et al* (1983) consideram essa variável de menor importância para barras de diâmetro nominal entre 8 e 32 mm, desde que o cobrimento e o comprimento de ancoragem sejam múltiplos do diâmetro da barra.

Como visto na equação 3.2 dada por TEPFERS (1979), se mantido o cobrimento e diâmetro múltiplos, a aderência dependerá da resistência à tração do concreto e, da tensão de escoamento da barra pela equação 3.1. A relação da razão do cobrimento pelo diâmetro da barra pode ainda ser melhor observada na Figura 3.16 dos experimentos de ESFAHANI e RANGAN (1998a).

Entre tantos outros trabalhos observados, somente o de BARBOSA (2003) apresentou ganho de aderência com o aumento do diâmetro da barra. Embora, do seu trabalho exposto não se pôde ter maiores observações, vê-se que o cobrimento e comprimento de ancoragens múltiplos do diâmetro sejam os fatores principais pelos expressivos valores obtidos.

No trabalho de DE LARRARD *et al.* (1993), o cobrimento foi mantido com o diâmetro variável e teve-se um declínio da aderência com o aumento do diâmetro. O método de ensaio empregado pelos autores prevê uma alta taxa de armadura de confinamento, provida pelas armaduras de pele empregadas, com isto, a influência do cobrimento pode ser então negligenciada.

Dessa forma, vê-se que a resistência de aderência tende a ser reduzida com o aumento do diâmetro da barra, onde, têm-se assim conjuntamente um aumento do tamanho e espaçamento da nervura.

3.6. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA EMENDA

A importância da relação do comprimento da emenda sobre a tensão de aderência tem sido estudada por vários pesquisadores durante os tempos. ICHINOSE (2004), em seu trabalho avaliando os vários parâmetros influenciadores na tensão de aderência, relata que a resistência de aderência da emenda é uma questão importante sobre projetos de resistência sísmica, devido ao emprego de barras de menores diâmetros, pode-se levar à falha de aderência por fendilhamento sob fortes terremotos.

Conforme DARWIN *et al.* (1995, 1996) a relação entre a força de aderência e os comprimentos de transferência (*ld*) é linear, mas não proporcional. Assim, para aumentar a força de aderência (tensão na barra) de uma determinada porcentagem é necessário mais do que esta porcentagem de aumento.

A partir dos resultados de 290 ensaios antigos, feitos a partir de 1975. DARWIN, *et al.* (1992a, 1992b), encontraram uma equação que demonstra que a força na barra aumenta de forma linear, mas não proporcional com o comprimento de emenda e área da barra e, de maneira aproximadamente linear com o cobrimento de concreto e espaçamento das barras.

Segundo DARWIN *et al.* (1995, 1998, *apud* DUCATTI, 2001) obtiveram para expressões de projeto do comprimento de transferência e de emenda, baseado na probabilidade de ruptura por flexão ou flexão combinada com compressão, um fator de resistência igual a 0,90. Este fator, segundo DUCATTI (2001), é incorporado às expressões de projeto de modo a se tornar transparente a sua utilização pelo projetista.

Nos estudos sobre emenda em vigas de concreto, CHINN *et al.* (1955) afirmam que apesar da tensão última de aderência decrescer com o aumento do comprimento da emenda, a tensão na barra aumenta com o comprimento da emenda. Isto refaz a idéia sobre a não-linearidade da razão entre a tensão de aderência pelo comprimento da emenda.

Os autores mostraram que, duplicando o comprimento da emenda de 7" (17,8 cm) para 14" (35,6 cm), com cobrimento de 3,62" (9,2 cm) e 1,5" (1,8 cm), a tensão de aderência aumentou 57%, e triplicando de 7" para 21" (53.3 cm), a tensão no aço dobra.

A colocação de CHINN *et al.* (1955) é presumível na análise da tomada da tensão de aderência pela equação $f_b = d_b f_s / 4 l_s$. A tensão no aço torna-se maior, mas não diretamente proporcional à área de contato do aço com o concreto.

A redução da aderência, com o aumento do comprimento da emenda, pode ser compreendida pela análise da distribuição da tensão de aderência ao longo da emenda ou da ancoragem.

A distribuição da tensão de aderência não é uniforme ao longo da emenda. ESFAHANI e RANGAN (1998b) relatam, a partir dos trabalhos de TEPFERS (1973), que a tensão de aderência não é linear no comprimento da emenda. Os autores apontam que essa distribuição é fortemente influenciada pelos diversos cobrimentos.

Ao longo da emenda, a distribuição da tensão de aderência é dada em forma de arco. Esta seria máxima nas pontas e mínima no centro da emenda. A Figura 3.18 ilustra a situação.

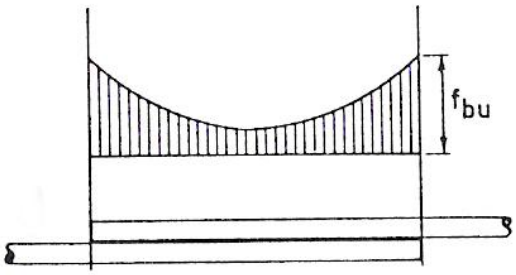


Figura 3.18 – Distribuição da tensão de aderência ao longo da emenda.

AZIZINAMINI *et al.* (1993) afirmam que grandes comprimentos de emenda e pequenos cobrimentos não são uma condição ideal. Os autores colocam que isto se acentua com o aumento da resistência.

HWANG *et al.* (1996) alertam que a resistência de aderência medida em vigas tendo pequenos cobrimentos de ancoragem em concretos de alta resistência pode estar sujeita à severo efeito do comprimento, portanto, é necessário filtrar o efeito do comprimento associado para melhor estimar a margem real de segurança.

Nos casos do Concreto de Alto Desempenho, especificamente, quando o cobrimento de concreto é pequeno, aumentar o comprimento de transferência não é uma maneira eficiente para aumentar a resistência de aderência e, de fato, pode ser totalmente ineficiente.

DUCATTI (2001), na análise de dez vigas de concreto de alto desempenho empregando dois tipos de aço, um convencional com tensão de escoamento de 500 MPa e outro especial com tensão de escoamento de 830 MPa, concluiu que a relação exposta por DARWIN, *et al.* (1992a, 1992b) é muito bem validada pelas equações empregadas desses autores. DUCATTI (2001) reafirma que para aumentar a tensão de aderência em uma determinada porcentagem é necessário mais do que este aumento percentual no comprimento de emenda.

AZIZINAMINI *et al.* 1999a, afirmam que para isto tem de se prover um mecanismo de interferência no fendilhamento do concreto. Citam a exemplo de que seria mais eficiente, para aumentar a tensão de aderência das barras nervuradas no Concreto de Alto Desempenho, providenciar um mínimo de estribos sobre a ancoragem ou emenda.

3.7. INFLUÊNCIA DA ARMADURA TRANSVERSAL

Conforme DUCATTI (2001) o uso da armadura transversal de tração no plano, resiste ao fendilhamento e aumenta a resistência global da emenda. O fendilhamento pode ocorrer nas emendas, mas segundo o autor, esta armadura restringe o fendilhamento e reduz a tendência de rupturas bruscas e frágeis.

O autor ressalta ainda, que a resistência de aderência de uma emenda confinada por armadura transversal, pode ser imaginada como sendo composta como a resistência de uma emenda plena, sem estribos, mais uma contribuição resultante do uso do estribo.

Uma certa proporção de reforço transversal é necessária para prover adequada ductilidade sobre emendas. AZIZINAMINI *et al.* (1999b), afirmam que para conferir um mínimo de ductibilidade nas regiões de emendas em concreto de alta resistência, em relação as definições dadas pelo método ACI 318-95 para vigas sem reforço transversal, deve-se adicionar estribos sobre a emenda com uma área igual a 50% da área da barra emendada.

Através da descrição da lei de aderência local pelo modelo teórico de TASSIOS, DUCATTI (1993) relata que a contribuição da armadura de confinamento para o estágio final, do carregamento das barras nervuradas até ruptura da aderência, pode ser imaginada como sendo as conseqüências favoráveis do exercício de uma pressão lateral "p_s" (Figura 3.19) por esta armadura sobre a resistência à compressão do concreto, uma vez que o gancho da armadura está sendo tracionado pela ação da cunha no dente de concreto (tensão de compressão diagonal σ_c).

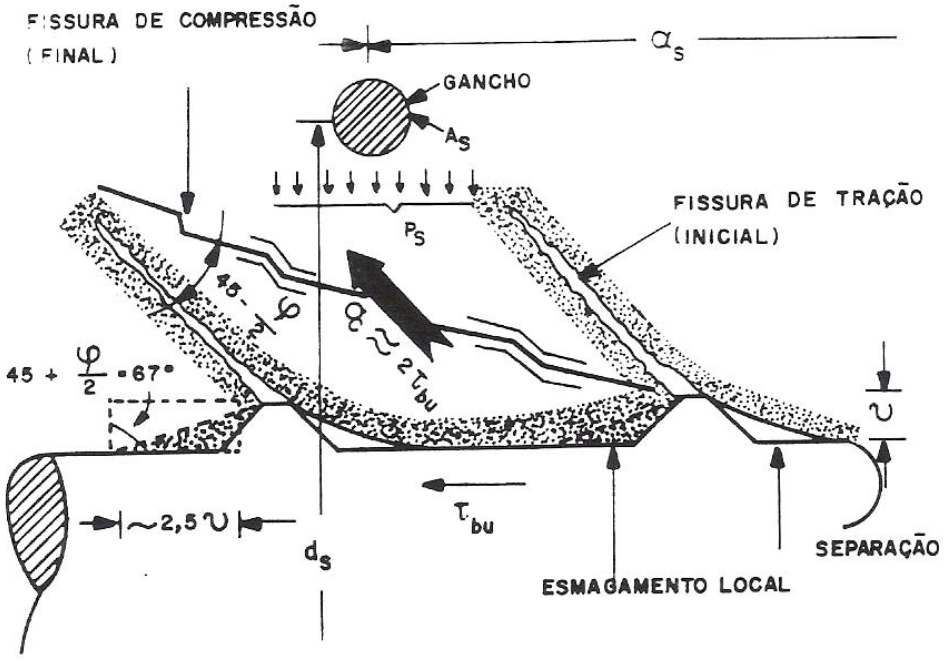


Figura 3.19 – Ruptura do dente de concreto e pressão favorável da armadura de confinamento - original de DUCATTI (1993) a partir de TASSIOS (1979).

HAMAD e NAJJAR (2002) em seus estudos sobre a avaliação da função do reforço transversal, na tensão de confinamento de emendas em concreto de alta resistência, verificaram que com o acréscimo de estribos na região da emenda houve redução proporcional do desenvolvimento de fissuras e das flechas desenvolvidas pelas vigas, aumentando assim a ductilidade e a resistência de aderência.

Foram ensaiadas pelos autores três séries de cinco vigas cada, com resistências do concreto à compressão entre 55,4 MPa à 65,3 MPa. As cinco vigas de cada série foram montadas com 1, 2, 3, 4 ou nenhum estribo na região da emenda. Foram variáveis também os diâmetros e relação C/d_b das séries, conforme demonstrado na Tabela 3.4, elaborada a partir da Tabela 2 de HAMAD e NAJJAR (2002).

Tabela 3.4 – Resultados de HAMAD e NAJJAR (2002) para a influência da armadura transversal

Séries	Diâmetro da barra	C/d_b	Quantidade de estribos	f_c	Tensão de aderência (f_b)	$f_b/f_c^{-1/2}$	$f_b/f_c^{-1/2}$ *Relativa*
1	20	1,5	0	64,0	5,25	7,91	0
			1	61,4	5,77	8,88	0,97
			2	57,0	6,23	9,95	2,04
			3	59,3	6,95	10,89	2,97
			4	55,4	6,91	11,18	3,27
2	25	1,9	0	64,0	6,68	10,05	0
			1	55,5	6,15	9,94	-0,11
			2	62,1	7,35	11,24	1,19
			3	60,9	7,50	11,59	1,54
			4	56,0	7,39	11,90	1,85
3	32	1,375	0	58,4	5,32	8,40	0
			1	65,3	5,65	8,42	0,02
			2	58,0	6,15	9,72	1,32
			3	56,0	7,30	11,76	3,36
			4	56,7	7,61	12,18	3,78

Os resultados obtidos por HAMAD e NAJJAR (2002) mostram a influência da quantidade de estribos distribuídos pela região da emenda. A última coluna da tabela 3.4 mostra o valor da tensão de aderência pela raiz quadrada da resistência à compressão do concreto, dividida pelo resultado obtido com a amostra da série sem estribos. Os estribos melhoraram, relativamente, a tensão de aderência nas menores relações C/d_b.

DARWIN E GRAHAM (1993) verificaram que em todos os casos estudados, a resistência de aderência aumentou significativamente para barras com baixos valores de área relativa de nervura, as amostras com índice de 0,05 exibiram um aumento de 25%. Já as amostras com área de nervura relativa com índice de 0,20, o aumento foi de 50% em relação as amostras sem reforço transversal.

Os autores concluíram que além de prover reforço contra o fendilhamento, a resistência de aderência cresce com o aumento da área relativa de nervura na presença de reforço transversal.

Os efeitos adicionais à resistência de aderência de emendas dados pelo acréscimo da armadura transversal são, evidentemente diretos ao fendilhamento, mas, também resultando num aumento da ductilidade da estrutura na região da emenda. Entretanto, um ponto interessante é de que os estribos adicionados especificamente para prover tais efeitos pouco sofrem com os esforços diretos da estrutura devidos à aderência.

REYNOLDS e BEEBY (1984) avaliaram o comportamento dos estribos nas regiões de emendas submetidas a esforço cortante e a regiões de momento constante. Concluíram que mais trabalhos são requeridos sobre a influência de estribos, pois os fatores que controlam as forças nos estribos não ficarem claramente expostos; mas as análises creditam que a tensão nos estribos nas regiões de momento constante é extremamente baixa e, oposta nas regiões de grandes esforços de cortante.

DUCATTI (2001) instrumentou um estribo no trecho de emenda, carregado sob momento constante no terço médio de duas vigas de seu programa de estudos. As deformações apresentadas em cada estribo dessas duas vigas foram estáveis, não ultrapassando 0,3 por mil, denotando que estas peças poucos trabalharam por ocasião da ruptura das vigas. Contudo, o autor ressalva que o número de extensômetros foi insuficiente e não cobriram todas as posições da emenda, onde novas experiências são necessárias para averiguar o papel destes confinadores na aderência.

3.8. EVOLUÇÃO DAS EQUAÇÕES DE CÁLCULO DA ADERÊNCIA

Nesta parte do capítulo, faz-se uma revisão das equações dispostas ao longo dos anos para predição da tensão de aderência. Os modelos em sua maioria advêm de publicações norte-americanas, centradas de certa forma nas predições do *American Concrete Institute* (ACI). O ponto de grande importância às equações é de incluir os parâmetros variáveis e influenciadores do desempenho da tensão de aderência e a inclusão nestas dos avanços tecnológicos do concreto.

Uma grande contribuição para a redação desta importante parte da revisão da literatura se faz pelos trabalhos de CARVALHO (2002) e DUCATTI (2001). DUCATTI (2001) apresenta em sua tese de Livre Docência, abrangente revisão dos últimos 25 anos de pesquisa norte-americana no assunto de transferência de esforços no concreto armado.

3.8.1. A EQUAÇÃO BÁSICA DE EMENDA POR TRANSPASSE

3.8.1.1. Equação básica sem armadura transversal

Em 1971, as exigências das normas do *ACI 318* (ACI, 1971) baseavam-se na substituição da tensão do aço à tração (f_{st}) pelo índice $1{,}25f_{yd}$, pressupondo que empregando uma tensão no aço 25% maior do que a tensão de escoamento, as exigências de ductilidade seriam satisfeitas. Segundo CARVALHO (2002), nessas previsões do *ACI*, era suposto variar proporcionalmente com o índice f_{st}, o comprimento de transferência (ancoragem), dessa forma o comprimento de transferência seria aumentado de 25% para que desenvolvesse o escoamento na barra ancorada, seguindo a equação 3.3 seguinte.

$$l_d = \frac{a_b(1{,}25 f_y)}{d_b(9{,}5\sqrt{f_c}/d_b)} \quad \text{(Equação 3.3)}$$

Devido à limitação das variáveis para o cálculo do comprimento de emenda e ancoragem pela atual normalização, ORANGUN *et al.* (1977) estabeleceram que seriam necessárias reavaliações das especificações de projeto. Conforme descrito sobre os modos de ruptura em 3.2.2. sobre a ruptura do concreto ao fendilhamento, o conhecimento do ângulo β resolveria o problema de dimensionamento da emenda. Mas, este valor pode variar substancialmente, dependendo das hipóteses feitas e do tipo de armadura. Os autores então desistiram da abordagem teórica em favor da empírica para estabelecer a equação da emenda (DUCATTI, 2001).

ORANGUN *et al.* (1977) empregaram então, 62 resultados de pesquisas obtidos com vigas que continham emendas por transpasse, sem armadura transversal na região de emenda e, através de análise dimensional e regressão não linear, chegaram a equação 3.4 com os parâmetros do cobrimento das armaduras, resistência à compressão do concreto, diâmetro da barra e comprimento da emenda ou da ancoragem, com os valores inseridos em polegadas e em *psi*.

$$\frac{\tau_b}{\sqrt{f_c}} = 1{,}2 + 3{,}0\frac{c}{d_b} + 50\frac{d_b}{l_d} \quad \text{(Equação 3.4)}$$

Conforme relatado por DUCATTI (2001), ORANGUN *et al.* (1977) fazem algumas observações quanto à obtenção e à utilização da equação 3.4 obtida:

a) supõe-se que a ruptura da emenda ocorra logo após o aparecimento das fissuras, ou nas laterais ou na face tracionada da viga. O fato reduz a um só parâmetro (c/d_b) as influências do cobrimento e do espaçamento no cálculo da emenda. Esta suposição é válida para $c_b > c_s$, mas deve conduzir a valores conservativos para grandes espaçamentos;

b) Na equação, a resistência à tração da barra aumenta quando a relação entre o cobrimento e o diâmetro da barra aumenta. Fica claro que para algum valor desta relação, a forma de ruptura envolverá o fendilhamento do concreto e, para altos

valores de c/d_b, um nítido arrancamento da barra pode ocorrer. Como a maioria dos dados cuja a equação foi desenvolvida estão limitados por $c/d_b \leq 2,5$, é sugerido que o índice c/d_b seja limitado a 2,5 no emprego da equação;

c) A redução do cobrimento a uma relação simples com o diâmetro da barra, torna simples e parece funcionar bem enquanto a relação $(c_s/d_b)/c_b$ não é muito grande – menor que 3,0 a 4,0. com a finalidade de projeto deve ser suficiente usar um fator de redução sobre os comprimentos de ancoragem ou de emenda naqueles casos onde $(c_s/d_b)/c_b$ seja maior que 3,0. Deve ser observado que as medidas de controle da fissuração podem determinar o espaçamento máximo entre as barras em muitos casos;

d) E por fim, que o comportamento similar na fissuração e fendilhamento foi observado nos ensaios de emenda e ancoragem. Dessa maneira, a equação empírica para a emenda pode ser empregada para ancoragem. Para os mesmos diâmetros da barra, cobrimentos, espaço livre entre as barras e resistência do concreto, o mesmo comprimento é necessário tanto para emendas como para ancoragens.

3.8.1.2. Equação básica com armadura transversal

ORANGUN *et al.* (1977) avaliaram também a influência da armadura transversal sobre a tensão de aderência. A resistência de uma emenda por estribos pode ser composta como a resistência da emenda sem estribos, mais uma contribuição resultante do uso destes.

Dessa forma, além da tensão de aderência obtida pela equação 3.4, os autores acrescentaram uma variável - $(A_{tr}.f_{yt})/s.d_b$ - àquela equação. A área do reforço transversal (A_{tr}) é dada pela figura 3.20, onde s é o espaçamento médio entre os estribos na região da emenda, e d_b o diâmetro das barras emendadas ou ancoradas.

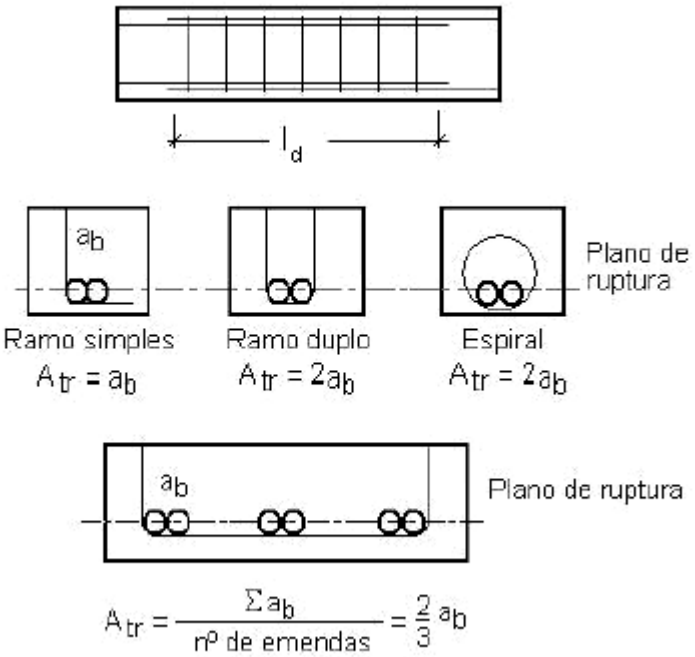


Figura 3.20 – Definição das áreas do reforço transversal – original de CARVALHO (2002) a partir de ORANGUN *et al.* (1977).

Segundo ORANGUN *et al.* (1977), o parâmetro $(A_{tr}.f_{yt})/s.d_b$ foi escolhido por $A_{tr}.f_{yt}$ representar a força que pode ser exercida nos estribos, onde é de se esperar que a eficiência destes sejam inversamente proporcionais aos seus espaçamentos e ao diâmetro da armadura longitudinal que eles envolvem.

As análises conduzidas pelos autores, levaram a indicação de que um limite para $\tau_{btr} = 3f_c^{1/2}$ pareceu razoável. Ajustando uma reta ao conjunto de pontos experimentais, chegaram à equação 3.5.

$$\frac{\tau_b}{\sqrt{f_c}} = \frac{1}{500}.\left(\frac{A_{tr}.f_{yt}}{s.d_d}\right) \leq 3{,}0 \qquad \text{(Equação 3.5)}$$

Dessa maneira, combinando as equações 3.4 e 3.5, tem-se para a tensão de aderência em emendas com armadura transversal a equação 3.6.

$$\tau_b = \left[1{,}2 + 3{,}0\frac{c}{d_b} + 50\frac{d_b}{l_d} + \frac{A_{tr}.f_{yt}}{500(s.d_b)} \right].\sqrt{f_c} \quad \text{(Equação 3.6)}$$

3.8.2. EVOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EMENDA PARA PROJETO

Para a aplicação em projetos, os autores fizeram alterações para se obter diretamente os valores dos comprimentos de ancoragem ou emenda.por transpasse ao invés da tensão de aderência. Aplicando a equação 3.1 ($f_b = d_b f_s / 4 l_s$) com a equação 3.4, puderam assim equaciona-la para l_d.

$$l_d = \frac{d_b\left(\frac{f_s}{4\sqrt{f_c}} - 50\right)}{1{,}2 + 3{,}0\frac{c}{d_b} + \frac{A_{tr} f_{yt}}{500 s d_b}} \quad \text{(Equação 3.7)}$$

A equação 3.7 pode ser simplificada da seguinte maneira. O termo ($f_s / 4 f_c^{1/2} - 50$) pode ser reescrito como ($f_s - 200\ f_c^{1/2}$)/ $4 f_c^{1/2}$. Então, ($f_s - 200\ f_c^{1/2}$) pode ser pouco sensível à resistência do concreto, e pode ser assumido seguramente como f_s = 11.000 psi, considerando que a resistência do concreto seja aproximadamente 3.000 psi (21MPa). Foi então simplificada na equação 3.8 para o aço norte-americano de classe 60 (60.000 psi – 414 MPa). Acrescenta-se também nesta equação um fator de redução ϕ, cujos valores são mostrados a seguir.

$$l_d = \frac{10.200 d_b}{\sqrt{f_c}\left(1 + 2{,}5\frac{c}{d_b} + K_{tr}\right)}\phi \qquad \text{(Equação 3.8)}$$

O índice K_{tr} é a contribuição da armadura transversal sobre a resistência da emenda. O índice é melhor detalhado na equação 3.9 seguinte. Este índice não deve ser maior que o valor de 2,5 para a aplicação na equação 3.8.

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{600 s d_b} \leq 2{,}5 \qquad \text{(Equação 3.9)}$$

Os comprimentos de ancoragens obtidos pela equação 3.8 deverão empregar como fator de redução ϕ os seguintes valores:

- para aços da armadura longitudinal, com tensão de ruptura à tração igual a classe 40 (40.000 psi – 280 MPa) = 0,6
- para aços da armadura longitudinal, com tensão de ruptura à tração igual a classe 75 (75.000 psi – 518 MPa) = 1,3
- para armadura longitudinal de tração moldada na parte da região comprimida de concreto, com 300mm de concreto abaixo da barra = 1,3
- para relação $C_s/(c_b d_b)$ maior que 3,0 = 0,9
- para relação $C_s/(c_b d_b)$ maior que 6,0 = 0,7

Em 1979, conforme DUCATTI (2001), o comitê ACI 408 (1979) apresentou recomendações e, JIRSA *et al*. (1979) a discussão posterior, sobre a tração em barras das armaduras ancoradas e as emendadas por transpasse. Essas recomendações de cálculo foram baseadas no trabalho de ORANGUN *et al.* (1977).

3.8.3. EVOLUÇÃO DAS EQUAÇÕES DE ADERÊNCIA

ORANGUN *et al.* (1977) empregaram uma significativa quantidade de dados de ensaios para desenvolver a equação 3.4. Com o passar dos anos esse mesmo banco de dados fora acrescido de outros trabalhos e novas análises foram sendo acumuladas nesse tempo.

Expressivamente, a partir de 1992 o prof. David Darwin da Universidade de Arkansas vem pesquisando a transferência de esforços procurando estabelecer a transição entre os modelos antigos das equações, como a de ORANGUN *et al*. (1977), para modelos estatísticos mais modernos, acompanhando o crescimento da resistência do concreto, as mudanças no conceito de segurança de estruturas, a evolução da resistência e da geometria das nervuras, ainda com o refinamento da pesquisa como a mineralogia e quantidade de agregado no concreto, evolução da qualidade do cimento e adições minerais (DUCATTI, 2001).

Do mesmo modo, ESFAHANI e RANGAN (1998a, 1998b) apresentaram equações desenvolvidas para a aderência em emendas e ancoragens, fazendo-se das teorias expostas por TEPFERS (1979, 1984), com a influência dos diâmetros e nervuras das barras de aço.

Nesses trabalhos revisados viu se que a tentativa maior é de caracterizar, para uma equação, o valor mais próximo da influência dos cobrimentos, comprimento de emenda e, principalmente da contribuição da resistência à compressão do concreto.

3.8.3.1. Evolução da Equação sem Armadura Transversal

DARWIN *et al*. (1992a, 1992b) tiveram como meta na primeira fase dos trabalhos, o estudo de uma equação mais apurada para ancoragem e emenda. Conforme DUCATTI (2001), a principal mudança, entre outras empreendidas pelos autores, foi a troca da tensão

de aderência pela força de aderência $A_b f_s$ como medida das resistências de emenda e de ancoragem.

Pois, a tensão de aderência (comumente como τ_b, u) vinha sendo empregada como a medida destas resistências, a troca foi feita por que ela é usualmente tomada como um valor médio, sendo que de fato, a tensão de aderência varia significativamente em todo o comprimento de transferência da barra no instante da ruptura. DUCATTI (2001) cita que, além disso, como a tensão de aderência é uma propriedade estrutural da peça, a força de aderência fornece melhor medida da resposta da peça do que a tensão de aderência.

Para ajudar a remover os efeitos da variação da resistência do concreto empregado, a força de aderência a força de aderência $A_b f_s$ (A_b: área da barra, f_s: tensão no aço na ruptura) foi normalizada com a raiz quadrada da resistência do concreto. $f_c^{½}$ é relacionado à resistência à tração do concreto ou, mais aproximadamente, a energia de fratura do concreto. Dessa maneira, a equação de ORANGUN *et al*. (1977) teve a seguinte forma:

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt{f_c}} = 3\pi l_d (C + 0{,}4 d_b) + 200 A_b \qquad \text{(Equação 3.10)}$$

A equação 3.10 expressa a resistência da emenda ou da ancoragem normalizada com $f_c^{½}$, como a soma de dois termos, $3\pi l_d(c +0{,}4d_b)$ e $200A_b$. O primeira termo, $l_d(c +0{,}4d_b)$, representa uma área com o termo $l_d d_b$ também não parece surpreender, uma vez que, a resistência de aderência pode estar presente mesmo quando o cobrimento for nulo, havendo uma parcela de resistência mensurável nesta situação.

O termo $200A_b$ foi interpretado como representando uma área adicional de ruptura na extremidade da barra por LOSBERG e OLSSON (1979) *apud* DARWIN (1992a) em qualquer circunstância a equação é formada por um termo que depende do comprimento de transferência, cobrimento e distância livre entre as barras e o diâmetro destas.

DARWIN *et al.* (1992a) trabalharam a seguir com os dados estatísticos sobre critérios de confiabilidade pela fórmula de ORANGUN *et al*. (1977) e, constataram que os

resultados individuais não apresentavam bons ajustamentos individuais. Assim, sobre um melhor ajuste do banco de dados empregado sobre a dimensão das barras, cobrimentos e dimensão dos agregados, empreenderam uma nova análise estatística que resultou na equação 3.11, na qual c_M e c_m são os cobrimentos máximo e o mínimo, respectivamente, entre c_s e c_b.

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt{f_c}} = 10 l_d (c + 0{,}5 d_b) \left(0{,}92 + 0{,}08 \frac{c_M}{c_m} \right) \qquad \text{(Equação 3.11)}$$

Utilizando a técnica de regressão linear de variável fictícia, os autores conseguiram determinar a contribuição da área das barras A_b numa nova expressão, sendo a equação 3.11 reescrita com o fator + $300A_b$ ao final. E, para um melhor ajuste da curva o valor de $10l_d$ foi reduzido para 2/3, ficando com 6,67 l_d. A expressão final é demonstrada na equação 3.12

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt{f_c}} = 6{,}67 l_d (c + 0{,}5 d_b) \left(0{,}92 + 0{,}08 \frac{c_M}{c_m} \right) + 300 A_b \qquad \text{(Equação 3.12)}$$

Para o projeto, a equação 3.12 pode ser reescrita tendo como incógnita o comprimento da emenda, como apresentada na equação 3.13

$$l_d = \frac{0{,}15 \left(\frac{f_s}{\sqrt{f_c}} - 300 \right) A_b}{(C + 0{,}5 d_b)(0{,}92 + 0{,}08 C_{\max} / C_{\min})} \qquad \text{(Equação 3.13)}$$

3.8.3.2. Evolução da Equação para Concretos de Alta Resistência

3.8.3.2.1. Barras sem Reforço Transversal

Em novas publicações, DARWIN *et al.* (1995, 1996) desenvolveram novas análises estatísticas das características de projeto onde a forca máxima de aderência numa ancoragem ou emenda por transpasse T_b é decomposta em duas parcelas, como a soma da contribuição do concreto T_c como uma função da resistência do concreto, das características geométricas e diâmetro da barra; e a outra parcela a contribuição do aço T_s como sendo em função do comprimento de ancoragem/emenda e, da geometria da armadura de confinamento na região da emenda ou de ancoragem da barra.

$$T_b = T_c + T_s \qquad \text{(Equação 3.14)}$$

O cálculo da contribuição do concreto é baseado nas publicações anteriores de ORANGUN *et al.* (1977) e DARWIN *et al.* (1992a,1992b). As análises inicialmente procedem por determinar a curva que melhor se ajuste entre os valores da força total de aderência em barras não confinadas por armadura transversal ($T_c = A_b.f_s$) medida no ensaio, e o produto $l_d(c + 0{,}5d_b)$, visto anteriormente.

As análises iniciais utilizaram tradicionalmente $f_c^{1/2}$ para representar o efeito da contribuição da resistência do concreto na resistência de aderência. A equação foi testada para resistências de concretos entre 18 e 104 MPa. Posteriormente, a potência de f_c foi ajustada para promover uma melhor aproximação entre os valores da força de aderência calculada, e os valores medidos em ensaios nesta faixa de resistência do concreto. Ao final da primeira etapa com a análise de 133 vigas com emenda ou ancoragem na armadura principal, forneceram a seguinte equação abaixo para barras sem reforço de armadura transversal.

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt{f_c}} = \left[8{,}76 l_d (C_m + 0{,}5 d_b) + 187 A_b\right]\left(0{,}86 + 0{,}14 \frac{C_{\max}}{C_{\min}}\right) \quad \text{(Equação 3.15)}$$

na qual

c_m, c_M = valor mínimo e valor máximo de c_s ou c_b, em polegadas (c_M/c_m<3,5)

c_s = mínimo entre (c_{si} + 0,25 polegada) e c_{so} em polegadas

c_{si} = metade da distância livre entre as barras, em polegadas

c_{so}, c_b = cobrimentos lateral e da face tracionada das vigas, em polegadas

T_c, $\sqrt{f_c}, f_c, f_s$ = em libras por polegadas quadrada

Quando os resultados da equação foram confrontados com os experimentais, baseados nas categorias de resistência à compressão do concreto, os espécimes com baixa resistência do concreto produziram uma boa relação com a equação. Para as categorias de 21MPa a 69 MPa (3.000 a 10.000 psi) a correlação decresce com o aumento da resistência à compressão e, acima de 69 MPa (10.000 psi) foi significantemente mais baixa, a Figura 3.25 demonstra a comparação entre os resultados obtidos pelos ensaios e os obtidos pela equação 3.15. A partir desta avaliação, os autores concluíram que a redução com $f_c^{1/2}$ não fornece boa representação para concretos com resistências elevadas.

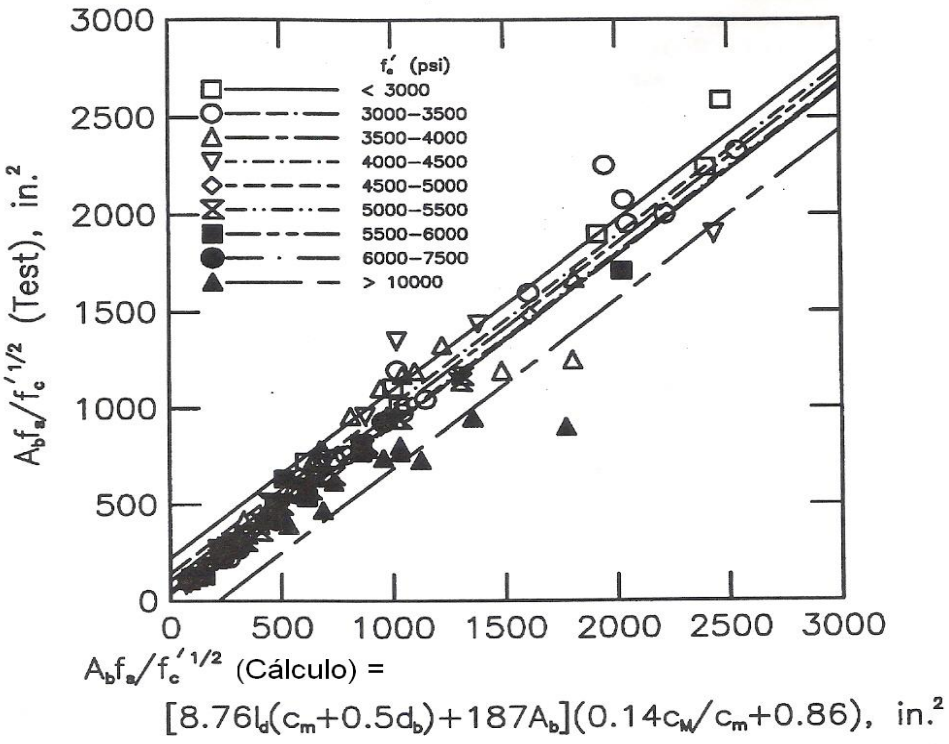


Figura 3.25 – Valores experimentais de $A_b f_s / f_c^{1/2}$ – original de DARWIN *et al.* (1996).

Com isso, os autores refizeram as análises para determinar qual seria a melhor potência para ajustar a representação da resistência do concreto. Ao final, teve-se que o valor de 0,24 forneceria a melhor ajustagem aos pontos experimentais e, por razões de conveniência, adotou-se o valor de 0,25, ficando a expressão da seguinte forma:

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt[4]{f_c}} = \left[63 l_d (C_m + 0{,}5 d_b) + 2130 A_b\right] \left(0{,}9 + 0{,}1 \frac{C_{\max}}{C_{\min}}\right) \qquad \text{(Equação 3.16)}$$

Como demonstrado pela figura 3.26, a equação 3.16 produz uma redução significativa na dispersão quando comparada com a equação 3.15 pela figura anterior. Mas, ainda para resistência do concreto acima de 69 MPa não houve coincidência entre as curvas

ajustadas e os resultados experimentais. Isto se deve, segundo os autores, à pouca quantidade de dados disponíveis para emendas por transpasse de concretos de alta resistência.

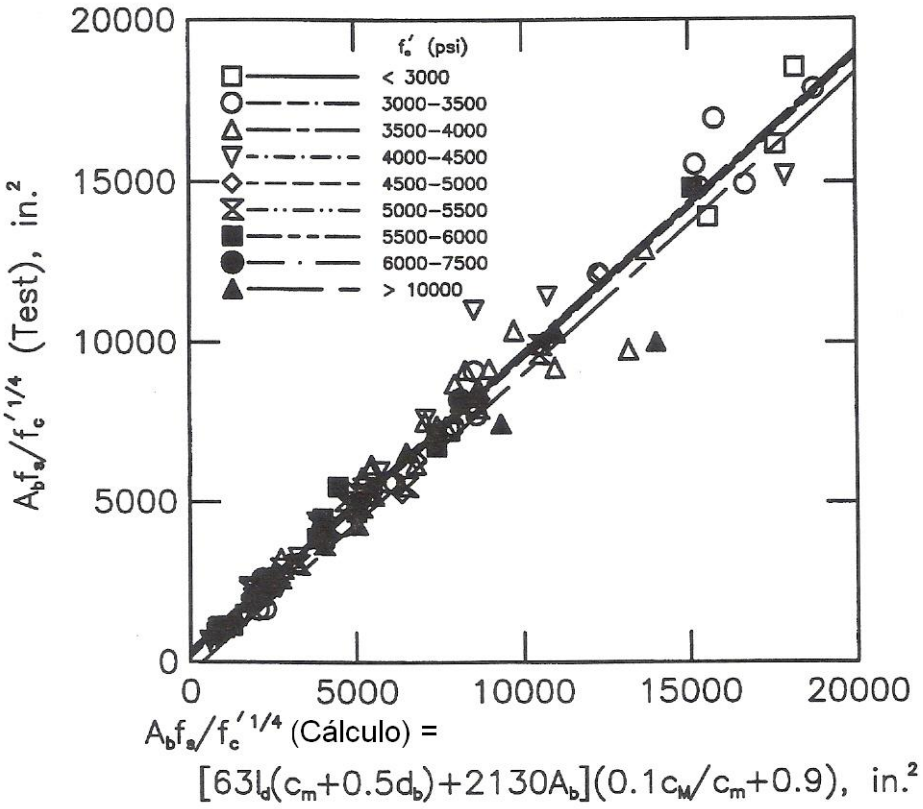


Figura 3.26 – Valores experimentais de $A_b f_s / f_c^{1/4}$ – original de DARWIN *et al.* (1996).

A razão média de ensaio/cálculo para as 133 vigas analisadas sem estribos usando as equações 3.15 e 3.16 foi 1,00, e ambos usando ½ e ¼ como potência de f_c forneceram coeficientes de variação de 0,138 para $f_c^{½}$ e 0,107 para $f_c^{¼}$.

3.8.3.2.2. Barras com Reforço Transversal

A equação 3.14 ($T_b = T_c + T_s$) foi empregada para determinar a resistência de aderência adicional provida pelo acréscimo de estribos. A contribuição do concreto sobre a resistência de aderência T_c, dada pela equação 3.16, foi subtraída nesta nova análise a partir dos resultados de 166 espécimes em que a região de emenda/ancoragem estava confinada por estribos.

A correlação de T_s com os parâmetros de potencial controle foram avaliados. Os principais parâmetros são a resistência de escoamento do aço da armadura transversal (f_{yt}), e a área efetiva da armadura transversal por barra emendada (NA_{tr}/n), onde N é o número de estribos na região da emenda, A_{tr} é a área de cada estribo cruzando o plano do possível fendilhamento e n o número de barras ancoradas ou emendadas envolvidas pelos estribos.

Foram incluídos ainda nas análises, parâmetros que representaram os efeitos da área relativa das nervuras t_r e os diâmetros das barras emendadas/ancoradas t_d sobre a contribuição T_s na resistência de aderência (equações 3.17 e 3.18).

$$t_r = 9{,}60\mathrm{Rr} + 0{,}28 \qquad \text{(Equação 3.17)}$$

$$t_d = 0{,}72 d_b + 0{,}28 \qquad \text{(Equação 3.18)}$$

E, dessa forma, na nova ajustagem dos modelos foram sendo atribuídos novos valores, exclusão de parâmetros e outros, que forneceram a equação 3.19 sobre a influência da armadura transversal para concretos de alta resistência com $r^2 = 0{,}857$.

$$\frac{T_s}{f_c^{1/4}} = 2226 t_r t_d \frac{NA_{tr}}{n} + 66 \qquad \text{(Equação 3.19)}$$

Com a nova adição da contribuição do acréscimo da armadura transversal, a equação 3.16 passou a incorporar a equação 3.19, ficando:

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt[4]{f_c}} = \left[63 l_d (c_m + 0{,}5 d_b) + 2130 A_b\right]\left(0{,}1\frac{c_M}{c_m} + 0{,}9\right) + 2226 t_r t_d \frac{NA_{tr}}{n} + 66 \qquad \text{(Equação 3.20)}$$

A equação 3.20 pode ser reescrita a partir de l_d:

$$l_d = \frac{A_b\left[\frac{f_s}{\sqrt[4]{f_c}} - 2130\left(0{,}1\frac{c_M}{c_m} + 0{,}9\right)\right]}{63\left[(c_m + 0{,}5 d_b)\left(0{,}1\frac{c_M}{c_m} + 0{,}9\right) + \frac{35{,}3 t_r t_d A_{tr}}{sn}\right]} \qquad \text{(Equação 3.21)}$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{\frac{f_s}{\sqrt[4]{f_c}} - 2130\left(0{,}1\frac{c_M}{c_m} + 0{,}9\right)}{80{,}2\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} \qquad \text{(Equação 3.22)}$$

A equação 3.22 foi feita a partir da redução de l_d/d_b, onde $c = (c_m + 0{,}5 d_b)(0{,}1\ c_M/c_m + 0{,}9)$ e o índice $K_{tr} = 35{,}3 t_r t_d A_{tr}/sn$.

DARWIN *et al.* (1996) avançaram o trabalho a partir da equação 3.22 aplicando fator de redução para o desenvolvimento em projetos, que foi submetido no trabalho pesquisado como recomendações ao ACI 318.

3.8.3.3. Influência da Resistência do Concreto sobre as Equações

De certo modo, pode-se afirmar que é incipiente o conhecimento da real influência de concretos de elevadas resistências sobre a resistência de aderência. A restrita quantidade de ensaios com concretos de resistências acima 70 MPa é baixa. Tendo ainda uma variação maior de composição como tamanho máximo do agregado e adições, resulta em concretos de comportamentos particulares.

Ao longo da evolução das equações, vê-se que a redução inicial dada por ORANGUN *et al.* (1977) pela raiz quadrada da resistência à compressão, não tem fornecido boa correlação em resistências maiores.

Pesquisas feitas por DARWIN e colaboradores, tem verificado que a raiz à quarta da resistência tem provido melhor correlação nas novas equações, relevando também os parâmetros geométricos das barras.

DARWIN e ZUO (2000), publicaram um estudo sobre a influência do tamanho das nervuras em concretos de baixa e alta resistência. Nesse estudo, os autores fazem uma avaliação do efeito da resistência do concreto sobre a resistência de aderência, onde foi desenvolvida uma nova equação a partir das observações dadas por DARWIN *et al.* (1996), apresentada abaixo.

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt[4]{f_c}} = \left[59{,}8 l_d (C_m + 0{,}5 d_b) + 2350 A_b\right] \left(0{,}9 + 0{,}1 \frac{C_{\max}}{C_{\min}}\right) \qquad \text{(Equação 3.23)}$$

A diferença da equação 3.23 para a 3.16 está no acréscimo de 38 vigas com concreto de alta resistência, aumentando assim, de 7% para 19% a proporção de concreto com resistências acima de 55 MPa em relação ao estudo anterior. Esse incremento de amostras alterou o coeficiente l_d de 63 para 59,8 e o coeficiente de A_b foi aumentado de

2130 para 2350, e o coeficiente de variação foi reduzido de 0,107 da equação anterior para 0,104 nesta nova equação.

DARWIN e ZUO (2000) observaram inicialmente que para barras convencionais, $T_s/f_c^{1/4}$ é maior para concretos de alta resistência do que para concretos convencionais. Este fato também foi identificado anteriormente por outros estudos desses autores. Essas observações indicaram que a potência para f_c necessitaria ser mais estudada para caracterizar o efeito da resistência do concreto sobre T_s.

Para obter qual o meio de referir o comportamento da potência (p) de f_c, foram empregados os valores de 1/4, 1/2, 3/4, e 1,0. Para caracterizar o efeito do concreto nas vigas selecionadas para análise, foram consideradas também duas variáveis: diâmetro da barra (t_d) e área relativa de nervura (t_r). Os métodos de análise foram os mesmos empregados por DARWIN *et al.* (1996), onde a relação linear produziu uma reta com os dados para cada valor, com p expresso como:

$$\frac{T_s}{f_c^{\,p}} = C_1(t_t t_d)\frac{NA_{tr}}{n} + C_2 \qquad \text{(Equação 3.24)}$$

Os coeficientes C_1, C_2, t_r e t_d são coeficientes de determinação r^2 e estão resumidos na Tabela 3.5, onde t_r aumenta linearmente com a área de nervura e, t_d aumenta linearmente com o diâmetro da barra.

Tabela 3.5 – Coeficientes da determinação da potência de f_c (DARWIN e ZUO, 2000)

p	C_1	C_2	t_r	t_d	r^2
1/4	1977	455	7,9 R_r + 0,41	0,87d_b+ 0,13	0,787
1/2	247	40,4	8,8 R_r + 0,34	0,83 d_b+ 0,17	0,836
3/4	30,9	3,59	9,69 R_r + 0,28	0,78 d_b+ 0,22	0,858
1,0	3,823	0,322	10,3 R_r + 0,23	0,73 d_b+ 0,27	0,860

Para o passo seguinte realizado, foi combinado as equações 3.23 e 3.24 para obter os cálculos das resistências. O melhor valor de *p* para caracterizar o efeito da resistência do concreto sobre T_s poderia não ter um baixo coeficiente de variância e um alto r^2. Para avaliar realmente o melhor valor, foi montada a figura 3.27 com as linhas das razões dos resultados ensaiados pelos calculados versus a resistência do concreto.

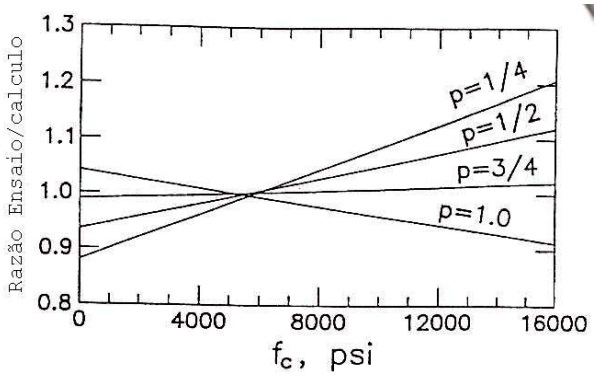


Figura 3.27 – Linhas de relação dos valores de potência para f_c – original de DARWIN e ZUO (2000).

A figura 3.27 mostra que a inclinação das linhas decresce com um aumento do valor de *p*. o valor de 3/4 foi o melhor apresentado, pois, em relação aos outros, está praticamente à horizontal em todas as resistências, ainda que o valor de 1,0 é uma reta em declive com o aumento da resistência.

O comportamento relatado também foi observado por KADORIKU (1994) *apud* DARWIN e ZUO (2000), a potência de 3/4 apresentou coeficiente de variância de 0,085 para as 33 vigas estudadas no artigo de KADORIKU (1994). Com isso os autores adotaram o valor de 3/4 para o próximo passo.

Os resultados de KADORIKU (1994), foram combinados com os 163 resultados de ensaio para obter uma expressão linear para a contribuição da armadura transversal sobre a resistência de emenda. A equação 3.25 abaixo apresentou $r^2 = 0,856$.

$$\frac{T_s}{f_c^{3/4}} = 31,14 t_t t_d \frac{NA_{tr}}{n} + 3,99 \qquad \text{(Equação 3.25)}$$

Combinando com a equação 3.23 têm-se:

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt[4]{f_c}} = [59{,}8 l_d (C_m + 0{,}5 d_b) + 2350 A_b] \left(0{,}9 + 0{,}1 \frac{C_{max}}{C_{min}}\right) + \left(31{,}14 t_t t_d \frac{NA_{tr}}{n} + 3{,}99\right) f_c^{1/2}$$

(Equação 3.26)

Resolvendo a equação 3.26 para o comprimento de emenda pelo diâmetro da barra:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{\frac{f_s}{\sqrt[4]{f_c}} - 2350\left(0{,}1\frac{c_M}{c_m} + 0{,}9\right)}{76{,}1\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)}$$

(Equação 3.27)

onde $K_{tr} = (0{,}5 t_d A_{tr}/sn) f_c^{1/2}$

DARWIN e ZUO (2000) ao final do trabalho concluem que para emendas não confinadas por armadura transversal, a resistência do concreto dada por $f_c^{1/4}$ melhor caracteriza a influência do concreto sobre a resistência de emenda. E, $f_c^{3/4}$ melhor caracteriza o efeito da resistência do concreto sobre a resistência adicional de aderência provida pelo emprego de estribos na região da emenda.

3.9. PRESCRIÇÕES DA NORMA BRASILEIRA PARA ADERÊNCIA

Conforme CARVALHO (2002), a emenda de armaduras é necessária a qualquer tipo e nível de construção e, as técnicas então empregadas variam conforme as características de cada projeto. Atualmente podem-se emendar as barras por transpasse, soldagem e por luvas com preenchimento metálico ou rosqueadas. No Brasil, a NBR 6118 (ABNT, 2003) estabelece os critérios de aderência a serem adotados no cálculo de projetos de estruturas usuais de concreto armado.

A atual norma brasileira fixa antecipadamente que suas prescrições são aplicáveis em concretos da classe I – C10 à C50 – estabelecendo dessa maneira, um teto de 50 MPa de resistência do concreto à compressão para o cálculo de estruturas convencionais de concreto armado. A aderência é abordada na seção 9 da norma – *comportamento conjunto dos materiais* – e, deste item, será retratado aqui apenas as questões de ancoragem e comprimento de emenda por transpasse em armaduras passivas, assunto deste trabalho.

No item 9.3 – *verificação da aderência* – tem-se primeiramente a obtenção das resistências de aderência, relevando a posição da barra durante a concretagem. Considera-se em boa situação quanto a aderência os trechos das barras que estejam em uma das seguintes posições (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2004):

a) com inclinação maior que 45º sobre a horizontal (Figura 3.28a);

b) horizontais ou com inclinação menor que 45º sobre a horizontal, desde que:

- localizados no máximo 30 cm acima das face inferior do elemento ou junta de concretagem mais próxima, para elementos estruturais com altura < 60 cm (Figura 3.28b)

- localizados no mínimo 30 cm abaixo das face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima, para elementos estruturais com altura > 60 cm (Figura 3.28c)

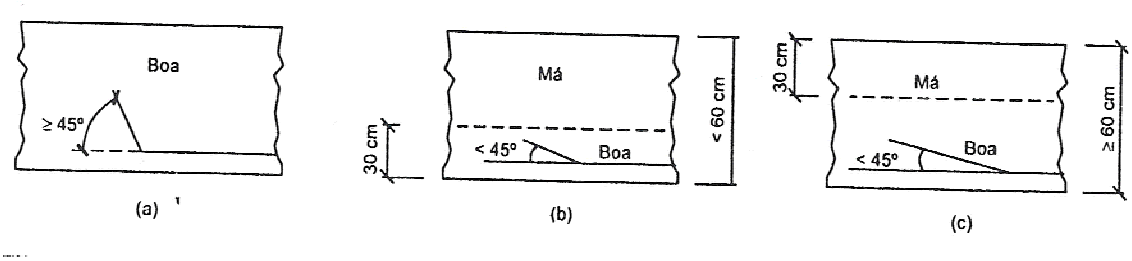


Figura 3.28 – Situações de boa e má aderência conforme NBR 6118:2003 – original de CARVALHO e FIGUEIREDO (2004).

Pela norma, os trechos das barras em outras posições, e quando forem utilizadas formas deslizantes, devem ser considerados em má situação quanto à aderência. CARVALHO e FIGUEIREDO (2004) comentam ainda em relação à situação *b* anterior, se o elemento de concreto tiver altura maior que 60 cm, mas for concretado em trechos (camadas) de no máximo 30 cm de altura, faz-se o adensamento de cada camada e espera-se até que o concreto atinja consistência tal que, ao colocar nova camada, não haja fuga de nata de cimento de uma camada para outra. Com esses cuidados de execução, pode-se dizer que todas as armaduras da peça estão em uma região de boa aderência.

O valor da resistência de aderência (tensão última de aderência) da armadura passiva para projeto deve, conforme o item 9.3.2.1 da norma, ser calculada pela equação 3.28.

$$f_{bd} = n_1 . n_2 . n_3 . f_{ctd} \qquad \text{(Equação 3.28)}$$

onde:

n_1 = 1,0 para barras lisas
n_1 = 1,4 para barras entalhadas
n_1 = 2,25 para barras nervuradas
n_2 = 1,0 para situações de boa aderência
n_2 = 0,7 para situações de má aderência
n_3 = 1,0 para ø < 32 mm
n_3 = (132- ø)/100, para ø > 32 mm

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,\inf}}{\gamma_c} \qquad f_{ct,m} = 0{,}3 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk,\inf} = 0{,}7 f_{ct,m} \qquad f_{ct} = 0{,}9 f_{ct,sp}$$

O comprimento de ancoragem básico é dado como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite $A_s f_{yd}$ nessa barra, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme igual a f_{bd}. Assim, o comprimento de ancoragem básico é dado pela equação 3.29.

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \qquad \text{(Equação 3.29)}$$

Em situações em que a armadura existente num determinado elemento é maior que a necessária calculada, o comprimento de ancoragem necessário ($l_{b,nec}$) pode ser reduzido de acordo com item 9.4.2.5, pela equação 3.30.

$$l_{b,nec} = \alpha_1 l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,\min} \qquad \text{(Equação 3.30)}$$

onde:

α_1 = 1,0 para barras sem ganchos
α_1 = 0,7 para barras com ganchos, com cobrimento no plano normal ao gancho ≥ 3ø
l_b = calculado pela equação 3.29
$l_{b,min}$ = é o maior valor entre 0,3 l_b, 10ø e 100mm

Conforme a NBR 6118:2003, a emenda de barras por transpasse não é permitida para barras de bitola superior a 32 mm, nem em tirantes e pendurais – elementos somente tracionados. É recomendado ainda que em barras tracionadas as emendas contenham ganchos quando elas forem lisas e que sejam evitadas em regiões de altos momentos (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2004).

Consideram-se na mesma seção transversal as emendas que se superpõem ou cujas extremidades mais próximas estejam afastadas e menos que 20% do comprimento do trecho de transpasse. E, ainda, quando as barras têm diâmetros diferentes, o comprimento de transpasse deve ser calculado pela barra de maior diâmetro.

O comprimento de transpasse de barras tracionadas isoladas deve ser calculado a partir da equação 3.31. Quando a distância livre entre as barras emendadas estiver

compreendida entre 0 e 4ø, o comprimento do trecho de transpasse para barras tracionadas não se altera em relação à equação 3.31. Caso a distância entre as barras seja superior a 4ø, deve-se acrescentar a distância livre entre as barras no comprimento de emenda calculado.

$$l_{ot} = \alpha_{ot} \cdot l_{b,nec} \geq l_{ot,\min} \qquad \text{(Equação 3.31)}$$

onde:

$l_{ot,min}$ = é o maior valor entre $0{,}3\alpha_{ot}.l_b$,15ø e 200 mm
α_{ot} = é o coeficiente em função da porcentagem de barras emendadas na mesma seção, conforme Tabela 3.6

Tabela 3.6 – Valores do coeficiente α_{0t} – equação 3.31

Barras emendadas na mesma seção (%)	≤20	25	33	50	>50
Valor de α_{0t}	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

Quando as barras estiverem comprimidas, adota-se a equação 3.32 para cálculo do comprimento de transpasse.

$$l_{oc} = l_{n,nec} \geq l_{oc,\min} \qquad \text{(Equação 3.32)}$$

onde:

$l_{oc,,min}$ = é o maior valor entre $0{,}6.l_b$,15ø e 200 mm

A norma prescreve ainda a disposição de armadura transversal nas emendas por transpasse e em ancoragem por aderência. Quando a barra ancorada ou emendada tiver Ø < 16 mm ou a proporção de barras emendas na mesma seção for menor que 25%, a armadura deve satisfazer as condições dadas no item 9.4.2.6 da norma. Neste, barras (com Ø < 32 mm para barras ancoradas) devem ter ao longo do comprimento de ancoragem ou de emenda armadura transversal capaz de resistir a 25% da força longitudinal de uma das barras, caso sejam de diâmetros diferentes, prevalece a maior.

Quando as barras ancoradas forem de Ø > 32 mm deve ser verificado a armadura em duas direções transversais ao conjunto de barras ancoradas. Essas armaduras transversais devem suportar os esforços de fendilhamento segundo os planos críticos,

respeitando espaçamento máximo de 5ø, onde ø é o diâmetro da barra ancorada. E, quando se tratar de barras comprimidas, pelo menos uma das barras constituintes da armadura transversal deve estar situada a uma distância igual a quatro diâmetros (da barra ancorada) além da extremidade da barra.

Nos casos em que as barras tracionadas emendadas por transpasse forem de Ø > 16 mm, ou quando a proporção de barras emendadas na mesma seção for maior ou igual a 25%, a armadura transversal deve:

- ser capaz de resistir a uma força igual a de uma barra emendada, considerando os ramos paralelos ao plano da emenda;
- ser constituídas de barras fechadas se a distância entre as duas barras mais próximas de duas emendas na mesma seção for menor que 10.ø (diâmetro da barra emendada);
- concentrar-se nos terços extremos da emenda (Figura 3.29).

Para a emenda por transpasse de barras comprimidas devem ser mantidos os critérios estabelecidos para o caso anterior, com pelo menos uma barra de armadura transversal posicionada 4ø além das extremidades da emenda (Figura 3.29)

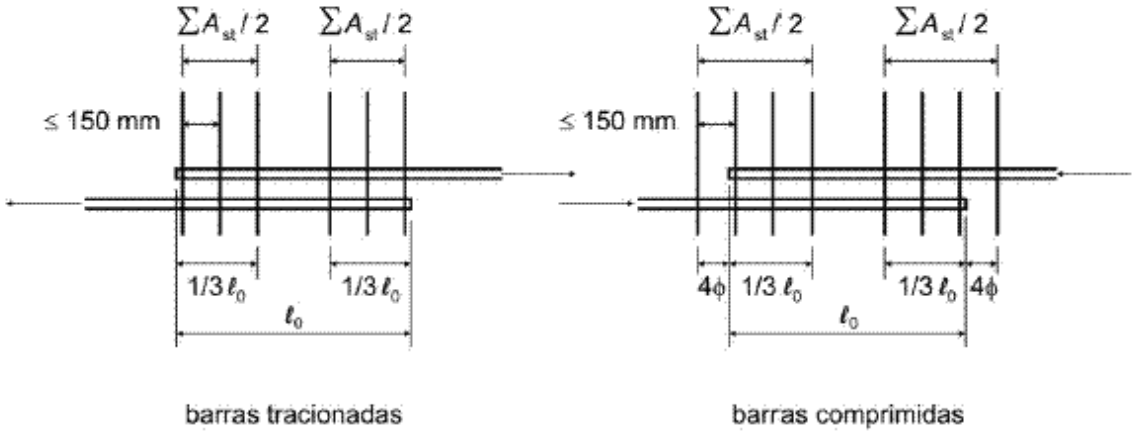


Figura 3.29 – Disposição da armadura transversal nas emendas NBR 6118 – original de ABNT (2003).

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. PROSPECTO

A parte experimental deste trabalho consistiu na produção e análise de vigas com Concreto de Alto Desempenho, submetidas à flexão simples com emendas da armadura centradas no terço-médio. Para este estudo foram executadas 19 vigas. Os modelos foram baseados no trabalho de REYNOLDS e BEEBY (1982), que estudaram a aderência em concretos com resistência à compressão em torno de 45 MPa.

O ponto chave se encontrou nas diferentes situações de aderência induzidas. Houve três tipos distintos de emendas: transpasse, cobrejunta e ancoragem. Esta última forma de emenda trata-se de um transpasse espaçado, onde três barras estão distanciadas uma das outras, criando assim, na verdade, uma situação de ancoragem (Figura 4.1).

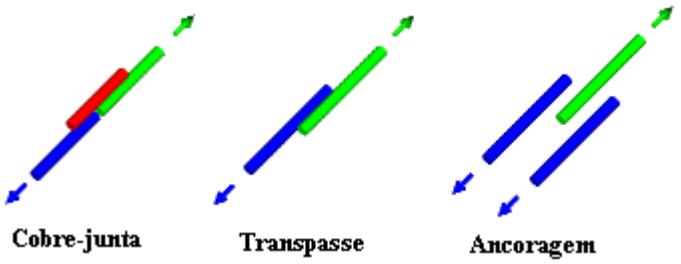


Figura 4.1 – Disposição das montagens das emendas empregadas.

O tipo de emenda denominada de cobrejunta (DUCATTI, 2001), consiste em alinhar as duas barras a serem emendadas segundo seus eixos, com suas seções transversais encostadas topo a topo e, uma terceira barra, de comprimento igual ao dobro da emenda, colocada paralelamente ao eixo dessas duas barras de forma simétrica em relação ao ponto

de encontro destas. Têm-se dessa forma, um sistema que equivale a duas emendas comuns por transpasse.

DUCATTI (2001) menciona que a vantagem da utilização deste tipo de emenda está na flexibilização do arranjo da armadura longitudinal dentro da peça e, no ganho de espaço para a passagem do concreto e do vibrador. Mas, salienta que trocando uma emenda convencional por duas iguais, aumenta-se estatisticamente o risco de que uma falha na aderência venha acontecer, pois o comprimento de transferência foi aumentado. Uma outra vantagem do sistema de cobrejunta possa ser o de reaproveitamento na obra de sobras de cortes das barras. Empregando na montagem das emendas das barras longitudinais, comprimentos iguais à duas vezes o necessário à emenda comum.

Aliado ao fator tipo de emenda, o programa previu diversos valores para as outras variáveis influentes na aderência, como o diâmetro da barra, cobrimentos de fundo e lateral, comprimento da emenda e espaçamento entre as barras.

Não há intencionalmente descrito em REYNOLDS e BEEBY (1982) razões das características geométricas e estruturais das vigas empregadas. Entretanto, nos pareceu bem conveniente a proporção dos modelos desenvolvidos, plausíveis de interpretação junto às normas e equações internacionais de aderência. A variedade de posições da armadura longitudinal, bem como dos cobrimentos e os tipos de emendas impostos, permitiu uma análise conjunta desses fatores.

Com isto, foi possível um levantamento de análises estatísticas onde se gerou um grande número de resultados, na forma dos valores dos parâmetros constitutivos das equações da mecânica deste novo material estrutural. Dessa forma, cotejou-se os valores destes parâmetros com os correspondentes do concreto armado de alta resistência encontrados na literatura internacional.

4.2. MATERIAIS E MÉTODOS

4.2.1. AÇO

O aço empregado nesta pesquisa foi CA 50 para as barras nervuradas de alta aderência de Ø 10 mm e Ø 16 mm, conforme a NBR 7480 (1982) e NBR 6152 (1992). A Tabela 4.1 apresenta os valores médios obtidos para duas amostras de cada diâmetro do CA 50.

Tabela 4.1 – Características dos aços empregados

Barra	Área (mm²)	Tensão de Escoamento	Tensão de Ruptura	σrup/σesc	Alongamento (%)	Área relativa de nervura
Ø 10 mm	78,86	618,6 MPa	772,1 MPa	1,259	14,0	0,081
Ø 16 mm	201,06	581,5 MPa	752,5 MPa	1,294	13,8	0,068

A área relativa de nervura foi obtida com o auxílio de paquímetro com precisão de 0,02mm, com 10 leituras para cada barra conforme a NBR 7480. A área relativa de nervura foi calculada pela equação 4.1.

$$\frac{An}{Pn \cdot d} \qquad \text{(equação 4.1)}$$

Onde:

An: área relativa da nervura projetada normal ao eixo da barra
Pn: perímetro nominal da barra
d: distância de eixo a eixo das nervuras

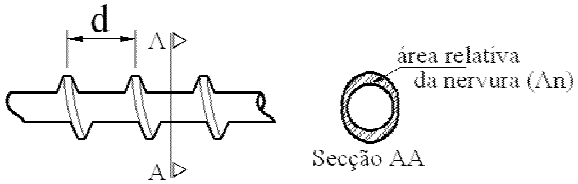


Figura 4.2 – Definição das variáveis da equação da área relativa de nervura

4.2.2. CONCRETO

Para a confecção dos modelos teve-se como premissa um concreto com resistência média de 85 MPa. Pois, vem sendo internacionalmente empregado no estudo da aderência, concretos com resistências entre 70 MPa e 100 MPa.

No Laboratório de Estruturas e Construção Civil da Faculdade de Engenharia Civil, têm-se desenvolvidos trabalhos sobre o assunto com concretos dessa faixa de resistência. A composição do concreto empregada neste trabalho advém da tese de doutoramento de MAUREL (1999) do *Institut National des Sciences Apliqueés* (*INSA*) de Toulouse, França; empregada posteriormente por DUCATTI (1999) e CARVALHO (2002).

4.2.2.1. Agregado Miúdo

A areia de rio empregada proveniente da região de Jacareí, São Paulo, apresentou Módulo de Finura igual à 2,88, cumprindo as exigências da NBR 7217 (ABNT, 1987) designada assim como areia média, mostrada sua granulometria pela Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Granulometria do agregado miúdo

Peneiras	% individual	% acumulada
4,8	0,0	0,0
2,4	6,0	6,0
1,2	28,5	34,5
0,6	30,0	64,5
0,3	22,0	86,5
0,15	10,0	96,5
Fundo	3,5	100,0

AÏTCIN (2000) afirma que o uso de uma areia mais grossa é apoiado pelo fato de que todos os traços de concreto de alta resistência são bastante ricos em partículas finas devido ao seu alto teor de materiais cimentícios, de tal forma que não é necessário utilizar uma areia fina do ponto de vista da trabalhabilidade e da segregação.

Além disso, o uso de areia grossa leva à um pequeno decréscimo na quantidade de água na mistura necessária para dada trabalhabilidade, o que é vantajoso do ponto de vista da resistência e economia.

4.2.2.2. Agregado Graúdo

A dimensão máxima característica empregada foi de 9,5 mm como estabelecido pela NBR 7217 (ABNT, 1987). O agregado é de origem basáltica proveniente da região de Campinas. A granulometria do agregado graúdo é disposta na Tabela 4.3

Tabela 4.3 - Granulometria do agregado graúdo

Peneiras	% individual	% acumulada
19	0	0
12,5	0	0
9,5	0	0
6,3	24,5	24,5
4,8	50,5	75,0
2,4	23,0	98,0
1,2	0,5	98,5
0,6	0	98,5
0,3	0	98,5
0,15	0,5	99,0
Fundo	1,0	100,00

A dimensão máxima característica imposta ao projeto se fez pelos reduzidos cobrimentos empregados nas vigas. O traço empregado a partir de MAUREL (1999) *apud* DUCATTI (2001) prevê somente o uso de brita 0 nas frações de agregado graúdo.

Para o concreto convencional, uma pequena redução da exigência de água e dada trabalhabilidade pode ser obtida com aumento da dimensão do agregado. Porém, no Concreto de Alto desempenho o aumento da dimensão do agregado têm os seguintes efeitos adversos: primeiro, com o aumento da dimensão do agregado, a zona de transição torna-se maior e mais heterogênea e, por segundo, com muitos tipos de rochas as partículas menores são geralmente mais resistentes do que as partículas grandes.

No CAD, o módulo de elasticidade e resistência à compressão do agregado graúdo passam a ser mais influenciadores que num concreto convencional. Segundo AÏTCIN (2000), o processo de redução do tamanho freqüentemente elimina os defeitos internos do agregado, tais como, poros grandes, microfissuras e inclusões de minerais moles. É factível então que, concretos com agregados de dimensões menores, com vistas às formas cúbicas, ofereçam maior energia de ruptura.

4.2.2.3. Cimento e Sílica Ativa

O cimento empregado foi o Cimento Portland de Alta Resistência Inicial – CPV-ARI, com suas características físico-mecânicas atendendo a NBR 5733, com suas características, físico-químicas e mecânicas dadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Características do cimento empregado

Composição Química	
SiO_2	19,45%
Al_2O_3	4,86%
Fe_2O_3	3,12%
CaO	64,44%
MgO	0,62%
SO_3	2,94%
K_2O	0,70%
Ponto de fusão (1000ºC)	2,92%
Características Físicas	
Finura Blaine	461,8 m²/Kg
Início de pega	138 minutos
Fim de pega	200 minutos
Característica Mecânica – Resistência à compressão	
1 dia	29,2 MPa
3 dias	42,6 MPa
7 dias	46,9 MPa
28 dias	56,1 MPa

A sílica ativa utilizada foi do tipo comum, com as características dadas pela Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Características físicas e químicas da sílica ativa empregada

Características Físicas e Químicas	
Massa específica	2,20Kg/dm³
Superfície específica	20.000 m²/Kg
Formato da partícula	Esférico
Diâmetro média	0,2µm
Teor de SiO_2	> 85%
Umidade	< 3,0%
Equivalente alcalino	< 0,5%

4.2.2.4. Aditivo Redutor de Água

Nesta pesquisa se trabalhou com um novo tipo de aditivo a base de éter policarboxílico. O diferencial deste novo superplastificante, além do processo de dispersão na adsorção superficial dos grãos, é que atua uma segunda ação química. Suas moléculas possuem longas cadeias laterais, criando nas partículas de cimento o chamado "efeito esférico", possibilitando um distanciamento maior entre as partículas de cimento, aumentando assim significativamente a capacidade de redução de água no concreto.

4.2.2.5. Dosagem e Mistura

A proporção dos materiais empregados advêm da classe de concreto *M90* de MAUREL (1999) *apud* DUCATTI (2001), apresentada na Tabela 4.6, e então, adaptada aos materiais disponíveis na região de Campinas.

Tabela 4.6 – Traço do concreto empregado

COMPONENTES	Kg/m³
Cimento	425,0
Sílica	42,5
Areia	670,0
Brita 0	1298,0
Água	145,0
Aditivo (em litros/m³)	6,0
Relação a/c	0,35
Relação água/aglomerantes	0,32
Teor de argamassa	47%

A mistura seguiu os procedimentos adotados por MAUREL (1999) *apud* CARVALHO (2002), que consiste em otimizar os teores de sílica ativa na pasta que preencherá o pacote granulométrico dos agregados com teores de cimento em torno de 400 a 450 Kg/m³ e, composição dos materiais conforme a Tabela 4.6. O cimento e a sílica foram previamente misturados no estado seco, e o aditivo adicionado à uma parte da água de amassamento.

O lançamento dos materiais na betoneira de eixo inclinado obedeceu aos seguintes passos:

a) lançamento de 50% do agregado graúdo
b) lançamento de 50% da água sem superplastificante
c) lançamento do cimento com a sílica
d) lançamento de 90% dos 50% restantes de água misturada com superplastificante
e) lançamento do restante do agregado graúdo
f) lançamentos dos últimos 10% da água misturada com o superplastificante e, por último
g) lançamento do agregado miúdo

Os corpos-de-prova e as vigas foram adensados em mesa vibratória e, curados ao ar livre até a data de ensaio. As barras, na posição de moldagem, ficaram no fundo da forma.

4.2.2.6. Resistência à Compressão

A resistência à compressão foi obtida através das observações prescritas pela NBR 5739 (ABNT, 1980a). Para cada traço executado, foram moldados três corpos-de-prova cilíndricos de 10x20 cm, curados ao ar, nas condições das vigas. A idade do corpo-de-prova ao ensaio variou conforme a execução das vigas, de forma que, a resistência do concreto obtida fosse a mais próxima daquela desenvolvida no modelo.

4.2.2.7. Resistência à Tração por Compressão Diametral

Seguiu-se para obter esta propriedade as prescrições da NBR 7222 (ABNT, 1980b). Igualmente à resistência à compressão, moldou-se três corpos-de-prova cilíndricos de 10x20 cm para cada traço executado, com as idades variando conforme a seqüência de ensaio das vigas.

4.2.2.8. Resistência à Tração na Flexão - Módulo de Ruptura

O módulo de ruptura neste trabalho foi determinado através da equação empírica obtida por DUCATTI (2001), dada pela equação 4.2 abaixo.

$$f_{tf} = 1{,}615(f_{c28})^{0{,}374} \qquad \text{(equação 4.2)}$$

A equação de DUCATTI (2001) foi obtida a partir de regressões feitas com concretos desenvolvidos a partir de MAUREL (1999) e teve boa relação em comparação

com outra equação para o módulo de ruptura proposta por CARRASQUILLO *et al* (1981) *apud* AÏTCIN (2000), mostrando assim boa confiabilidade nos resultados obtidos.

4.2.2.9. Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade estático foi obtido a partir da equação abaixo dada por DUCATTI (2001), que precede um bom ajuste com os resultados da equação proposta pelo CEB-FIP (1990, *apud* AÏTCIN, 2000).

$$E_{cj} = 12{,}44(f_{cj})^{0{,}300} \quad \text{(equação 4.3)}$$

Para confrontar com os valores da equação, obteve-se para dois corpos-de-prova os valores de ensaio, os quais corresponderam bem aos valores calculados. Os resultados e o gráfico de deformação desses ensaios são apresentados posteriormente.

4.2.3. VIGAS

Como mencionado, foram confeccionadas 18 vigas sem armadura transversal, divididas em três "famílias" dispostas de acordo com o tipo de emenda adotada: cobrejunta (*CJ*), ancoragem (*AG*) e transpasse (*TP*). Dessa forma, detalha-se adiante cada amostra conforme seu modo de emenda.

Além das 18 vigas com emenda, foi confeccionada e ensaiada uma viga de referência sem emendas, com cobrimentos e diâmetro da barra iguais às características da viga *CJ7* para análise do comportamento do modelo.

O trabalho original de REYNOLDS e BEEBY (1982) apresenta 18 vigas com as dimensões de 200 mm de largura, 100 mm de altura e 1400 mm de comprimento. Neste trabalho, as dimensões das vigas foram alteradas quanto ao comprimento e altura. As dimensões de cada viga são detalhadas nas tabelas seguintes sobre cada "família".

Inicialmente foram executadas as vigas *CJ1, CJ2* com altura de 100 mm, largura de 200 mm e comprimento igual a 1200 mm. Em seguida, foram moldadas as vigas *CJ3, CJ4*, *CJ5 e CJ6*, com o comprimento aumentado para 1400 mm, exatamente como os modelos originais de REYNOLDS e BEEBY (1982). Porém, para aumentar a confiabilidade sobre a resistência à força cortante, as vigas restantes tiveram as dimensões modificadas para 200 mm de largura, 200 mm de altura, com comprimento total de 2000 mm. Entretanto, as medidas de cobrimento, diâmetro da barra, espaçamento e comprimento da emenda, foram mantidas fielmente aos modelos de REYNOLDS e BEEBY (1982).

4.2.3.1. Vigas com Emendas por Cobrejunta

No modelo de cobrejunta (*CJ*) foram fabricadas nove diferentes vigas, nas quais se variou o diâmetro da barra, cobrimentos, espaçamentos e posição de montagem, mas manteve-se o mesmo comprimento de emenda. A Tabela 4.7 e as Figura 4.3 e 4.4 mostram os detalhes dos modelos.

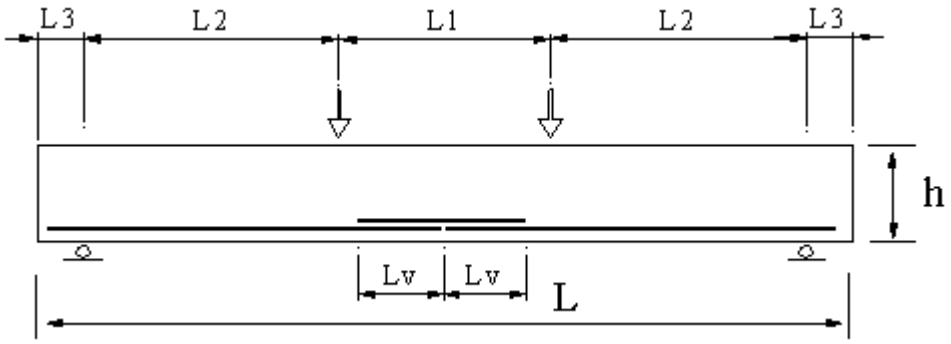


Figura 4.3 – Vista lateral das vigas de cobrejunta.

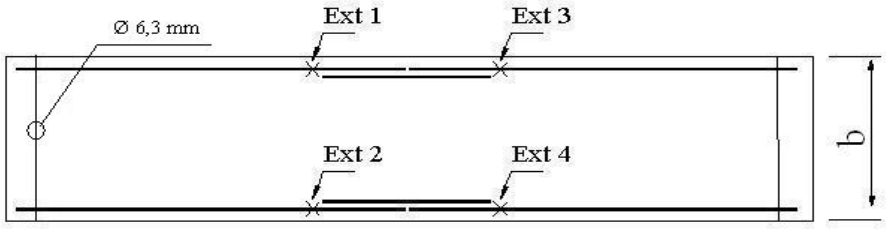


Figura 4.4 – Vista em planta das vigas de cobrejunta.

Tabela 4.7 – Detalhes das vigas de cobrejunta

Viga	Lv (mm)	Ø (mm)	C_x (mm)	C_y (mm)	$2C_s$ (mm)	c/d_b	$c_s/c_b.d_b$	b* (mm)	h* (mm)	L* (mm)	L_1* (mm)	L_2* (mm)	L_3* (mm)
CJ1	200	10	23	19	134	1,90	0,35	200	100	1200	400	350	50
CJ2	200	10	20	16	124	1,60	0,55	200	100	1200	400	350	50
CJ3	200	10	20	15	130	1,50	0,23	200	100	1400	500	400	50
CJ4	200	10	16	22	138	1,60	0,43	200	100	1400	500	400	50
CJ5	200	10	21	12	138	1,20	0,58	200	100	1400	500	400	50
CJ6	200	10	13	15	158	1,10	0,72	200	100	1400	500	400	50
CJ7	200	10	32	21	116	2,10	0,27	200	200	2000	600	600	100
CJ8	200	16	92	22	-	1,38	0,26	200	200	2000	600	600	100
CJ9	200	16	84	22	-	1,38	0,24	200	200	2000	600	600	100

* conforme Figura 4.3 e 4.4
Lv: comprimento da emenda
C_x: cobrimento lateral
C_y: cobrimento de fundo
$2C_s$: duas vezes o cobrimento lateral entre as barras
c/d_b: menor cobrimento pelo diâmetro da barra
c_s/c_bd_b: cobrimento entre as barras pelo menor cobrimento vezes o diâmetro, ou *Cx* p/ CJ8 e CJ9

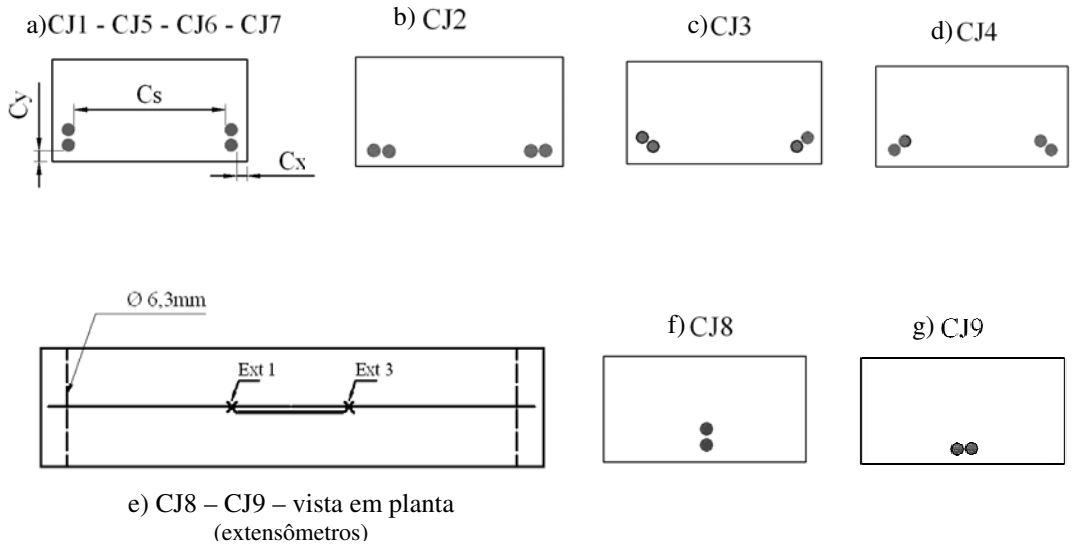
Em cada barra foi colado um extensômetro elétrico logo após a região de emenda, de modo a não interferir na região de aderência e, obter uma leitura mais próxima da tensão ocorrida no extremo desta região.

Empregarou-se também duas barras de comprimento 200 mm de Ø 6,3mm soldadas perpendicular à extremidade de cada barra nas vigas com h = 100 mm, com o intuito de promover uma melhor ancoragem, de modo que o deslizamento da barra dentro do concreto fosse somente na região das emendas. As dimensões das vigas eram reduzidas e, não permitiam uma ancoragem eficiente da barra, nem mesmo um dobramento da ponta era possível devido à baixa altura do modelo. Com essa barra foi possível controlar os cobrimentos C_x e C_s dispostos, fazendo as soldas nas medidas exatas da tabela anterior.

Para os modelos com h = 200 mm, fora usado também esta barra transversal, mas somente amarrada com arame para controle dos cobrimentos laterais, pois com a altura da viga foi possível prover a boa ancoragem com a dobra da ponta da barra.

O cobrimento de fundo foi controlado com o uso de espaçadores plásticos, disponíveis no mercado. Estes apresentavam inicialmente um cobrimento de 20 mm ou 25 mm, onde foram desbastados até a obtenção da profundidade necessária à viga (Figura 4.6). Cada barra foi montada com quatro espaçadores.

A Figura 4.5 mostra, em complemento às Figuras 4.3 e 4.4, as posições das barras nas vigas, e a Figura 4.6 em detalhe o espaçador empregado na barra.



e) CJ8 – CJ9 – vista em planta
(extensômetros)

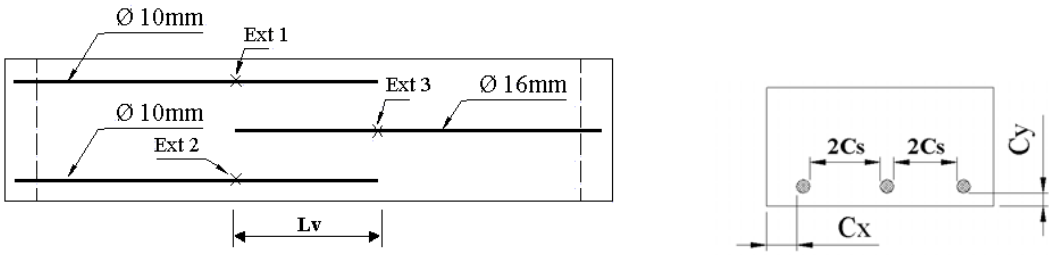
Figura 4.5 – Disposição das barras nas vigas de cobrejunta – vista em corte da seção transversal

Figura 4.6 – Detalhe do emprego do espaçador plástico nas barras de aço.

4.2.3.2. Vigas com Emendas do Tipo Ancoragem

Para esse modo de emenda, que é na verdade um transpasse espaçado, houve seis diferentes montagens. Foram duas barras de Ø 10 mm montadas paralelas, transpassadas com uma única barra de Ø 16 mm centrada à viga. Também foram empregados espaçadores plásticos para controlar o cobrimento de fundo e as barras perpendiculares de Ø 6,3 mm, para controlar os cobrimentos laterais, de forma igual as vigas de cobrejunta, e as pontas das barras dobradas para conferir boa ancoragem.

Em cada barra também foi colado um extensômetro elétrico logo após a região de emenda para medir a tensão do aço durante o ensaio. A Tabela 4.8 e a Figura 4.7 trazem as características de cada viga.



a) Vista em planta b) Corte da seção transversal

Figura 4.7 – Disposição das barras nas vigas de ancoragem (AG).

Tabela 4.8 – Detalhes das vigas de Ancoragem

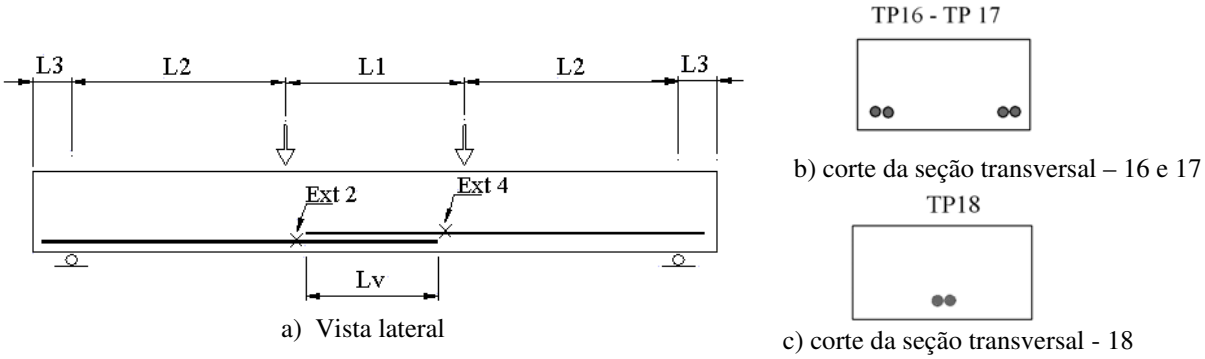
Viga	Lv (mm)	Ø (mm)	C_x (mm)	C_y (mm)	$2C_s$ (mm)	c/d_b	$c_s/c_b.d_b$	b* (mm)	h* (mm)	L* (mm)	L_1* (mm)	L_2* (mm)	L_3* (mm)
AG 10	300	10/16	20	19	62	1,19	0,10	200	200	2000	600	600	100
AG 11	300	10/16	40	17	42	1,06	0,08	200	200	2000	600	600	100
AG 12	300	10/16	82	17	0	1,06	0,15	200	200	2000	600	600	100
AG 13	150	10/16	20	19	62	1,19	0,10	200	200	2000	600	600	100
AG 14	250	10/16	20	17	62	1,06	0,11	200	200	2000	600	600	100
AG 15	400	10/16	20	17	62	1,06	0,11	200	200	2000	600	600	100

* conforme Figuras 4.3 e 4.7
Lv: comprimento da emenda
C_x: cobrimento lateral
C_y: cobrimento de fundo
$2C_s$: duas vezes o cobrimento lateral entre as barras
c/d_b: menor cobrimento pelo diâmetro da barra
c_s/c_bd_b: cobrimento entre as barras pelo menor cobrimento vezes o diâmetro(adotado 16mm).

4.2.3.3. Vigas com Emendas por Transpasse

Para as vigas com transpasse foi empregado somente barras de 16 mm de diâmetro, variando dessa forma as outras características. Para esse modo foram dispostos três modelos de vigas apresentados pela Figura 4.8 e Tabela 4.9 abaixo. Os espaçadores plásticos e as barras perpendiculares de Ø 6,3 mm foram igualmente empregados às de ancoragem.

A viga *TP 16* foi executada na primeira parte do programa experimental juntamente com a *CJ1 e CJ2*, com as menores dimensões. Contudo, por uma falha na montagem das armaduras, observada após o ensaio na extração dos cobrimentos, que parte da emenda de 14 cm de uma das barras continha a demarcação do fabricante. E, tendo na terceira etapa aumentado as dimensões das vigas para isentar o efeito da força cortante, sendo que nenhum dos modelos deste trabalho se previa estribos, decidiu-se reproduzir a viga, descartando assim a primeira viga *TP 16*, considerando somente a *TP 16* executada com as dimensões de 200 mm de altura.



a) Vista lateral

b) corte da seção transversal – 16 e 17

c) corte da seção transversal - 18

Figura 4.8 – Disposição das barras nas vigas de transpasse (TP).

Tabela 4.9 – Detalhes das vigas de transpasse

Viga	Lv (mm)	Ø (mm)	C_x (mm)	C_y (mm)	$2C_s$ (mm)	c/d_b	$c_s/c_b.d_b$	b* (mm)	h* (mm)	L* (mm)	L_1* (mm)	L_2* (mm)	L_3* (mm)
TP16	140	16	11	20	146	0,68	0,23	200	200	2000	600	600	100
TP 17	240	16	17	21	126	1,06	0,19	200	200	2000	600	600	100
TP 18	240	16	84	20	-	1,25	0,26	200	200	2000	600	600	100

* conforme Figura 4.3 e 4.8
Lv: comprimento da emenda
C_x: cobrimento lateral - C_y: cobrimento de fundo
$2C_s$: duas vezes o cobrimento lateral entre as barras
c/d_b: menor cobrimento pelo diâmetro da barra
c_s/c_bd_b: cobrimento entre as barras pelo menor cobrimento vezes o diâmetro ou *Cx* p/ TP18

5. RESULTADOS

5.1. CONCRETOS

A parte experimental deste trabalho se dividiu em três etapas justamente pelas concretagens executadas conforme os modelos das vigas. Na primeira etapa, foram confeccionadas duas vigas, a *CJ1 e CJ2*; na segunda etapa as vigas *CJ3, CJ4, CJ5 e CJ6*. Nestas duas etapas, foi possível moldar até quatro vigas com aproximadamente 120 litros de concreto, capacidade máxima da betoneira empregada.

Com o aumento das dimensões das vigas restantes, para a moldagem de cada viga foram necessários aproximadamente 90 litros de concreto, sendo moldada então uma a uma com cada betonada, tendo seis corpos-de-prova para cada traço executado.

A Tabela 5.1 traz os valores individuais dos corpos-de-prova ensaiados à compressão axial e à compressão diametral. Os valores apresentados para os módulos de elasticidade e resistência à tração na flexão foram obtidos a partir das equações empíricas 4.2 e 4.3 dadas por DUCATTI (2001), apresentadas anteriormente.

As consistências dos concretos com o uso do superplastificante policarboxílico apresentaram-se plásticas. A reduzida relação água/aglomerantes, em contraste com o elevado consumo de cimento/m^3 e adição de sílica, sujeitaram o concreto a abatimentos praticamente nulos. O agregado graúdo também contribui para este fato por apresentar visualmente elevada quantidade de finos, porém, se enquadrando nas condições dadas pela ABNT.

Tabela 5.1 – Resultados das resistências obtidos dos concretos confeccionados

Vigas	**Idade** *(dias)*	**Resistência à Compressão**				*Módulo de Elasticidade* E_c *(GPa)*	**Resistência à Tração**			
		Carga *(Kgf)*	f_c **Individual** *(MPa)*	f_c **média** *(MPa)*	*desvio-padrão*		*Diametral* **Carga** *(Kgf)*	*Diametral* f_{cd} *(MPa)*	f_{cd} ***média*** *(MPa)*	*na Flexão* f_{tf} *(MPa)*
CJ1- CJ2	42	68200	86,85	84,72	1,945	47,12	22200	7,07	6,72	8,50
		65200	83,03				20100	6,40		
		66200	84,30				21000	6,68		
CJ3 - CJ4 CJ5 - CJ6	23	69200	88,12	96,01	6,867	48,92	20600	6,56	6,57	8,90
		79000	100,60				21100	6,72		
		78000	99,33				20200	6,43		
CJ7	22	79500	101,24	94,87	5,971	48,75	14800	4,71	4,71	8,86
		70200	89,39				14800	4,71		
		73800	93,98				14800	4,71		
CJ8	55	68000	86,59	84,04	2,547	47,01	18600	5,92	6,30	8,47
		64000	81,50				22000	7,00		
		66000	84,04				18800	5,98		
CJ9	57	~~54000~~		86,59	1,801	47,43	25000	7,96	7,32	8,57
		67000	85,32				21400	6,81		
		69000	87,86				22600	7,19		
AG10	22	81000	103,15	105,18	1,923	50,28	16200	5,16	4,54	9,21
		82800	105,44				13800	4,39		
		84000	106,97				12800	4,07		
AG11	54	64200	81,75	78,19	3,088	46,00	16000	5,09	5,73	8,25
		60000	76,40				17000	5,41		
		60000	76,40				21000	6,68		
AG12	55	63000	80,22	84,04	5,403	47,01	16000	5,09	5,84	8,47
		~~55000~~					17800	5,67		
		69000	87,86				21200	6,75		
AG13	54	79600	101,36	104,42	2,884	50,17	18000	5,73	6,11	9,19
		84100	107,09				20400	6,49		
		82300	104,80				19200	6,11		
AG14	51	66000	84,04	82,35	1,789	46,72	19000	6,05	6,07	8,41
		64800	82,52				18400	5,86		
		63200	80,48				19800	6,30		
AG15	51	~~53000~~		82,77	7,203	46,79	20400	6,49	6,62	8,42
		69000	87,86				24000	7,64		
		61000	77,68				18000	5,73		
TP 16	51	~~46000~~		80,22	1,801	46,36	18000	5,73	5,88	8,32
		64000	81,50				19000	6,05		
		62000	78,95				18400	5,86		
TP 17	47	74600	95,00	93,13	6,077	48,48	17400	5,54	5,60	8,80
		67800	86,34				18200	5,79		
		77000	98,05				17200	5,47		
TP 18	47	70000	89,14	90,58	2,074	48,08	20600	6,56	5,96	8,71
		73000	92,96				18800	5,98		
		70400	89,65				16800	5,35		
Referência	22	60000	76,40	85,06	9,674	47,18	17000	5,41	5,88	8,51
		65400	83,28				20200	6,43		
		75000	95,50				18200	5,79		
Média		68544		88,81	4,070	47,75	18818		5,99	8,64

Os valores da carga de compressão axial na Tabela 5.1 que estão tachados e não são demonstrados na resistência à compressão individual, foram descartados em razão da dispersão causada. O desvio-padrão máximo com essa medida foi de 9,674 e o mínimo de 1,789.

Para o primeiro concreto executado (vigas *CJ1 e CJ2*), dois corpos-de-prova foram ensaiados para obtenção do módulo de elasticidade estático secante, segundo as recomendações da ABNT (1984). Esses resultados foram obtidos para verificar os dados com as equações de DUCATTI (2001) e traçar o diagrama de deformação do concreto. A Tabela 5.2 mostra os valores de cada corpo-de-prova, obtidos a partir da média de dois extensômetros elétricos para cada corpo-de-prova, a Figura 5.1 mostra o gráfico da tensão *x* deformação desses concretos.

Tabela 5.2 – Resultados do ensaio do módulo de deformação dos concretos confeccionados

	Corpo-de-prova 01			*Corpo-de-prova 02*		
	Carga	*Tensão*	*Deformação*	*Carga*	*Tensão*	*Deformação*
	Kgf	*MPa*	*mm*	*Kgf*	*MPa*	*mm*
	5000	6,37	0,0001382	5000	6,4	0,0001246
	10000	12,73	0,0002867	10000	12,7	0,0002776
	15000	19,10	0,0004401	15000	19,1	0,0004281
	20000	25,47	0,0005927	20000	25,5	0,0005743
	25000	31,83	0,0007623	25000	31,8	0,0007388
	30000	38,20	0,0009234	30000	38,2	0,0008930
	35000	44,57	0,0010789	35000	44,6	0,0010542
	40000	50,94	0,0012604	40000	50,9	0,0012183
	45000	57,30	0,0014197	45000	57,3	0,0013817
	50000	63,67	0,0016216	50000	63,7	0,0015735
	55000	70,04	0,0018462	55000	70,0	0,0017969
	60000	76,40	0,0021043	60000	76,4	0,0020536
Ruptura	64200	81,75		68400	87,1	
Módulo	42 GPa			45 GPa		

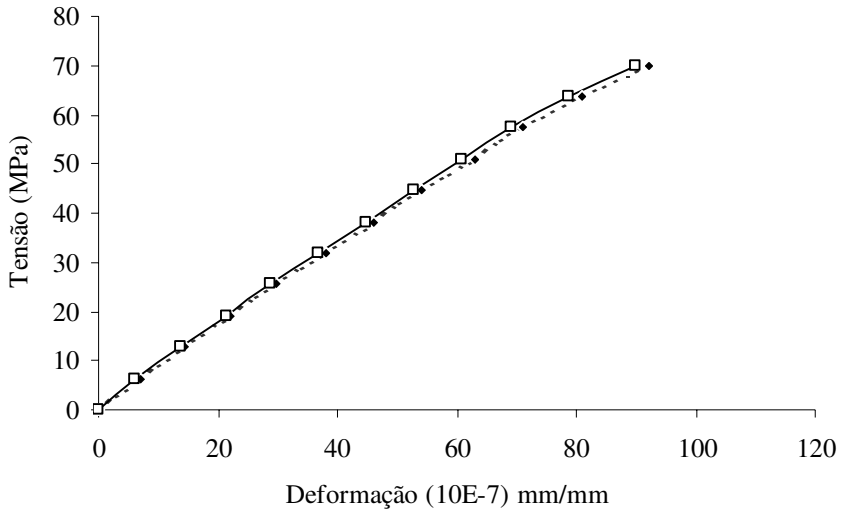


Figura 5.1 – Gráfico da tensão *x* deformação do concreto confeccionado.

Para efeito de conhecimento da massa aparente dos concretos, antes do processo de capeamento para o ensaio de compressão, os corpos-de-prova – curados ao ar - foram pesados e forneceram em média 4,00Kgf, o que resultou numa massa aparente de 2,546 Kgf/dm^3.

5.2. VIGAS COM EMENDA POR COBREJUNTA

Todas as vigas de cobrejunta apresentaram um comportamento bem semelhante. As primeiras fissuras, de modo observável, apareceram entre 15% a 35% das cargas de ruptura. As fissuras iniciaram sob os pontos de aplicação das cargas, propagando seqüencialmente no meio do vão, partindo daí aos extremos, além da região de momento constante.

A Tabela 5.3 mostra os valores das cargas e tensões nos aços obtidos nos ensaios. As cargas apresentadas já incluem o peso próprio e o dos aparelhos empregados para o ensaio de flexão. A tensão no aço foi obtida pela média dos extensômetros lidos.

Tabela 5.3 – Resultados obtidos das vigas de cobrejunta

Viga	f_c *MPa*	C_x (mm)	C_y (mm)	c/d_b	Altura da viga (mm)	vão L (mm)	Carga (Kgf)	Momento (Kgf.cm)	Tensão no aço (MPa)
CJ1	84,72	23	19	1,90	100	1100	3023	52902	561,67
CJ2	84,72	20	16	1,60	100	1100	3463	60602	620,61
CJ3	96,01	20	15	1,50	100	1300	3117	62340	550,20
CJ4	96,01	16	22	1,60	100	1300	2635	52690	582,18
CJ5	96,01	21	12	1,20	100	1300	2822	56440	470,25
CJ6	96,01	13	15	1,30	100	1300	2977	59540	612,72
CJ7	94,87	32	21	2,10	200	1800	5548	167940	661,99
CJ8	84,04	92	22	1,38	200	1800	5874	176220	569,40
CJ9	86,59	84	22	1,38	200	1800	5195	155850	471,40

C_x: cobrimento lateral
C_y: cobrimento de fundo
c/d_b: menor cobrimento pelo diâmetro da barra

Foi bem evidente a situação de que, ao aumentar a carga próxima à ruptura (> 70% desta), a flecha aumentou enquanto a propagação de fissuras deu-se de forma temerária.

Por não possuir armadura transversal, somente as barras horizontais emendadas, as vigas apresentaram uma ruptura frágil, brusca, literalmente. Em particular, as *CJ2* e *CJ6* apresentaram a tensão na ruptura no início da tensão de escoamento do aço, obtida em ensaio realizado nas barras; assim, pela análise da curva *tensão x deformação* dada pela Figura 5.2, pode-se observar que a ruptura da *CJ2* (figura 5.5) foi brusca, sem deformação excessiva da viga. A viga *CJ7,* entretanto, apresentou grande deformação e a tensão do aço na ruptura viga demonstra que a perda da aderência das emendas ocorreu no escoamento das barras.

Na execução dos ensaios das vigas *CJ5* e *CJ6* (Figuras 5.6), o relógio empregado para medir a deformação no centro do vão foi retirado por segurança, como também em outras vigas ensaiadas, mas nas emendas de cobrejunta somente estas duas não tiveram a deflexão controlada até a ruptura. Na *CJ5* o relógio foi retirado segundos antes da ruptura, bem próximo a carga última. Na *CJ6* o relógio foi retirado no carregamento de 2500 Kgf e, no incremento da carga a viga rompeu bruscamente. Dessa forma, mesmo tendo esta viga

rompida no limite da tensão de escoamento, a forma de ruptura (Figura 5.6) indica que a falha na aderência da emenda foi a causa da ruptura. Os pequenos cobrimentos da *CJ6* (C_x: 11 mm e C_y: 13mm) fizeram com que houvesse, na ruptura, expulsão do concreto de cobrimento.

A viga *CJ7* (Figura 5.7) apresentou um patamar de carga com deformação excessiva a partir da carga de 5100 Kgf (Figura 5.4), tendo ruptura explosiva à carga de 5548 Kgf. A tensão no aço pela leitura de três extensômetros foi de 662 MPa, evidenciando que a ruptura na emenda deu-se no escoamento das barras. Esta viga foi montada com o maior cobrimento deste tipo de emenda, tendo uma relação do menor cobrimento pelo diâmetro da barra igual a 2,10.

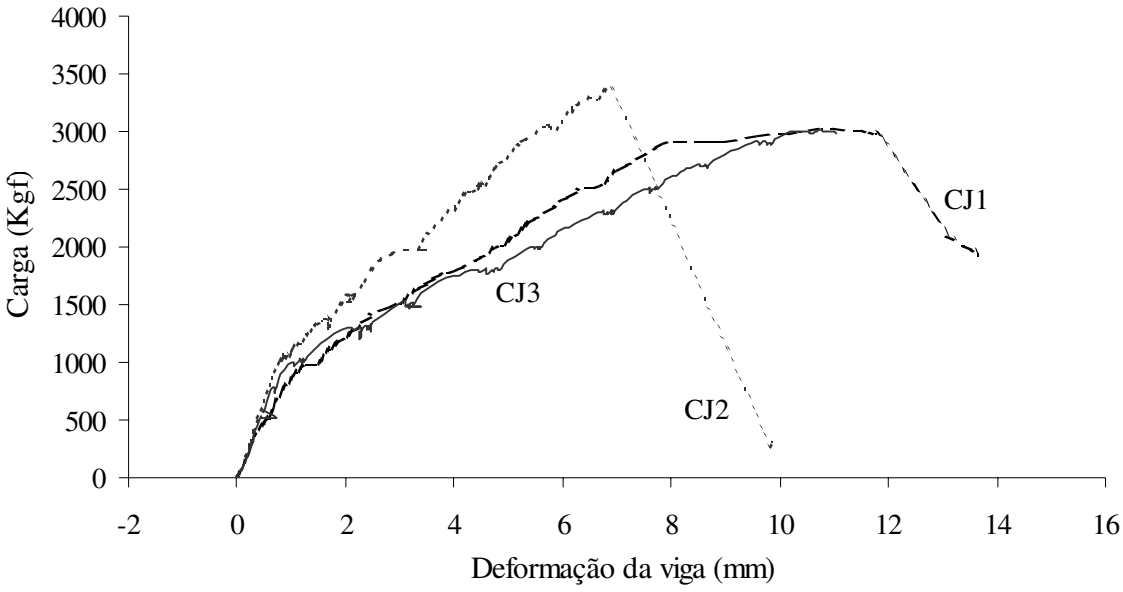


Figura 5.2 – Curvas das cargas pelas deformações das vigas *CJ1, CJ2* e *CJ3.*

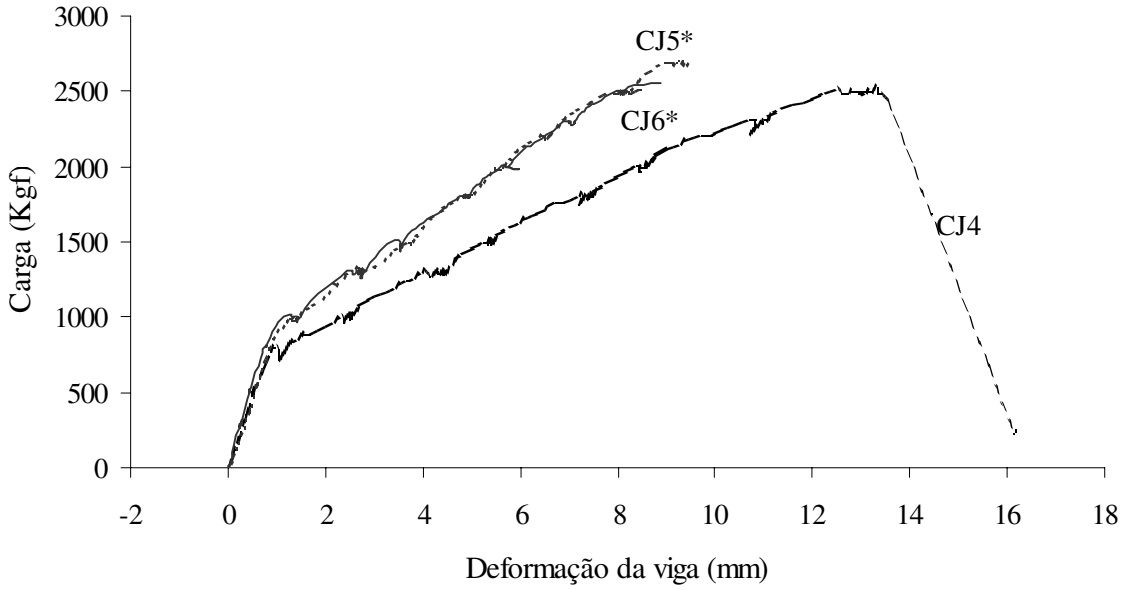


Figura 5.3 – Curvas das cargas pelas deformações das vigas *CJ4, CJ5* e *CJ6.*

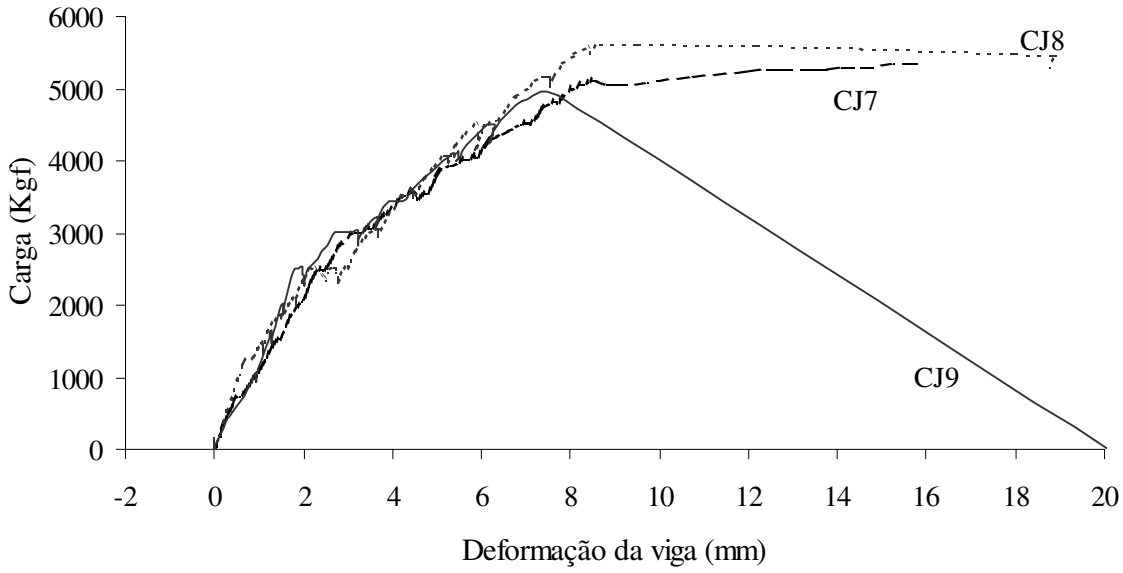


Figura 5.4 – Curvas das cargas pelas deformações das vigas *CJ7, CJ8* e *CJ9.*

A falha na emenda ocorreu sempre num dos lados. As fissuras, desenvolveram-se verticalmente, paralela à aplicação da carga. Porém, nas vigas moldadas com altura igual a 100 mm, quando próximo à carga de ruptura, as fissuras começaram a se propagar no sentido inclinado à longitudinal; onde quais aberturas foram bastante aumentadas com a ruptura. Esta situação, da indução de fissuras de cisalhamento foi removida com o aumento da secção da viga.

Todas as vigas de cobrejunta apresentaram ruptura por fendilhamento simultâneo das faces laterais e da face tracionada da emenda. Como citado por ORANGUN *et al*. (1977), este tipo de ruptura é esperado uma vez que, o limite $c/d_b < 2{,}50$. DUCATTI (2001) salienta que caso tivesse este parâmetro sido ultrapassado, a ruptura poderia ser dada por arrancamento da barra.

Um ponto interessante do comportamento observado (Figura 4.6) nas vigas com as barras de 16 mm, *CJ8* (Figura 5.8) e *CJ9* (Figura 5.9), é que, devido a posição da emenda houve redução da resistência de aderência nesses modelos. A *CJ8* foi montada com a emenda no plano horizontal, a *CJ9* foi montada com a emenda no plano vertical, tendo o mesmo cobrimento de fundo, o cobrimento lateral foi menor que a *CJ8*. Mas, o diferencial que fez a *CJ9* apresentar 17% a menos de resistência de aderência que a *CJ8* é o de que, o cilindro de transferência foi alterado pela restrição do cobrimento de fundo, enquanto que para a *CJ8* este efeito foi menor devido ao grande cobrimento lateral.

Observou-se que algumas poucas nervuras apresentavam vestígios de argamassa aderida. Não há uma forma direta de quantificar este fato. Entretanto, é de fácil observação que, estas poucas argamassas estavam aderidas a nervuras próximas ao início da emenda. Este comportamento da aderência em concreto de alta resistência é descrito por AZIZINAMINI et *al*. (1993), relatado anteriormente na seção 3.3.

De toda forma, a superfície da barra se dispõe limpa, brilhante e lisa, de acordo com as observações feitas nos estudos de HWANG *et al* (1994). DUCATTI (2001) também

ressalta esta situação em seus ensaios, considerando, como HWANG *et al* (1994), que esta situação deve-se à sílica empregada no concreto.

Os cobrimentos planejados foram conferidos após o ensaio de cada viga. O cobrimento de concreto no trecho da emenda foi extraído, de forma que fosse possível observar as posições das barras, as condições da emenda e, consequentemente, os cobrimentos c_x e c_y.

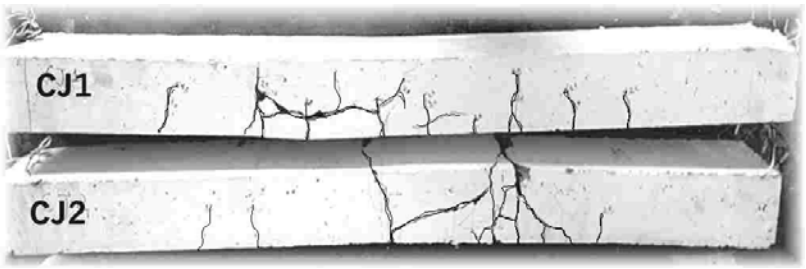


Figura 5.5 – Vista lateral das vigas *CJ1* e *CJ2*.

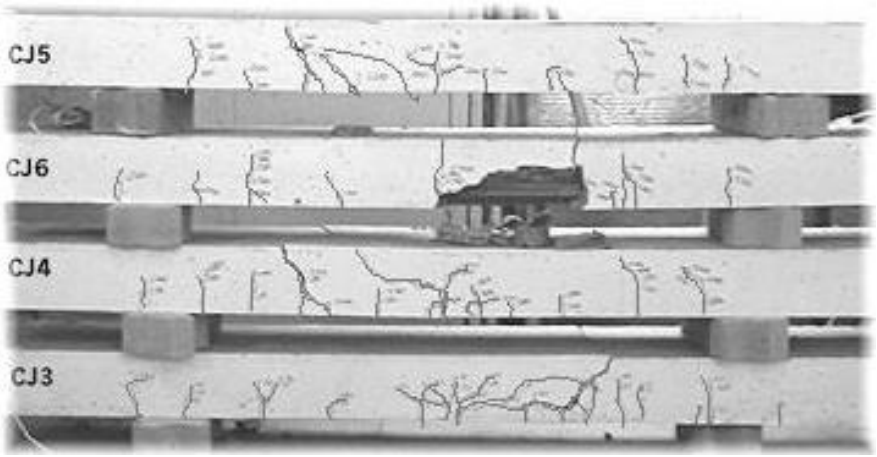


Figura 5.6 – Vista lateral das vigas *CJ3, CJ4, CJ5* e *CJ6*.

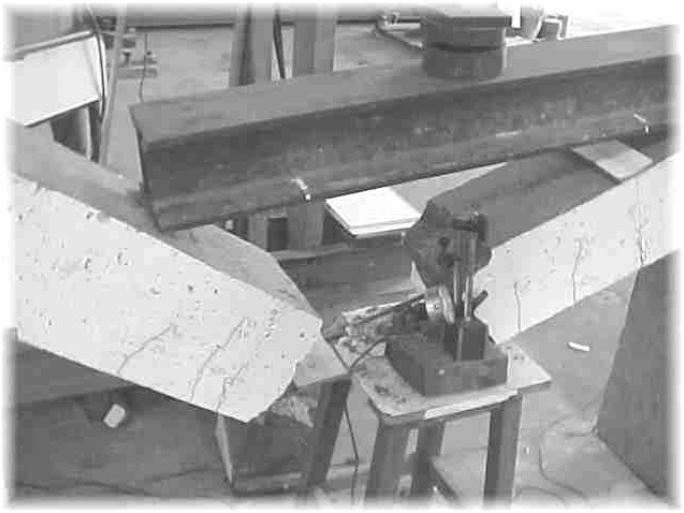
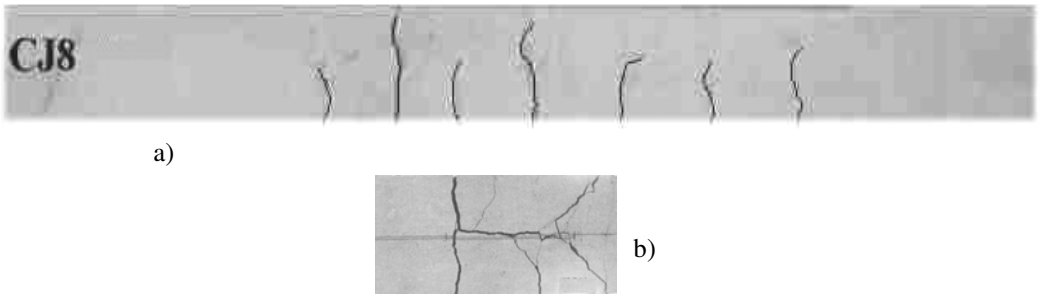


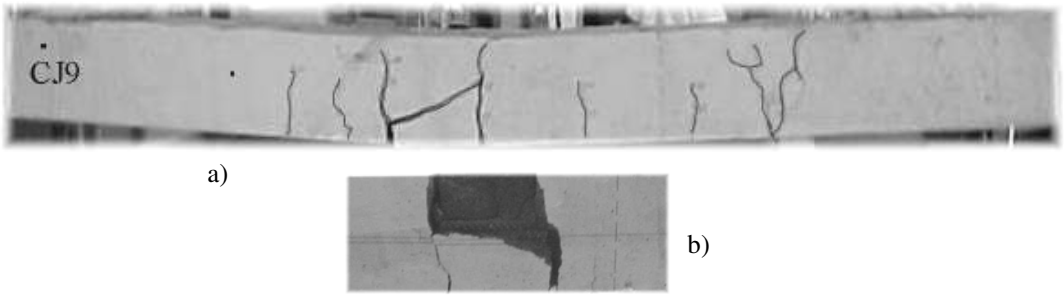
Figura 5.7 – Detalhe da ruptura da viga *CJ7*.



a)

b)

Figura 5.8 – Viga *CJ8* – a) vista lateral – b) vista da ruptura de fundo.



a)

b)

Figura 5.9 – Viga *CJ9* – a) vista lateral – b) vista da ruptura de fundo.

5.3. VIGAS COM EMENDA POR ANCORAGEM

Das vigas por este tipo de emenda foram ensaiados seis modelos ao todo. Como detalhado anteriormente (Figura 4.8), em cada barra fora colado um extensômetro elétrico logo após a região da emenda. As três primeiras vigas, *AG 10*, *AG 11* e *AG 12*, tiveram o mesmo comprimento de transpasse das barras, com diferencial de ir diminuindo o espaçamento entre elas. Já para as outras três, *AG 13*, *AG 14* e *AG 15*, manteve-se o mesmo espaçamento com a variação do comprimento da emenda.

Dessa forma, a Tabela 5.4 seguinte foi montada com os valores obtidos nos ensaios das vigas, frente às características individuais de cada uma. Todas elas foram executadas nas dimensões de 200 *x* 200 *x* 2000 mm.

Tabela 5.4 – Resultados obtidos das vigas de ancoragem

Viga	f_c *MPa*	C_x (mm)	C_y (mm)	$2C_s$ (mm)	Lv (mm)	c/d_b	Carga (Kgf)	Momento (Kgf.cm)	Tensão no aço (MPa)
AG 10	105,18	20	19	62	300	1,19	6151	184530	685,02
AG 11	78,19	40	17	42	300	1,06	6366	190980	721,05
AG 12	84,04	82	17	0	300	1,06	6516	195480	720,34
AG 13	104,42	20	19	62	150	1,19	4221	126630	375,00
AG 14	82,35	20	17	62	250	1,06	6296	188880	585,92
AG 15	82,77	20	17	62	400	1,06	6385	191550	583,85*

Lv: comprimento da emenda
C_x: cobrimento lateral
C_y: cobrimento de fundo
$2C_s$: duas vezes o cobrimento lateral entre as barras
c/d_b: menor cobrimento pelo diâmetro da barra (16mm)
* valor obtido a partir do cálculo da resistência última à flexão – método *ACI* ($f_s = M/(A_s*jd)$ (WINTER e NILSON (1974))

Para a viga *AG 10* (Figuras 5.10 e 5.12) o relógio que media a flecha foi retirado segundos antes da ruptura, tendo como última leitura uma flecha de 6,66 mm e, após um minuto e vinte segundos teve-se a ruptura brusca no acréscimo da carga de 5240 Kgf para 6240 Kgf, rompendo com 6151 Kgf. Pela forma das diferenças de tempo e da ruptura, observa-se que não houve um patamar de deformação excessiva como nas vigas 11 e 12, detalhadas a seguir. Na *AG 10*, o extensômetro de uma das barras de ø10 mm foi

descartado por apresentar uma leitura muita alta, fora dos padrões. No progresso do carregamento as outras duas barras, uma de ø10 e a outra de ø16 com um extensômetro cada, apresentaram tensões bem próximas, mas variadas, indo até a ruptura. Entretanto, o extensômetro da barra de ø10 parou de fornecer leitura segundos antes da ruptura. A tensão dada dessa viga na Tabela 5.4 é a tensão apresentada pela barra de ø16 no instante da ruptura.

Na viga *AG 11* (Figuras 5.10 e 5.13), nas primeiras cargas uma das barras de ø10 apresentou a mesma deformação que a barra de ø16, a outra barra de ø10 apresentou metade da deformação dessas duas. Com o acréscimo de carga, a primeira barra de ø10 foi aumentando o valor em relação à de ø16, e a outra de ø10 foi se aproximando dos valores da barra de maior diâmetro. Contudo, os extensômetros das barras de ø10 pararam de funcionar bem antes da ruptura da viga, com isso, a tensão na barra apresentada é a desenvolvida pela barra de ø16. A deformação da *AG11* foi lenta até o valor de 9,5 mm, com carga de 5700, logo em seguida, a viga apresentou grande deformação em poucos segundos, atingido o final do curso do relógio com 18,54 mm e deformou-se mais até a ruptura.

O comportamento das barras sob ensaio da *AG12* (Figuras 5.10 e 5.14) foi semelhante ao desenvolvido pela *AG10* no início do carregamento. Uma das barras de ø10 apresentou o mesmo valor da de ø16, a outra de ø10 apresentou 1/3 acima do valor dessas outras duas. Na maior parte do carregamento a barra de ø16 apresentou maior deformação, pois as barras de ø10 foram se aproximando uma da outra, mas mantendo deformação menor que a de ø16.

Os valores entre as três barras se igualaram por volta da tensão desenvolvida de 600 MPa, pouco depois os extensômetros das barras de ø10 não forneceram mais leituras, nesse ponto a deformação da viga estava em 7,80 mm. Quando atingiu a carga de 5600 Kgf com deformação da ordem de 10,00 mm, a tensão na barra de ø16 se apresentava em 626 MPa, após este, a viga sofreu grande deformação no acréscimo da carga, chegando a atingir o final de curso do relógio comparador e tendo ainda aumentado bem sua flecha, pois houve um bom tempo – cerca de três minutos – para a ruptura, com a carga de 6516 Kgf.

O comportamento final das vigas *AG11* e *AG12* foi semelhante, exceto pela deformação mais prolongada da *AG12*. Evidenciando que essas vigas não romperam a aderência de emenda, dada por um grande valor de transferência. As descrições são melhor observadas nas Figuras 5.10 e 5.11, relacionando a deformação das vigas de emenda por ancoragem pelas cargas aplicadas. As rupturas foram no final da ancoragem da barra de ø16, como podem ser visualizadas nas figuras das vigas.

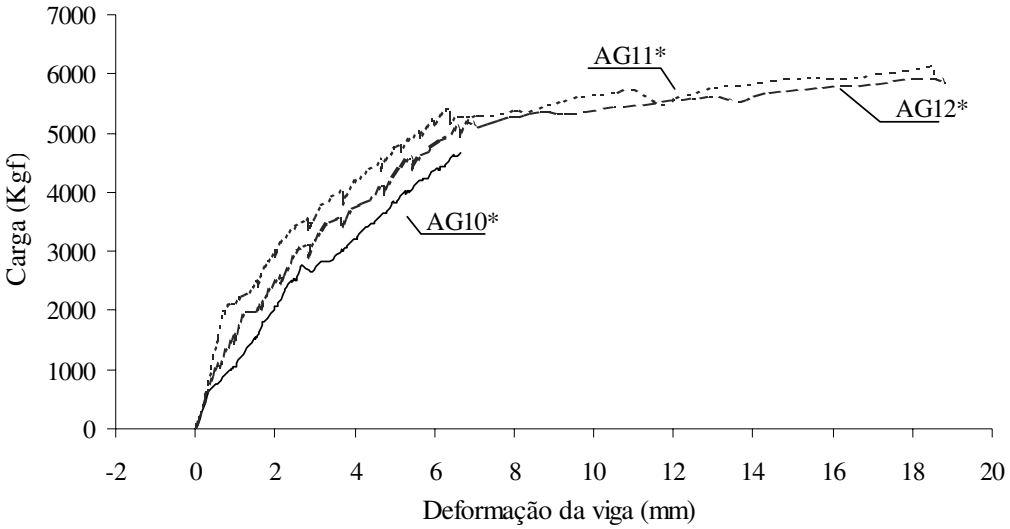


Figura 5.10 – Curvas das cargas pelas deformações das vigas *AG10*, *AG11* e *AG12*.

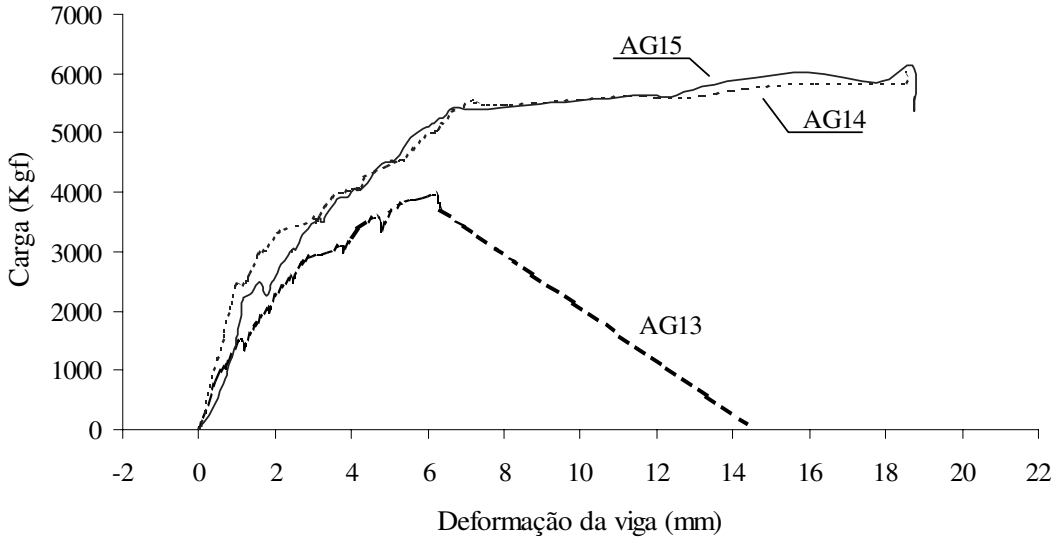


Figura 5.11 – Curvas das cargas pelas deformações das vigas *AG13*, *AG14* e *AG15*.

O comportamento da *AG13* (Figuras 5.11 e 5.15) foi semelhante à distribuição de tensões entre as barras. Das barras de ø10, uma desenvolveu tensão maior e a outra menor que a barra de ø16, durante todo o carregamento. A média das tensões das barras de ø10 foi igual ao valor apresentado pela barra de ø16.

Na viga *AG14* (Figuras 5.11 e 5.16) os extensômetros das barras de ø10 forneceram leituras incoerentes e foram descartados. A tensão alcançada pela barra de ø16 na ruptura foi de 585 MPa. A curva da carga pela deformação da *AG14* foi bem parecida com a *AG11*, especificamente sob as deformações após os 10,0 mm de flecha, que aumentaram rapidamente até a ruptura.

Já no início do ensaio da *AG15* (Figuras 5.11 e 5.17)uma das barras de ø10 não forneceu leitura. A barra de ø16 e a outra de ø10 apresentaram leituras inconsistentes até a flecha de 4,0 mm. Com isso, a viga foi ensaiada na maior parte sem uma leitura das deformações nas barras, porém, a análise da curva da carga pela deformação apresenta um comportamento semelhante à *AG14*, destacando a carga de ruptura e o patamar de deformação. Não foi possível obter a tensão na barra no momento da ruptura devido à falha nos três extensômetros, porém foi considerado o valor da tensão na barra pelo método *ACI* de resistência última à flexão.

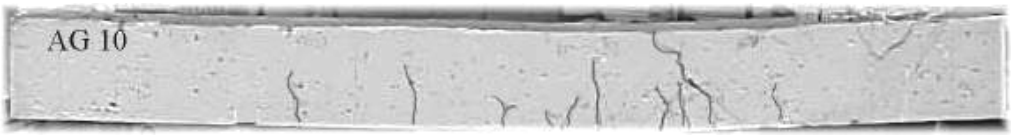
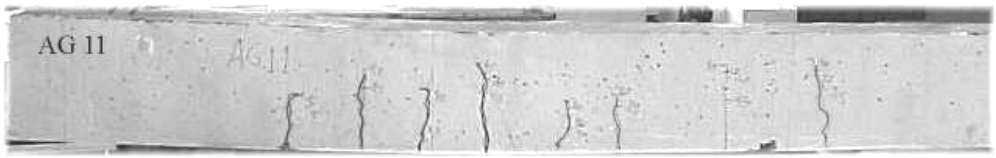


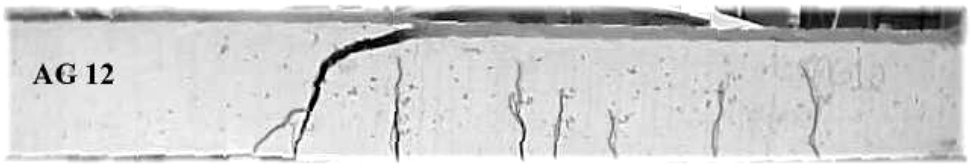
Figura 5.12 – Vista lateral da viga *AG 10*.



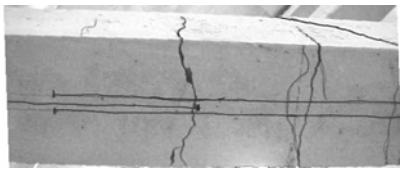
a)

b)

Figura 5.13 – Viga *AG 11* – a) vista lateral- b) vista da ruptura de fundo.



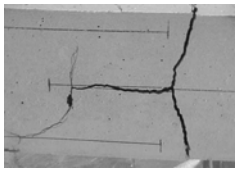
a)



b)

Figura 5.14 – Viga *AG 12* – a) vista lateral- b) vista da ruptura de fundo.

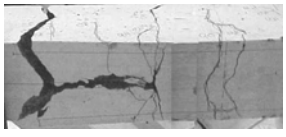
a)



b)

Figura 5.15 – Viga *AG 13* – a) vista lateral- b) vista da ruptura de fundo.

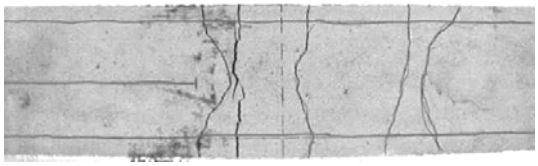
a)



b)

Figura 5.16 – Viga *AG 14* – a) vista lateral- b) vista da ruptura de fundo.

a)



b)

Figura 5.17 – Viga *AG 15* – a) vista lateral- b) vista da ruptura de fundo.

5.4. VIGAS COM EMENDAS POR TRANSPASSE

Para esta forma de emenda, foram ensaiadas três vigas que variaram cobrimentos e comprimento da emenda, empregando barras de ø16mm. Todas as vigas foram confeccionadas nas dimensões de 200 x 200 x 2000 mm. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.5 Figura 5.18.

Tabela 5.5 – Resultados obtidos das vigas com transpasse

Viga	f_c *MPa*	C_x (mm)	C_y (mm)	$2C_s$ (mm)	Lv (mm)	c/d_b	Carga (Kgf)	Momento (Kgf.cm)	Tensão no aço (MPa)
TP16	80,22	11	20	146	140	0,68	6746	202380	369,31
TP 17	93,13	17	21	126	240	1,06	8633	258990	504,50
TP 18	90,58	84	20	-	240	1,25	5444	163320	457,29

Lv: comprimento da emenda
C_x: cobrimento lateral
C_y: cobrimento de fundo
$2C_s$: duas vezes o cobrimento lateral entre as barras
c/d_b: menor cobrimento pelo diâmetro da barra

Na *TP16* (Figura 5.19), um extensômetro falhou no início do ensaio, dos outros três pode-se observar que a tensão variou nas barras, ora uma das barras estava com valor superior às outras ora não. Num instante um lado da viga as barras deformaram mais, noutro instante foi o outro lado. A ruptura foi brusca.

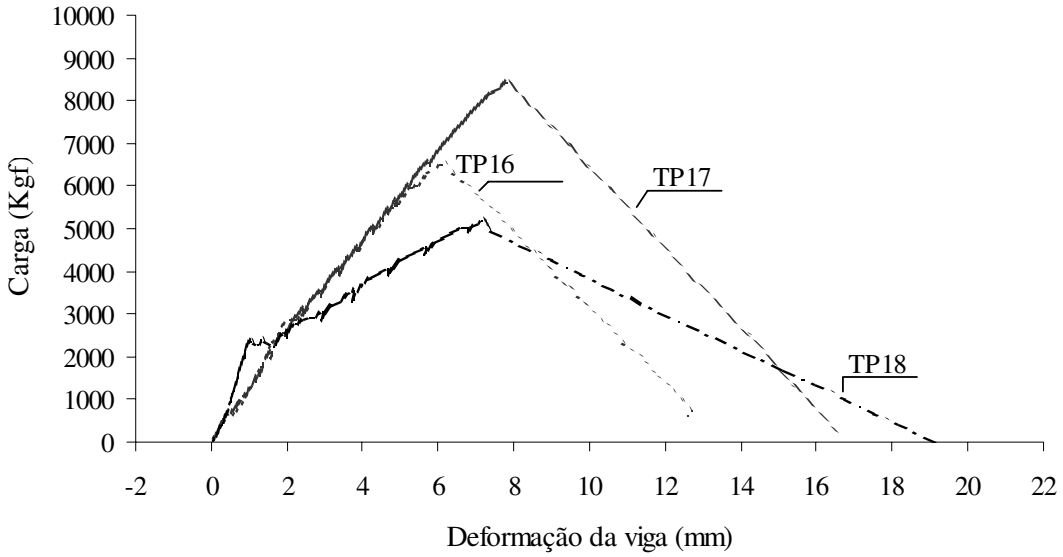
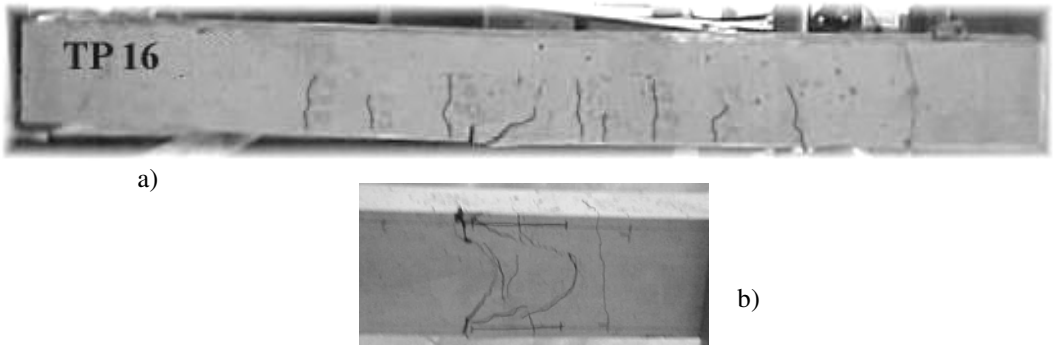


Figura 5.18 – Curvas das cargas pelas deformações das vigas de transpasse.

O comportamento citado para a *TP16* também foi observado para a *TP17* (Figura 5.20). Além da variação citada os extensômetros não apresentaram proximidade nas deformações dadas, a leitura de cada um variou significativamente, ficando na ruptura o valor médio das quatro barras, apresentando então 504,5 MPa.

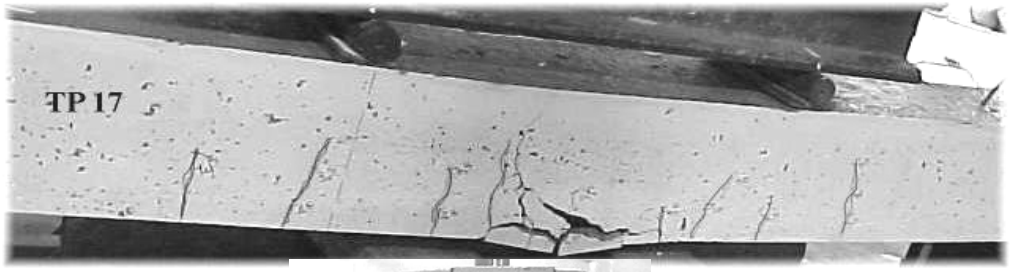
A *TP18* (Figura 5.21) com apenas uma barra emendada centrada na horizontal da viga, forneceu leituras nos dois extensômetros colados. As deformações dessas barras não foram próximas durante o ensaio, tendo na ruptura um barra com tensão de 547 MPa e a outra com 367 MPa, ao que foi lançada na Tabela 5.5 a média desses valores.



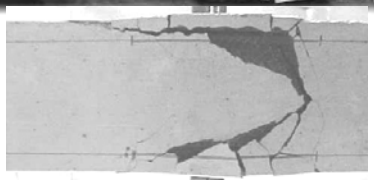
a)

b)

Figura 5.19 – Viga *TP16* – a) vista lateral - b) vista da ruptura de fundo.

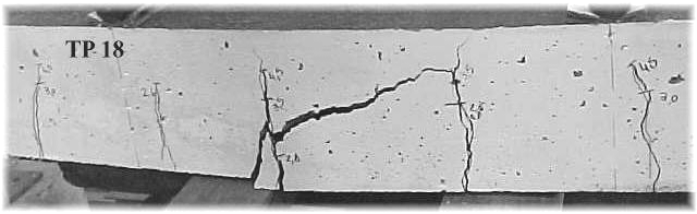


a)

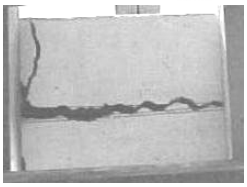


b)

Figura 5.20 – Viga *TP17* – a) vista lateral - b) vista da ruptura de fundo.



a)



b)

Figura 5.21 – Viga *TP18* – a) vista lateral - b) vista da ruptura de fundo.

5.5. VIGA DE REFERÊNCIA

Para o último modelo das vigas, foi confeccionado uma viga de referência, sem emendas, apenas duas barras de ø10 mm sem a armação de estribos, para se obter o desempenho do aço empregado e o comportamento do modelo da viga sem a emenda.

Esta viga foi montada com os cobrimentos da viga *CJ7* a fim de prever uma melhor comparação. Foi então montada com duas barras de ø 10 mm sem emendas com um extensômetro em cada barra, nas dimensões de 200 x 200 x 2000 mm.

No ensaio, os dois extensômetros colocados apresentaram problemas e não houve então a tomada da deformação na barra, tendo somente o ensaio os valores da carga e da flecha desenvolvida pela viga.

O curso do relógio não foi suficiente para registrar toda a deformação sofrida, a última leitura efetuada foi de 21,20 mm, com carga de 5954 Kgf. A viga apresentou ainda um aumento da carga seguido de considerável deformação observada. O ensaio foi paralisado devido à segurança dos equipamentos, pois não houve ruptura da viga e, a partir da carga máxima obtida de 6478 Kgf, a viga não continha mais a carga, somente deformava.

Não foi possível obter a tensão na barra no momento da ruptura devido à falha nos extensômetros. Foi então feita a análise pelo método *ACI* de resistência última à flexão para obter a tensão na barra. A Tabela 5.6 seguinte traz os valores das características e do ensaio da viga. Seguem-se as figuras com a curva da carga pela deformação da viga e o modelo ensaiado (Figura 5.23).

Tabela 5.6 – Resultados obtidos da viga de referência

Viga	f_c *MPa*	C_x (mm)	C_y (mm)	c/d_b	Carga (Kgf)	Momento (Kgf.cm)	Tensão no aço (MPa)*
Referência	85,06	32	21	2,10	6478	194340	756,80

* valor obtido a partir do cálculo da resistência última à flexão – método *ACI* (f_s = M/(A_s*jd) (WINTER e NILSON (1974))

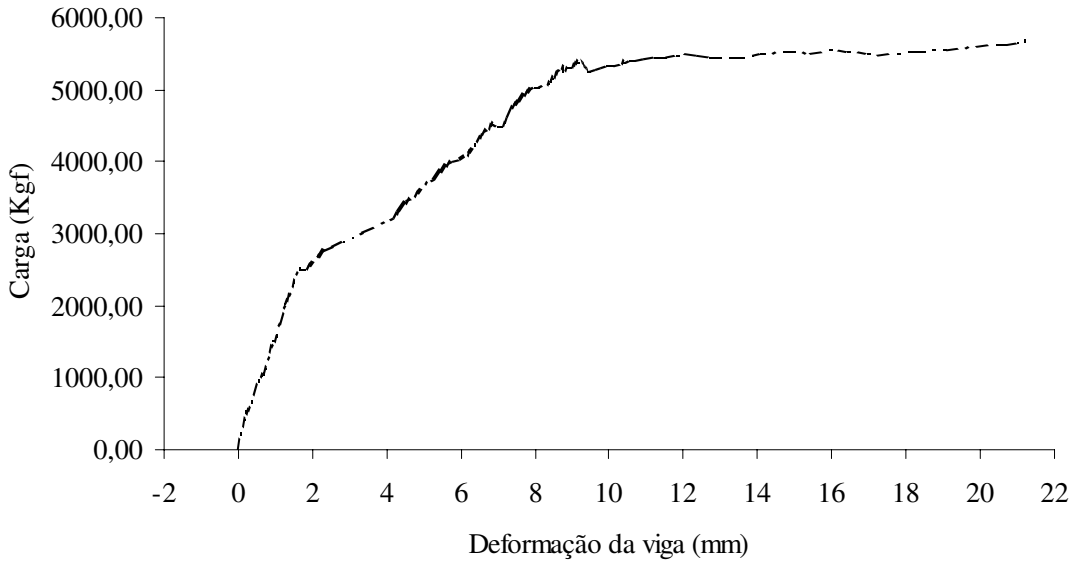


Figura 5.22 – Curva da carga pela deformação da viga de referência.

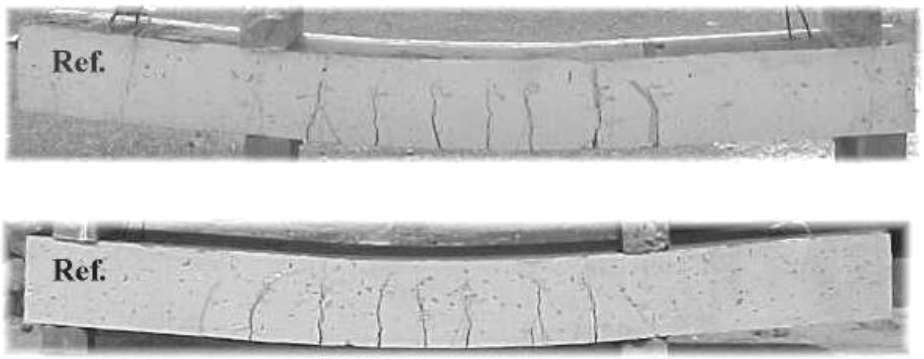


Figura 5.23 – Vista das laterais da viga de referência

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1. DESEMPENHO DOS TIPOS DE EMENDA

Ao iniciar este trabalho, houve a intenção de poder observar o comportamento da transmissão de esforços entre as barras nos variados arranjos de emenda em concreto de alta resistência, podendo assim, contribuir na compreensão do comportamento da aderência neste material.

REYNOLDS e BEEBY (1982) demonstraram que a tensão desenvolvida numa emenda não é duas vezes o valor da tensão desenvolvida numa ancoragem, como se idealizava pelo modelo de GOTO (1971) e que era sugerida por alguns autores até então. Neste trabalho, as vigas com a transmissão de forças por ancoragem desenvolveram um comportamento similar as de transpasse e cobrejunta.

Através das observações das leituras dos extensômetros ao longo dos ensaios das vigas, pode-se analisar a forma como foram solicitadas as barras e a ação das emendas.

As vigas de cobrejunta mostraram um comportamento semelhante entre si. Com o avanço do carregamento, as tensões nas barras sempre foram próximas, com pouca variação entre os lados das vigas e as barras emendadas. Contudo, este fato não foi tão próximo nas vigas *CJ8* e *CJ9* que empregaram barras de ø16.

As vigas de transpasse, que foram montadas somente com barras de ø16, tiveram comportamento similar às de cobrejunta com ø16 mm. No início do carregamento, um lado da viga estava mais solicitado que o outro ou uma barra mais tensionada que a outra, mas, próxima à ruptura as tensões foram se igualando diminuindo as diferenças de tensões,

exceto na TP 18. Disto pode-se ver o bom desempenho do sistema de cobrejunta como emenda para as barras de aço em relação ao transpasse convencional. E ainda ver que, com o aumento do diâmetro da barra, propriamente à relação cobrimento/diâmetro, a variação da transmissão de forças entre as barras emendadas pôde acentuar-se, porém, não sendo significativo.

Com as vigas por ancoragem, no início do carregamento todas as vigas variaram a tensão. Observou-se então que, a média das duas barras de ø10 mm foi próxima ao valor desenvolvido pela barra de ø16. Em parte das vigas esse comportamento foi até a ruptura, na outra parte as duas barras de ø10 igualaram o valor à de ø16mm quando próximo à ruptura. A emenda por ancoragem tende a não ter a mesma distribuição das tensões da emenda por transpasse.

Um outro ponto observado em relação as vigas com emendas por ancoragem (relatado também em 6.5) é de que essas vigas apresentaram um valor maior que as de cobrejunta e transpasse em comparação com as equações de cálculo e os modelos de REYNOLDS e BEEBY (1982).

CHAMBERLIN (1958) analisou o deslizamento das barras em vigas com emendas espaçadas. Os valores de espaçamentos entre as barras emendadas foram relativamente baixos – de 1ø a 1½ø – e concluíram que não houve diferença nos desempenhos das emendas. SAGAN *et al.* (1991) trabalharam com emendas espaçadas submetidas a carregamento dinâmico, e estas apresentaram desempenho igual ou levemente superior as emendas convencionais.

Num estudo mais recente feito por HAMAD e MANSOUR (1996), os autores montaram três séries de vigas com variação do diâmetro da barra e espaçamento entre as emendas, em relação ao comprimento da emenda da ordem de 0% à 50%, em concretos na faixa de 20 MPa. Concluíram que a resistência de aderência aumenta com o acréscimo do espaço livre entre as barras. Nos espécimes analisados, os melhores resultados foram observados quando o espaço entre as barras estava em 30% do comprimento da emenda. Os autores encontraram aumentos da resistência de aderência de 6% à 10%, acrescendo com o maior diâmetro da barra. De certa forma, isto pode ser atribuído à estrutura de transmissão

de esforços criada com o espaço livre entre as barras. Retomando a idéia do cilindro de compressão/tração idealizada por TEPFERS (1979), apresentada neste trabalho nas Figuras 3.6 e 3.7. Quando as barras transpassadas estão juntas o campo das ações torna-se oval, tendo uma parte das barras em contato direto entre si diminuindo a área de transmissão pelo concreto.

Daí então, quando espaçadas até uma determinada distância, os dois cilindros formados podem sujeitar-se a um engrenamento do concreto entre as barras, pois, tendo todo o perímetro da barra em contato com o concreto, a área de distribuição da força é ampliada, fazendo com que a força de aderência seja significativamente aumentada.

Ainda usando a idéia do cilindro de distribuição da força de aderência, pode ser feita outra observação. As vigas de cobrejunta também tiveram as posições das barras variando na seção da viga. Estavam alinhadas as emendas com a vertical, horizontal e também inclinadas. Nas vigas de *CJ1* a *CJ7* que empregaram barras de ø10 mm, não houve alteração que possa ser atribuída ao arranjo da emenda, não tendo nenhum efeito da posição das barras que afetasse a aderência.

Já nas vigas *CJ8* e *CJ9* que empregaram barras de ø16, houve uma leve influencia. A *CJ9* apresentou 17% de resistência abaixo da obtida pela outra viga. A *CJ8* estava com a cobrejunta alinhada na vertical (Figura 4.6), tendo assim um maior cobrimento de concreto em relação a viga *CJ9,* onde esta cobrejunta foi montada no plano horizontal, cujo cilindro de transmissão foi reduzido pelo cobrimento de fundo das barras. REYNOLDS e BEEBY (1982) relatam também que o arranjo (posição) da emenda não interfere na força de aderência. Entretanto, neste trabalho conclui-se que em concreto de elevado desempenho, uma reduzida relação de c_b/d_b em barras de maiores diâmetros pode vir a influenciar.

6.2. INFLUÊNCIA DOS COBRIMENTOS DAS BARRAS

Na análise da influência do cobrimento de concreto das barras sobre a aderência, foi possível analisar as vigas de cobrejunta da *CJ1* à *CJ7*, que variaram apenas os cobrimentos e resistências do concreto e alinhamento das barras.

Como visto anteriormente, a aderência é linearmente reduzida com a relação cobrimento/diâmetro da barra. Neste trabalho, os valores dos cobrimentos e a variação destes valores foram pequenos, como mostrado na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Valores das vigas de cobrejunta sob análise da relação c/d_b

Vigas	Ø da barra	Cobrimento (mm)	Resistência do concreto (MPa)	Tensão do aço na ruptura (MPa)
CJ1	10 mm	19	84,7	561,22
CJ2	10 mm	16	84,7	620,61
CJ3	10 mm	15	96,0	550,20
CJ4	10 mm	16	96,0	582,18
CJ5	10 mm	12	96,0	470,25
CJ6	10 mm	13	96,0	612,72
CJ7	10 mm	21	94,9	661,99

Para uma melhor visualização e comparação dos dados, montou-se a Figura 6.1 tendo os valores da tensão de aderência divididos pela raiz quadrada da resistência à compressão do concreto, e lançando-os contra a relação cobrimento/diâmetro da barra. A redução do valor da tensão de aderência pela raiz quadrada do concreto se faz na intenção de relacioná-la à resistência à tração do concreto e, de certo modo, minorar a influência do concreto na comparação; embora lançando diretamente os valores não houve uma maior dispersão dos pontos.

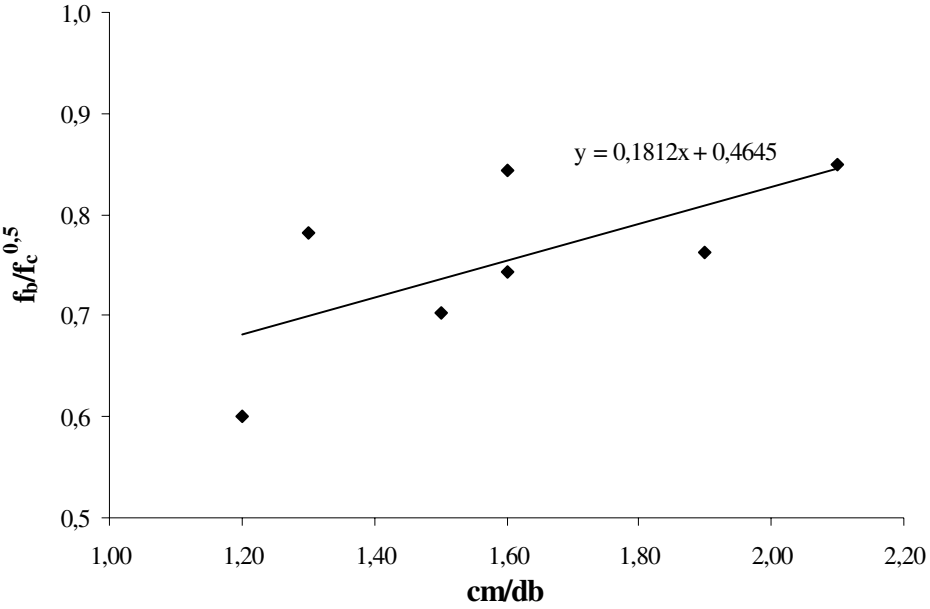


Figura 6.1 – Influência da relação cobrimento/diâmetro na tensão de aderência.

Conforme avaliado anteriormente, a posição das barras nessas vigas não apresentou influência sobre seus desempenhos e, apesar da dispersão dos valores ensaiados foi possível a análise da influência do cobrimento.

Como visto na literatura sobre a aderência em concretos de elevada resistência, há uma maior variação dos pontos da Figura 6.1 em relação aos concretos convencionais observados na literatura. O comportamento destas vigas se assemelha aos trabalhos reportados por DARWIN e colaboradores. Pela Figura 6.1 se observa a forte influência do cobrimento na aderência. De toda forma, esse efeito não é tão propriamente linear, é conhecido que mesmo com um cobrimento nulo as barras também apresentam transferência de esforços (DUCATTI, 2001).

6.3. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE EMENDA

Para analisar o comportamento da aderência sob o comprimento da emenda foram lançados os dados das vigas *AG10, AG13, AG14* e *AG15*. Estas vigas têm um comprimento de emenda variável e cobrimentos laterais e espaçamentos entre as barras de valores idênticos. O cobrimento de fundo foi pouco variável, sem grande influência a ponto de inseri-lo na comparação.

As vigas *AG11* e *AG12* não foram incluídas por não terem sido efetivamente rompidas por perda da resistência de aderência. As tensões obtidas por estas vigas situaram-se nas tensões de ruptura do aço, o que desqualifica a ruptura por perda de aderência. Como visto anteriormente em 6.1., a forma de emenda espaçada com emprego de duas barras de ø10 mm em transpasse com uma barra de ø16 mm, formaram um arranjo que permitiu a viga atingir a tensão de ruptura do aço. A Tabela 6.2 mostra os resultados obtidos com as vigas de ancoragem empregadas na comparação.

Tabela 6.2 – Valores das vigas de ancoragem sob análise do comprimento da emenda

Viga	f_c ***MPa***	C_x mm	C_y mm	$2C_s$ mm	**Lv** mm	c/d_b	**Tensão no aço (MPa)**	**Tensão de Aderência (f_b) (MPa)**
AG 10	105,18	20	19	62	300	1,19	685,02	9,13
AG 13	104,42	20	19	62	150	1,19	375,00	10,02
AG 14	82,35	20	17	62	250	1,06	585,92	9,37
AG 15	82,77	20	17	62	400	1,06	583,85	5,19

Lv: comprimento da emenda
C_x: cobrimento lateral
C_y: cobrimento de fundo
$2C_s$: duas vezes o cobrimento lateral entre as barras
c/d_b: menor cobrimento pelo diâmetro da barra

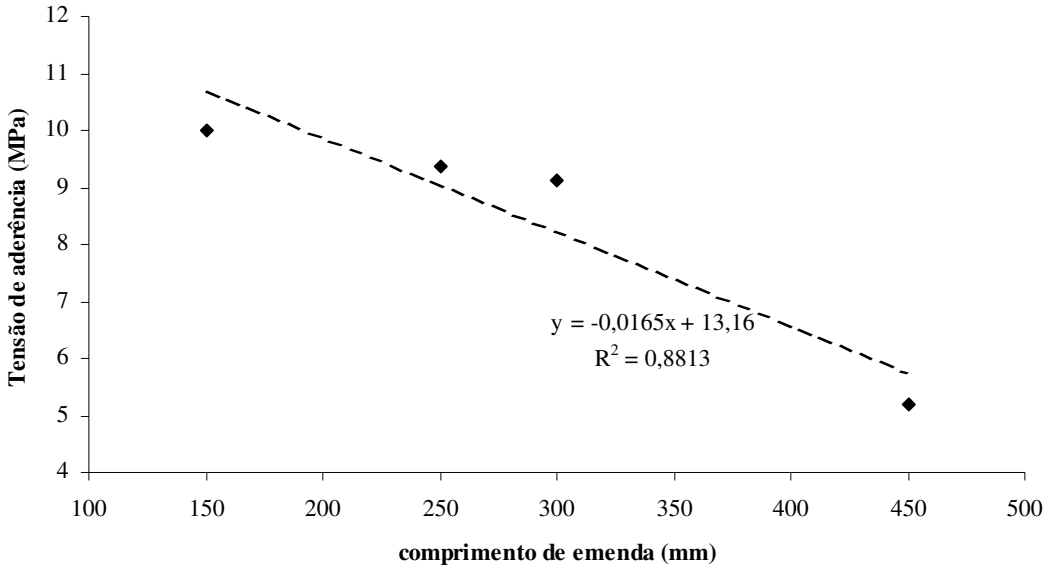


Figura 6.2 – Influência do comprimento da emenda sobre a tensão de aderência.

Na Figura 6.2, estão lançados os valores da tensão de aderência diretamente sobre os comprimentos de emenda. Observa-se que a aderência decaiu progressivamente com o aumento da emenda. Na verdade, a tensão do aço no momento de ruptura da viga pouco se eleva com o aumento da área de transferência. Mantendo a mesma força de aderência, dividida assim a tensão pelos comprimentos das emendas a redução se faz quase que linear, como nas vigas *AG14 e AG15*.

AZIZINAMINI *et al.* (1993) relatam que esta situação é mais acentuada em concretos de alta resistência. Como mostrado anteriormente, esses autores sugeriram que a variação da aderência ao longo da emenda seja mais forte em CAD, o que daí resulta numa diminuição da tensão de aderência com o aumento do comprimento. Os autores argumentam que o deslocamento da barra num concreto de alta resistência é menor que num concreto de resistência convencional, perfazendo assim com que as primeiras nervuras sejam as "responsáveis" pela efetiva ancoragem da barra.

Visualmente não é possível quantificar a idéia de AZIZINAMINI *et al.* (1993). Entretanto, nos ensaios realizados se observou, na extração dos cobrimentos das vigas rompidas, que a barra apresentava a superfície limpa sem argamassa aderida às nervuras. Entretanto, nas pontas das emendas havia nervuras com argamassa. Em concretos convencionais, a adesão de argamassa aderida por todo o comprimento da emenda é uma situação comum.

Esse efeito, da superfície da barra apresentar-se limpa, tem sido atribuída por alguns autores (HWANG, 1994; HAMAD e ITANI, 1998) à adição de sílica em concretos de alta resistência. A influência desta adição não é ainda consenso entre os pesquisadores, GORJV *et al.*(1990) e PETROV *et al.* (1992) relatam efeitos positivos à adição de sílica, contrários aos de HWANG (1994) e HAMAD e ITANI (1998).

Num concreto de elevado desempenho, o módulo de elasticidade é significativamente maior que num concreto convencional, resultando então um menor deslocamento entre a barra de aço e o concreto adjacente. Como já relatado por TEPFERS (1982) a tensão de aderência não é uniforme ao longo da emenda, ficando às pontas (Figura 3.22) a tensão máxima. Aliando estes dois fatores, se vê que em concretos de elevado desempenho, o aumento do comprimento de emenda/ancoragem não será uma boa alternativa para aumentar a resistência de aderência.

Dos trabalhos revisados sobre aderência em concreto de alta resistência, têm-se afirmado que a melhor opção para aumentar a resistência da emenda é prover ou aumentar a quantidade de armadura transversal na região da emenda.

As vigas analisadas foram confeccionadas com concretos com resistência à compressão de 78 MPa à 105 MPa. Essa variação na resistência do concreto pouco influenciou na avaliação do comprimento da emenda. Num mesmo lançamento de pontos de $\frac{f_b}{\sqrt{f_c}}$ na Figura 6.2, essa variação reduziu levemente a dispersão dos pontos.

6.4. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Os modelos empregados nesta pesquisa foram extraídos a partir do trabalho de REYNOLDS e BEEBY (1982). Conforme explicado anteriormente, o arranjo da armadura e os vários tipos de emenda dos modelos desses autores, foram pontos favoráveis na confecção dos modelos e aplicação em concreto de alto desempenho.

A Tabela 6.3 mostra os valores obtidos neste trabalho e os resultados obtidos por REYNOLDS E BEEBY (1982). A Figura 6.3 seguinte mostra graficamente essa comparação.

Tabela 6.3 – Valores das vigas ensaiadas e das vigas de REYNOLDS e BEEBY (1982)

Vigas	Vigas Ensaiadas			Vigas de Reynolds e Beeby			$\frac{A}{B}$
	f_c	f_b	$f_b/\sqrt{f_c}$ **(A)**	f_c	f_b	$f_b/\sqrt{f_c}$ **(B)**	
CJ1	84,7	7,02	0,762	46,0	5,09	0,750	1,016
CJ2	84,7	7,76	0,843	46,0	4,48	0,660	1,277
CJ3	96,0	6,88	0,702	46,0	4,48	0,660	1,064
CJ4	96,0	7,28	0,743	46,0	4,75	0,700	1,061
CJ5	96,0	5,88	0,600	43,0	4,00	0,610	0,983
CJ6	96,0	7,66	0,782	43,0	3,34	0,510	1,533
CJ7	94,9	8,27	0,849	43,0	4,46	0,680	1,249
CJ8	84,0	11,39	1,242	46,0	4,54	0,670	1,854
CJ9	86,6	9,43	1,013	46,0	4,27	0,630	1,608
AG10	105,2	9,13	0,891	43,0	4,66	0,710	1,254
AG11	78,2	9,61	1,087	43,0	4,39	0,670	1,623
AG12	84,0	9,60	1,048	43,0	4,39	0,670	1,564
AG13	104,4	10,02	0,980	48,0	4,78	0,690	1,421
AG14	82,4	9,37	1,033	48,0	4,85	0,700	1,476
AG15	82,8	5,19	0,570	48,0	3,81	0,550	1,037
TP 16	80,2	10,55	1,178	48,0	4,78	0,690	1,708
TP 17	93,1	8,41	0,871	48,0	4,09	0,590	1,477
TP 18	98,6	7,62	0,768	48,0	4,85	0,700	1,097
média	90,4	8,39	0,887	45,7	4,44	0,658	1,350
dp	8,2991	1,6342	0,1887	2,1144	0,4262	0,0598	0,2698
dp%	9,18%	19,47%	21,275%	4,63%	9,587%	9,09%	19,981%

* valores em MPa

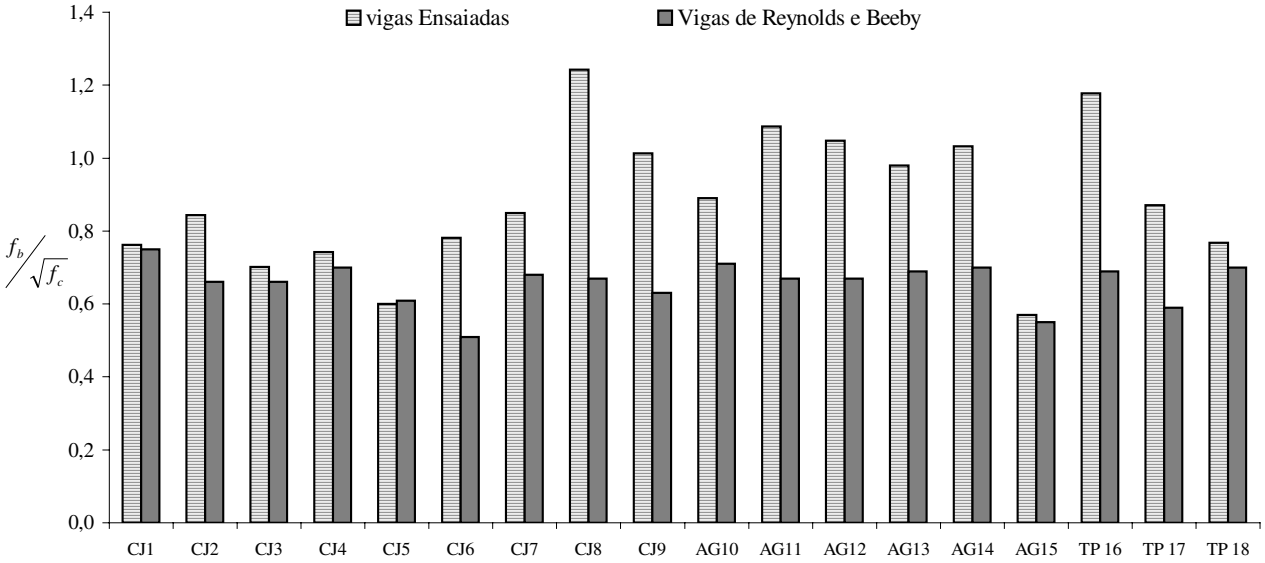


Figura 6.3 – Comparação entre as vigas ensaiadas e as desenvolvidas por REYNOLDS E BEEBY (1982).

REYNOLDS e BEEBY (1982) empregaram concretos na faixa de 45 MPa, em vigas de pequenas dimensões. Concluíram que não houve diferença entre os tipos de emenda, especificamente na caracterização de que a tensão desenvolvida numa ancoragem é igual à desenvolvida numa emenda por transpasse. Levantaram ainda a questão de que, a tensão de aderência dividida pela raiz quadrada da resistência à compressão do concreto se reduz em média sempre a 0,66, ou seja, $^2/_3$.

Nas vigas desenvolvidas neste trabalho, a média da tensão de aderência dividida pela raiz quadrada da resistência à compressão do concreto foi de 0,88. Valor bem acima do encontrado por REYNOLDS e BEEBY (1982) para concretos de resistências convencionais.

Dividir a tensão de aderência pela raiz quadrada da resistência do concreto se faz na intenção de reduzir o efeito da resistência do concreto, de outra forma também relacionando a aderência com a resistência à tração do concreto.

Pela Figura 6.3 observa-se que nas barras de menor diâmetro (10 mm, vigas de cobrejunta), os valores obtidos com concreto de alta resistência estão mais próximos aos de

concreto convencional. Com o aumento do diâmetro (16 mm) as diferenças entre as vigas foram maiores, especialmente nas vigas de emendas por ancoragem.

O efeito do aumento da resistência do concreto sobre a aderência ainda é incipiente. O valor da raiz quadrada, empregado desde ORANGUN *et al.* (1977) e adotado nos trabalhos de REYNOLDS e BEEBY (1982), tem sido a discussão de vários trabalhos recentes. DARWIN *et al.* (1996) e DARWIN e ZUO (2000) afirmam que a raiz quadrada da resistência do concreto não se mostra satisfatória na aplicação com concretos de alta resistência; nas análises feitas por esses autores teve-se grande dispersão entre os resultados calculados e os resultados ensaiados. Apontaram então que, a melhor relação encontrada sobre o efeito da resistência do concreto sobre a aderência foi raiz quarta ($f_c^{¾}$).

Neste trabalho, a comparação das vigas ensaiadas com as vigas de REYNOLDS e BEEBY (1982) empregando a raiz à quarta aumentou a média de 1,35 (relação *A/B* da Tabela 6.3) para 1,50. Isto mostra que a intenção de diminuir a diferença entre as duas resistências de concreto se mostrou contrária ao empregar $f_c^{1/4}$. Entretanto, quando empregado $f_c^{3/4}$ a média da relação *A/B* da tabela 6.3 foi reduzida (de 1,35 com $f_c^{1/2}$) à 1,141, com desvio-padrão de 0,242.

Relevando a influência do cobrimento das barras, montou-se a Figura 6.4 com os valores da tensão de aderência de REYNOLDS e BEEBY (1982) e os obtidos neste trabalho, em função da resistência à compressão do concreto.

Pela Figura 6.4 pode-se observar melhor a dispersão das vigas ensaiadas neste trabalho daquelas ensaiadas por REYNOLDS e BEEBY (1982). Uma maior dispersão era esperada uma vez que em concretos de alto desempenho, há maior variação da resistência à compressão e também na resistência de aderência. Isto pôde ser observado em outros trabalhos como de ESFAHANI e RANGAN (1998b) e DARWIN e ZUO (2000).

Fato de maior destaque é que, dobrando a resistência à compressão do concreto de 45 MPA para 90 MPa, a resistência de aderência praticamente duplicou também, indo de 4,44 para 8,39 com concreto de alto desempenho. A tecnologia e os materiais dos dois concretos avaliados foram diferentes, mas vale-se eficientemente a comparação feita.

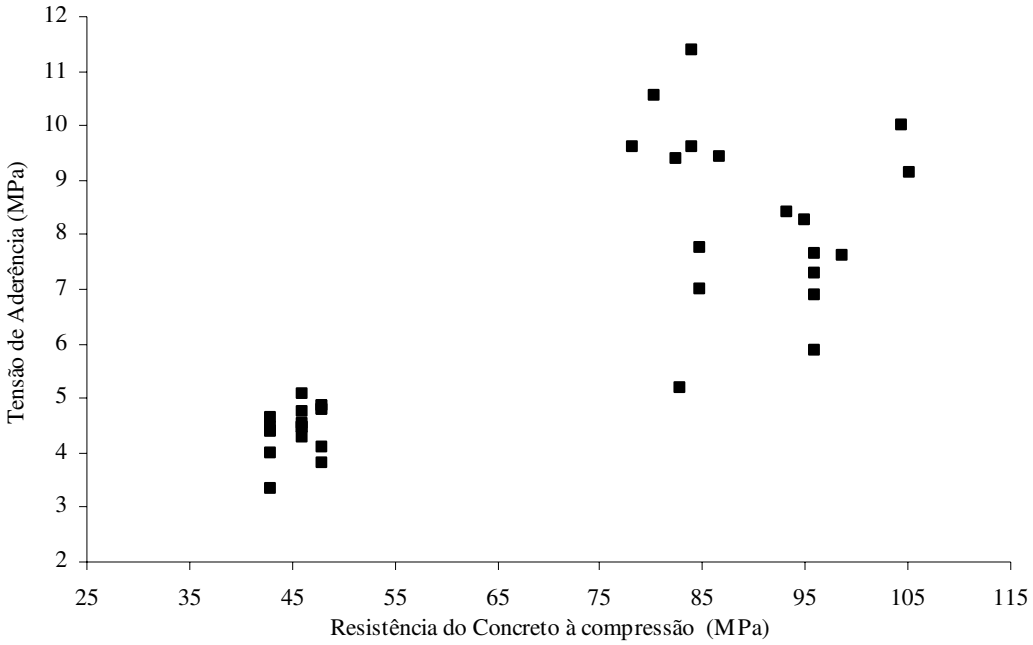


Figura 6.4 – Tensão de aderência pela resistência do concreto à compressão das vigas ensaiadas e das desenvolvidas por REYNOLDS e BEEBY (1982).

ESFAHANI e RANGAN (1998a) mostraram que esse aumento da resistência de aderência com o acréscimo da resistência do concreto, é fortemente influenciado pela relação cobrimento/diâmetro da barra (c_b/d_b). Como observado nas Figuras 3.10 e 3.17 dos resultados desses autores, o maior aumento foi dado pela maior relação c_b/d_b, a tensão de aderência quase que duplicou em concretos de 25 MPa para 50 MPa com c_b/d_b de 2,59.

Do trabalho de GORJV *et al.* (1990) sobre a influência da sílica na aderência, pôde-se observar que duplicando a resistência do concreto à compressão, a força de arrancamento das barras aumentou aproximadamente de 50% a 90%, mantendo a mesma relação c_b/d_b.

As vigas analisadas neste trabalho tiveram um comportamento semelhante às de outros trabalhos relatados na literatura. Os efeitos benéficos do concreto de alto desempenho se estendem à aderência. Não só aumentando a resistência ao deslizamento concreto-aço, mas também na transmissão dos esforços entre as barras, isto é bem evidenciado pelo bom desempenho das vigas com emenda por ancoragem ensaiadas sobre os resultados das mesmas vigas executadas por REYNOLDS e BEEBY (1982) em concretos com 45 MPa.

6.5. COMPARAÇÃO COM AS EQUAÇÕES DE ADERÊNCIA

Nesta seção, foram analisados os resultados desenvolvidos pelas vigas ensaiadas nesta dissertação e os valores dados através das equações para previsão da força de aderência, propostas por alguns autores e descritas anteriormente na revisão da literatura.

Ao todo foram cinco equações empregadas. A equação de ORANGUN *et al*. (1977), é descrita como a primeira equação que considerava diretamente as propriedades de cobrimento e diâmetro da barra, comprimento de emenda e a relação com a resistência do concreto. Esta equação, diferentemente das demais, exprime o resultado como tensão de aderência (u_{cal}), porém, nas comparações seguintes é apresentada a conversão da tensão de aderência para a força de aderência – tensão na barra – desenvolvida na emenda através da equação 3.1.

As outras quatro equações provêm dos trabalhos do professor Darwin e colaboradores, que foram elaboradas a partir da equação de ORANGUN *et al.* (1977), incluindo os avanços na qualidade dos materiais num maior banco de dados. Duas delas, advindas dos trabalhos de DARWIN *et al.* (1992a, 1992b), relacionam a razão da força de aderência ($A_b.f_s$) pela raiz quadrada de f_c.

As duas últimas foram publicadas por DARWIN *et al*. (1996) e DARWIN e ZUO (2000), e são uma reavaliação das equações de 1992. Além de incluírem um maior número de vigas nas análises, o número de vigas ensaiadas com concreto de alto desempenho também foi proporcionalmente aumentado. A maior alteração destas equações para as anteriores é o parâmetro da influência do concreto. Trocando-se a raiz quadrada pela raiz à quarta, segundo os autores, foi possível reduzir a variação entre as tensões de aderência calculadas pelas de ensaios em concretos de alta resistência.

As unidades das equações são originalmente em polegadas e libras por polegadas ao quadrado, sendo convertidas para MegaPascal na apresentação nas tabelas seguintes. As equações empregadas estão detalhadas no capítulo 3, e são mostradas novamente a seguir.

- ORANGUN *et al.* (1977)

$$u_{cal} \Big/ \sqrt{f_c} = 1{,}2 + \frac{3C}{d_b} + 50\frac{d_b}{l_d} \qquad \text{(equação 3.4)}$$

- DARWIN *et al.* (1992a)

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt{f_c}} = 6{,}67 l_d (C + 0{,}5 d_b)\left(0{,}92 + 0{,}08\frac{C_{\max}}{C_{\min}}\right) + 300 A_b \qquad \text{(equação 3.12)}$$

- DARWIN *et al.* (1992b)

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt{f_c}} = \left[8{,}76 l_d (C_m + 0{,}5 d_b) + 187 A_b\right]\left(0{,}86 + 0{,}14\frac{C_{\max}}{C_{\min}}\right) \qquad \text{(equação 3.15)}$$

- DARWIN *et al.* (1996)

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt[4]{f_c}} = \left[63 l_d (C_m + 0{,}5 d_b) + 2130 A_b\right]\left(0{,}9 + 0{,}1\frac{C_{\max}}{C_{\min}}\right) \qquad \text{(equação 3.16)}$$

- DARWIN e ZUO (2000)

$$\frac{A_b f_s}{\sqrt[4]{f_c}} = \left[59{,}8 l_d (C_m + 0{,}5 d_b) + 2350 A_b\right]\left(0{,}9 + 0{,}1\frac{C_{\max}}{C_{\min}}\right) \qquad \text{(equação 3.23)}$$

Os resultados obtidos com as equações são apresentados na Tabela 6.4 juntamente com os valores encontrados nos ensaios das vigas. Na Tabela 6.5 os valores da tensão do aço na ruptura da emenda foram divididos pelos valores da tensão de tração em obtidos a partir do cálculo das equações de diversos autores.

Tabela 6.4 – Valores de ensaio e cálculo da resistência de aderência para as vigas confeccionadas (em MPa)

VIGAS	**TESTE** $f_{sensaio}$	**Orangun *et al.* (1977)** $f_{sOrangun77}$	**Darwin *et al.* (1992a)** $f_{sDarwin92a}$	**Darwin *et al.* (1992b)** $f_{sDarwin92b}$	**Darwin *et al* . (1996)** $f_{sDarwin96}$	**Darwin e Zuo (2000)** $f_{sDarwin00}$
CJ1	561,67	574,75	546,09	568,37	443,31	445,13
CJ2	620,61	519,72	507,35	518,48	409,21	412,85
CJ3	550,20	533,77	527,88	539,21	413,24	417,66
CJ4	582,18	553,30	543,03	561,32	427,38	431,18
CJ5	470,25	475,19	493,14	509,09	391,15	397,71
CJ6	612,72	494,72	495,93	489,18	381,66	387,24
CJ7	661,99	647,20	614,93	665,99	495,31	495,95
CJ8	569,40	354,96	418,49	493,45	383,01	394,91
CJ9	471,40	360,32	420,35	483,26	375,25	386,90
AG10	685,02	474,60	485,37	463,26	359,66	366,68
AG11	721,05	388,53	422,80	448,76	361,96	370,09
AG12	720,34	402,78	475,74	600,50	448,74	458,82
AG13	375,65	321,25	369,04	310,67	261,38	273,35
AG14	585,90	357,38	384,54	354,69	299,94	308,78
AG15	583,85	524,03	512,61	524,24	415,41	418,41
TP 16	369,41	233,69	293,07	251,10	229,61	243,38
TP 17	504,50	371,26	402,95	371,20	305,13	314,61
TP 18	457,29	409,80	478,23	572,82	421,61	432,86
média	561,30	444,29	466,20	484,76	379,05	386,47
desvio-padrão	104,56	105,15	76,93	105,63	68,08	65,45
desvio-padrão (%)	18,6%	23,7%	16,5%	21,8%	18,0%	16,9%

Todas as vigas apresentaram desempenho acima do esperado pelas equações. Os desvios-padrões foram próximos relativamente às médias de cada equação. Mas, vê-se antecipadamente a diferença das tensões entre as equações e as tensões desenvolvidas pelas vigas.

Essas diferenças são melhores observadas na Tabela 6.5 e nas figuras comparativas a seguir.

Tabela 6.5 – Relação da força de aderência ensaiada pela calculada

VIGAS	$\frac{f_{sEnsaio}}{f_{sOrangun}}$	$\frac{f_{sEnsaio}}{f_{sDarwin\ 92a}}$	$\frac{f_{sEnsaio}}{f_{sDarwin\ 92b}}$	$\frac{f_{sEnsaio}}{f_{sDarwin\ 96}}$	$\frac{f_{sEnsaio}}{f_{sDarwin00}}$
CJ1	0,977	1,029	0,988	1,267	1,262
CJ2	1,194	1,223	1,197	1,517	1,503
CJ3	1,031	1,042	1,020	1,331	1,317
CJ4	1,052	1,072	1,037	1,362	1,350
CJ5	0,990	0,954	0,924	1,202	1,182
CJ6	1,239	1,236	1,253	1,605	1,582
CJ7	1,023	1,077	0,994	1,337	1,335
CJ8	1,604	1,361	1,154	1,487	1,442
CJ9	1,308	1,121	0,975	1,256	1,218
AG10	1,443	1,411	1,479	1,905	1,868
AG11	1,856	1,705	1,607	1,992	1,948
AG12	1,788	1,514	1,200	1,605	1,570
AG13	1,169	1,018	1,209	1,437	1,374
AG14	1,639	1,524	1,652	1,953	1,897
AG15	1,114	1,139	1,114	1,405	1,395
TP 16	1,581	1,260	1,471	1,609	1,518
TP 17	1,359	1,252	1,359	1,653	1,604
TP 18	1,116	0,956	0,798	1,085	1,056
Média	1,305	1,216	1,191	1,501	1,468
Desvio-padrão	0,284	0,214	0,241	0,258	0,248

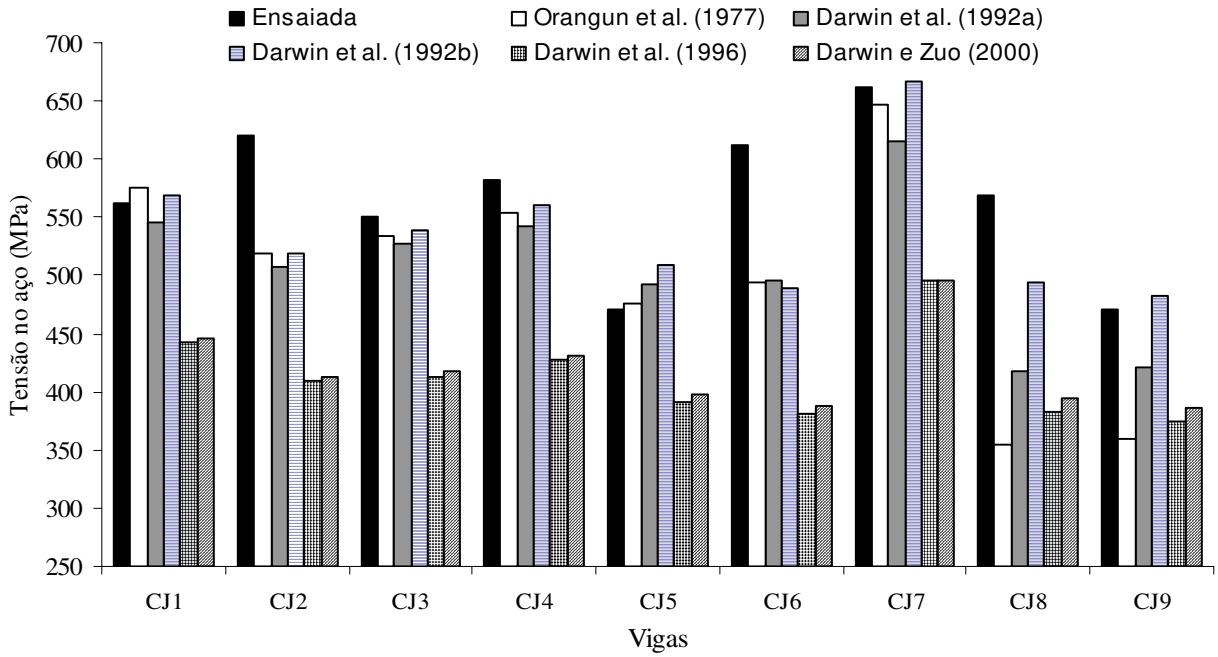


Figura 6.5 – Comparativo das tensões de cálculo e ensaio das vigas de CJ1 a CJ9.

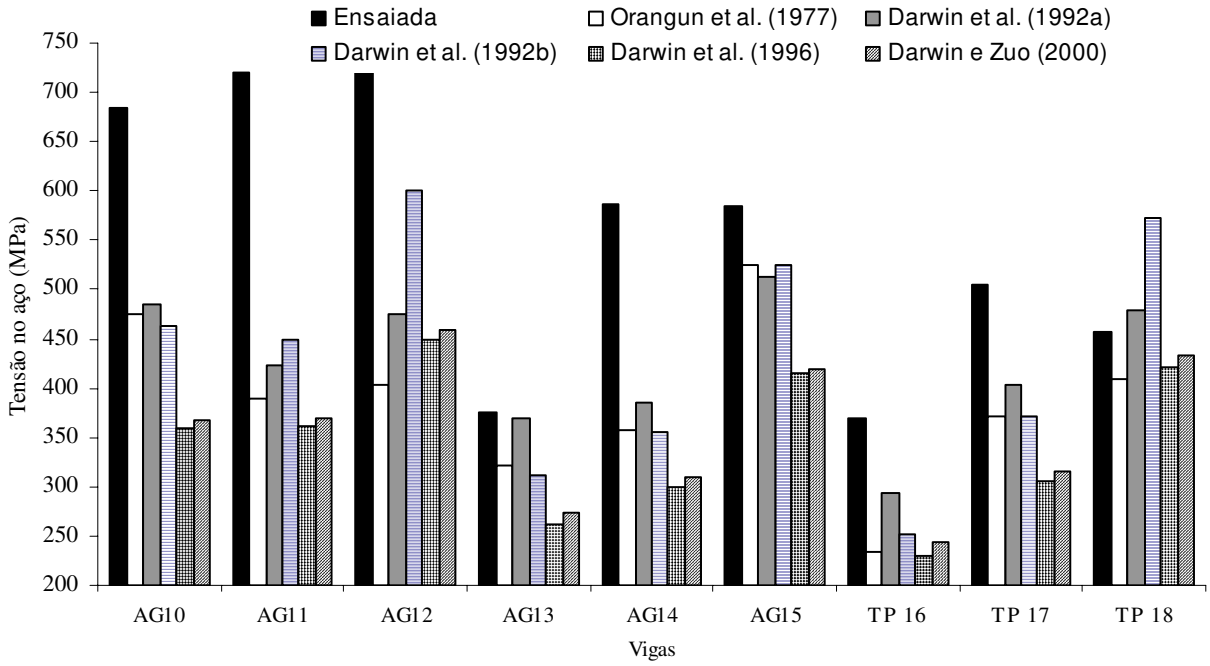


Figura 6.6 – Comparativo das tensões de cálculo e ensaio das vigas de AG10 a TP18.

As vigas ensaiadas desenvolveram em média, 30% acima da equação de ORANGUN et al. (1977). Em comparação com as equações de DARWIN *et al.* (1992a, 1992b) que também empregam a raiz quadrada da resistência do concreto, as tensões de cálculo ficaram em média 20% abaixo da tensão alcançada pelos modelos ensaiados. E, nas novas equações que empregam a raiz à quarta da resistência do concreto, as vigas ensaiadas apresentaram em média 49% acima das tensões calculadas.

A equação desenvolvida por ORANGUN *et al.* (1977), foi elaborada a partir de um banco de dados com concretos de baixa à moderada resistência à compressão. E, ao longo dos anos, tem-se visto grande evolução dos aços e concretos; mas, ainda sim ela tem sido bem aplicada quando comparada aos resultados das novas equações providas por DARWIN *et al*. (1992a, 1992b, 1996).

Na análise das Figuras 6.5 e 6.6, vê-se uma grande variação de resultados entre as equações de DARWIN *et al.* (1992a) e DARWIN *et al*. (1992b). Caso não ocorrido entre as equações de DARWIN *et al.* (1996) e DARWIN e ZUO (2000).

Como citado anteriormente, há uma maior variação entre os resultados de outros trabalhos quando do emprego de concreto de alto desempenho, e isto se reflete nas forças de aderência calculadas. A maior diferença citada pelos autores das equações 3.16 e 3.23 para as anteriores, é a inclusão de um número maior de vigas com concreto de alta resistência no banco de dados, consequentemente isto reduziu as diferenças entre as duas equações, como visto nas Figuras 6.5 e 6.6.

Porém, as tensões calculadas por estas equações foram as mais baixas e distantes do obtido pelas vigas. Ao contrário das afirmações dos autores, a redução da força de aderência por $f_c^{0,25}$ aumentou a razão entre $f_{b,teste}/f_{b,calculada.}$

CARVALHO (2002) empregou, além das normas internacionais e a nacional, as equações de DARWIN et al. (1996) e DARWIN e ZUO (2000) no estudo do comprimento de emenda por transpasse em vigas com concreto de alto desempenho. E mostrou que essas equações tornam-se antieconômicas no emprego com barras de f_y 500 MPa. Seus comprimentos chegam a ser o dobro daqueles prescritos pela NBR 6118 e CEB-FIP (1990).

Dessa maneira, conclui-se que o efeito do concreto sobre a aderência tem demonstrado melhor resultado quando empregado $f_c^{0,50}$ em relação à $f_c^{0,25}$.

A Figura 6.7 seguinte foi executada com as tensões obtidas em ensaio pelas tensões calculadas. A nuvem de pontos formada pelas diversas equações mostra que os resultados obtidos nos ensaios ficaram acima de uma média ideal das tensões de cálculo. Um ponto a favor da segurança, uma vez que essas equações serviram de base para normas internacionais de construção.

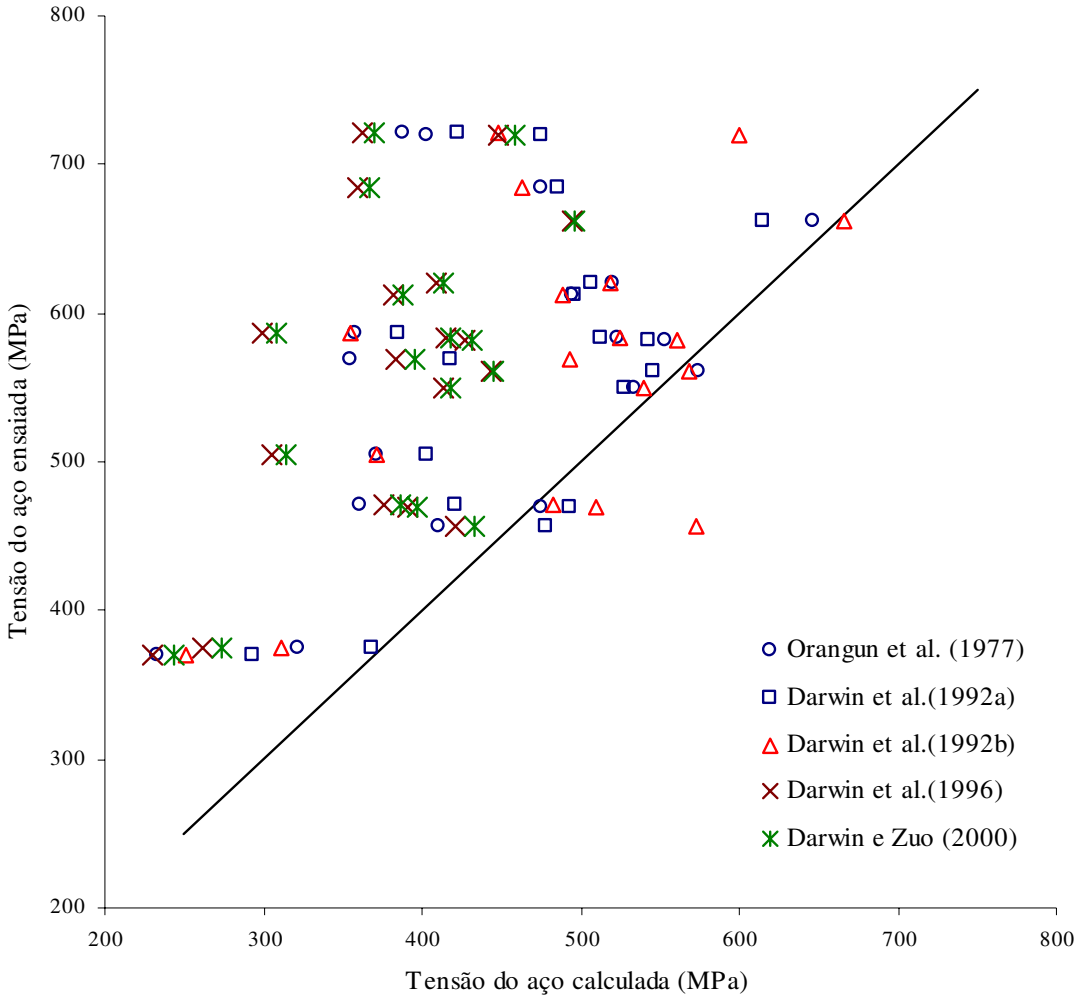


Figura 6.7 – Relação entre as tensões de ensaio e as tensões de aderência calculadas.

6.6. COMPARAÇÃO COM A NBR 6118:2003

Por último item de análise dos dados, tem-se a avaliação das previsões dadas pela NBR 6118 (ABNT, 2003), frente ao desempenho das vigas executadas com concreto de alto desempenho, com resistência média à compressão de 90 MPa.

Como revisado, a atual norma brasileira fixa antecipadamente que suas prescrições são aplicáveis em concretos da classe I – C10 à C50 – estabelecendo dessa maneira, um teto de 50 MPa de resistência à compressão para o cálculo de estruturas convencionais de concreto armado.

A Tabela 6.6 mostra a resistência de aderência obtida nos ensaios ($f_{b,ensaio}$) das vigas e as resistências de aderência calculadas a partir das resistências à compressão ($f_{b,fc}$) e à tração por compressão diametral ($f_{b,fct,sp}$) dos concretos produzidos. Além destas, é lançada na comparação a resistência de aderência calculada a partir da resistência de um concreto à compressão com 50 MPa ($f_{b,fck50MPa}$), valor máximo designado pela NBR 6118. Estas resistências de aderência foram calculadas a partir da equação 3.28 (página 63), sem o quociente de minoração da resistência do concreto (γ_c), com f_{ct} igual a $f_{ct,d}$.

Todos os valores calculados encontram-se acima dos obtidos nos ensaios. As três últimas colunas à direita da Tabela 6.6 mostram a redução da resistência de aderência ensaiada pelas resistências calculadas.

As resistências de aderência calculadas a partir das resistências mecânicas ensaiadas mostraram boa correlação entre si. Quando comparadas com a média das resistências de aderência obtidas nos ensaios, vê-se que o cálculo superestimou a aderência em torno de 35%, fator contra a segurança das estruturas no emprego da equação 3.28 para concretos de alto desempenho.

Os comprimentos de emenda empregados nos ensaios foram relativamente pequenos e, os cobrimentos de fundo e lateral igualmente reduzidos. Essas variáveis são grandes influenciadoras no desempenho da emenda e, a norma brasileira não faz nenhum

destaque sobre tais efeitos. Na análise da Tabela 6.6, os piores resultados, entre a aderência ensaiada e a calculada, foram observados nas vigas com armadura de diâmetro menor, das vigas *CJ1* à *CJ7*.

Tabela 6.6 – Valores das tensões de aderência ensaiadas e previstas pela NBR 6118

Vigas	$f_{b,ensaio}$ *(1)*	f_c	$f_{ct,sp}$	$f_{b,fc}$ *(2)*	$f_{b,fct,sp}$ *(3)*	$f_{b,fck50MPa}$ *(4)*	$\frac{f_{b,ensaio}}{f_{b,fc}}$	$\frac{f_{b,ensaio}}{f_{b,fct,sp}}$	$\frac{f_{b,ensaio}}{f_{b,fck,50MPa}}$
CJ1	7,02	84,7	6,72	13,61	13,01		0,539	0,516	0,766
CJ2	7,76	84,7	6,72	13,61	13,01		0,596	0,570	0,847
CJ3	6,88	96,0	6,57	13,30	14,15		0,486	0,517	0,751
CJ4	7,28	96,0	6,57	13,30	14,15		0,514	0,547	0,795
CJ5	5,88	96,0	6,57	13,30	14,15		0,415	0,442	0,642
CJ6	7,66	96,0	6,57	13,30	14,15		0,541	0,576	0,836
CJ7	8,27	94,9	4,71	9,54	14,04		0,589	0,868	0,903
CJ8	11,39	84,0	6,30	12,76	12,95		0,880	0,893	1,243
CJ9	9,43	86,6	7,32	14,82	13,21		0,714	0,636	1,029
AG10	9,13	105,2	4,54	9,19	15,04	9,16	0,607	0,993	0,997
AG11	9,61	78,2	5,73	11,60	12,34		0,779	0,829	1,050
AG12	9,60	84,0	5,84	11,83	12,95		0,742	0,812	1,049
AG13	10,02	104,4	6,11	12,37	14,96		0,670	0,810	1,094
AG14	9,37	82,4	6,07	12,29	12,77		0,734	0,763	1,024
AG15	5,19	82,8	6,62	13,41	12,82		0,405	0,387	0,567
TP 16	10,55	80,2	5,88	11,91	12,55		0,841	0,886	1,152
TP 17	8,41	93,1	5,60	11,34	13,86		0,606	0,741	0,918
TP 18	7,62	98,6	5,96	12,07	14,40		0,529	0,631	0,832
- valores em MPa									
						média	0,622	0,690	0,916
						desvio-padrão	0,137	0,176	0,178
						desvio-padrão %	22,09%	25,54%	19,47%

(1): resistência de aderência obtida nos ensaios
(2): resistência de aderência calculada a partir da resistência à compressão individual
(3): resistência de aderência calculada a partir da resistência à tração por compressão diametral
(4): resistência de aderência calculada a partir da resistência à compressão do concreto à 50MPa

De outra forma, a norma se resguarda quanto ao valor da resistência à compressão do concreto empregada no cálculo. Entretanto, na Tabela 6.6, na última coluna à direita, na sobreposição dos valores de aderência ensaiada sobre a calculada com f_{ck} 50 MPa, tem-se que a média da resistência ensaiada ficou aproximadamente 10% abaixo da resistência de aderência empregando um concreto com 50 MPa. Conclui-se que, mesmo adotando o valor menor de resistência do concreto limitado pela norma, a equação 3.28 pode superestimar o desempenho da aderência em concretos de alto desempenho.

A partir da resistência de aderência (f_b) têm-se o comprimento de ancoragem básico e, subseqüente o comprimento das emendas por transpasse. Os valores de f_b encontrados nos cálculos fornecerão comprimentos de ancoragem ou de emenda, menores daqueles empregados nas vigas ensaiadas, inseguros para concretos de alto desempenho.

Contudo, a norma faz, para cálculo do comprimento de emenda para projeto, observações quanto ao diâmetro da barra e da porcentagem de emendas na mesma seção, incluindo coeficientes de majoração e comprimentos mínimos que, mesmo se empregados não contemplariam algumas das vigas ensaiadas.

7. CONCLUSÕES

O desenvolvimento deste trabalho pôde contribuir para ampliação dos conhecimentos sobre o comportamento entre o aço e o concreto, em estruturas com Concretos de Alto Desempenho. Como visto, há relativamente poucos trabalhos relatados na bibliografia que abrangem o comportamento desses materiais nessa nova classe de resistência, especialmente na literatura nacional.

O programa executado obteve êxito em analisar e apontar as semelhanças e dessemelhanças da aderência entre concretos de baixa à elevada resistência à compressão. As normas de cálculo, baseadas nos conhecimentos em concretos convencionais de até 50 MPa, não contemplam satisfatoriamente as características do concreto de alto desempenho no desenvolvimento de projetos. Com isso, há a necessidade de ampliar e assegurar as características do uso do concreto de alto desempenho.

Pela parte experimental, foi possível observar a aderência concreto-aço em diferentes tipos de emendas, diferentes arranjos, variados cobrimentos e diferentes diâmetros das barras, em concretos com resistências entre 78 MPa à 105 MPa.

As vigas de transpasse e cobrejunta, desenvolveram a transmissão de esforços entre as barras praticamente da mesma maneira. Com isso, pode-se afirmar que a emenda por cobrejunta perfaz plenamente como uma emenda convencional.

As vigas com emenda por ancoragem, que são na verdade um transpasse espaçado, desenvolveram um comportamento similar às outras no que tange a deformação e carga, visto que nenhuma das vigas do projeto continha armadura transversal, isentando assim uma influência por parte destas.

Foi destacado que essas vigas de ancoragem desenvolveram, sob todas as análises, força de aderência acima do estimado. Conforme observado na literatura, trabalhos que empregaram arranjos de emendas semelhantes – com concretos convencionais – apresentaram discreta ou levemente este comportamento.

Afirma-se que o aumento da resistência, que consequentemente reduz o efeito de fendilhamento, aumenta a capacidade do "cilindro" de tensões gerado ao redor da barra. Assim, a tensão de aderência de emendas espaçadas pode ser significativamente maior que aquelas com barras unidas quando empregado concreto de alto desempenho.

A média de $\frac{f_b}{\sqrt{f_c}}$ de todas as vigas ensaiadas, foi de 26% acima das vigas de REYNOLDS e BEEBY (1982) com concretos de 45 MPa. Na análise somente das vigas de ancoragem, essa diferença se elevou para 32%, constatando assim o melhor desempenho deste tipo de emenda.

A influência do comprimento da emenda torna-se mais acentuada em concretos de alto desempenho. Como relatado, um maior módulo de elasticidade resulta num menor deslocamento entre a barra de aço e o concreto adjacente. Como a tensão de aderência não é uniformemente distribuída pela emenda, ficam às primeiras nervuras as maiores tensões e, com um deslocamento relativo menor no CAD, as primeiras nervuras são mais solicitadas.

Na análise das vigas de ancoragem que variaram o comprimento de emenda mantendo os mesmos espaçamentos entre as barras (*AG 10, AG 13, AG 14* e *AG 15*), triplicando o comprimento da emenda o valor da tensão de aderência foi reduzido pela metade. Isto se deve ao fato de que, a tensão do aço no momento de ruptura da emenda pouco se eleva com o aumento da área de transferência. É mais eficiente prover estribos na região da emenda para aumentar a resistência ao fendilhamento, e assim elevar a tensão de aderência.

A avaliação da influência da resistência do concreto sobre a aderência foi realizada a partir das comparações com as vigas de REYNOLDS e BEEBY (1982). Duplicando a resistência do concreto (de 45 MPa para 90 MPa) a tensão de aderência aumentou cerca 90%.

Na relação $f_b / f_c^{\,x}$ para os vários autores consultados, a potência (x) de f_c variou em ¼, ½ e ¾. Neste trabalho, a melhor correlação entre os valores obtidos com as vigas com concreto de alto desempenho e com concreto convencional de REYNOLDS e BEEBY (1982) foi apontada na relação $f_b / f_c^{\,3/4}$.

As equações de ORANGUN *et al.* (1977), DARWIN *et al.* (1992) e DARWIN *et al.* (1996), que reduzem a força de aderência por $f_c^{1/2}$, apresentaram-se 20% acima das de DARWIN *et al.* (1996) e DARWIN e ZUO (2000), que reduzem a força de aderência por $f_c^{1/4}$, na comparação com as forças de aderências obtidas nos ensaios. Dessa forma, a contribuição da resistência do concreto sobre a resistência de aderência parece estar mais próxima à $f_c^{3/4}$, como apontado nos estudos de DARWIN e ZUO (2000).

Os valores das resistências de aderência (f_b) previstos pela NBR 6118:2003, calculados com a resistência à compressão dos concretos produzidos, ficaram em média 35% acima dos obtidos pelas vigas ensaiadas.

A norma estabelece um patamar máximo de 50 MPa de resistência do concreto à compressão para o cálculo de projeto das estruturas usuais de concreto. Mesmo adotando este valor para o cálculo da resistência de aderência, a média dos resultados ensaiados ficou cerca de 10% abaixo da resistência prevista. Conclui-se que, mesmo adotando o valor menor de resistência do concreto limitado, a NBR 6118 pode superestimar o desempenho da aderência em concretos de alto desempenho.

8. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como apontamento para novos trabalhos sobre a aderência em Concretos de Alto Desempenho pode-se sugerir:

- Avaliar a influência da armadura transversal nas vigas desenvolvidas neste trabalho na mesma faixa de resistência do concreto
- Desenvolver metodologia para estudar a influência do comprimento de emenda em barras de outros diâmetros
- Estudar o efeito do espaçamento de emendas em variadas resistências de concreto

9. ANEXOS

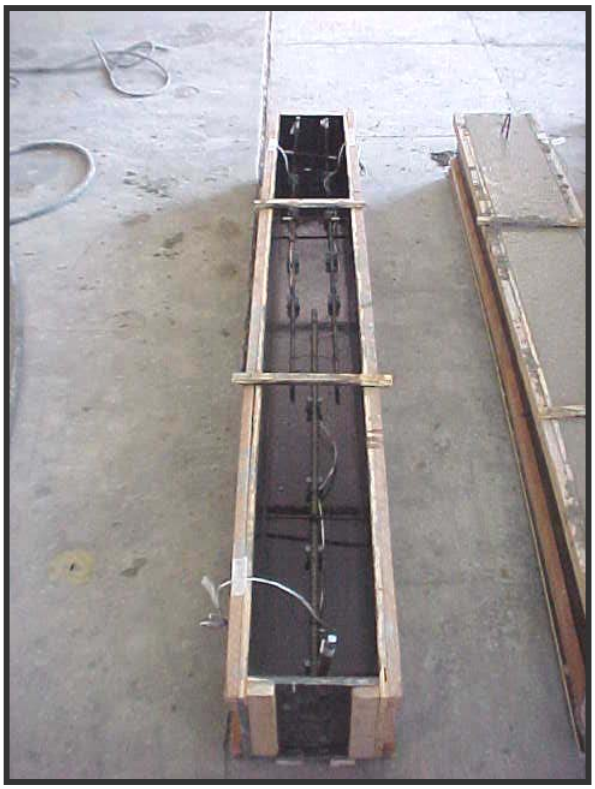


Figura A1 – Armaduras e forma da viga *AG14*.

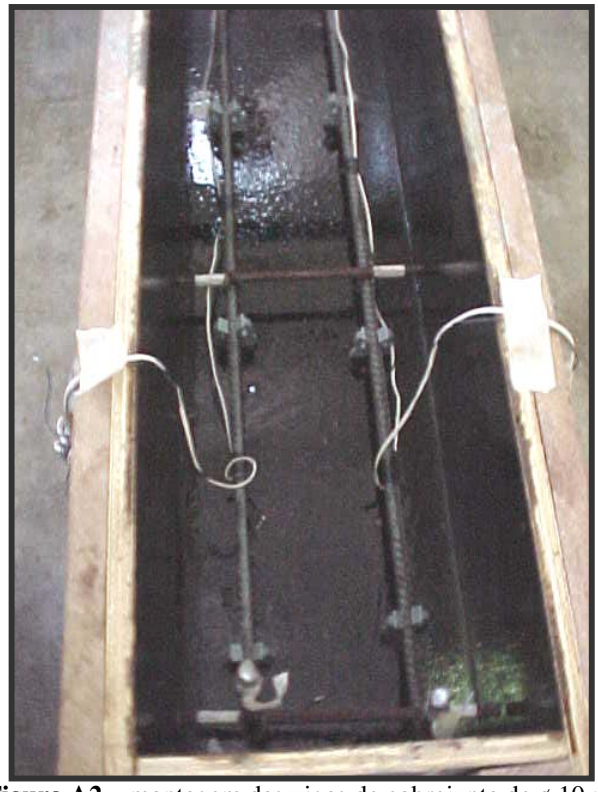


Figura A2 – montagem das vigas de cobrejunta de ø 10 mm.

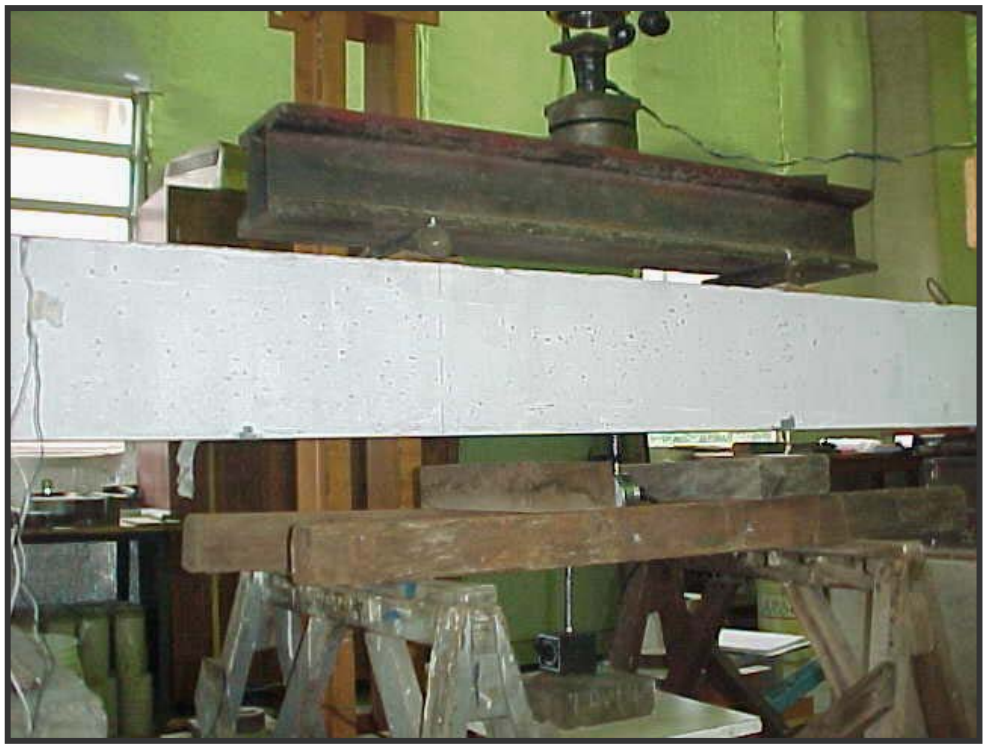


Figura A3 – Início de execução do ensaio da viga *AG11*.

Figura A4 – Detalhe da armadura da viga *CJ7* após ensaio.

10. BIBLIOGRAFIA

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – *NBR 5738, Moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos*. Rio de Janeiro, 1980a.

____ *NBR 5739, Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto – procedimento.* Rio de Janeiro, 1980b.

____ *NBR 7222, Argamassa e Concreto: determinação da resistência à traçai por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 1980c.

____ *NBR 7211, Agregados para concreto – especificação*. Rio de Janeiro, 1983.

____ *NBR 8522, Determinação do módulo de deformação estática e diagrama*. Rio de janeiro. 1984.

____ *NBR 7217, Agregado - determinação da composição granulométrica*. Rio de Janeiro, 1987.

____ *NBR 7480, Barras e fios de aço destinados a armaduras para a concreto armado*. Rio de Janeiro, 1996.

____ *NBR 6118, Projeto de estruturas de concreto armado – procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

ACI COMMITTEE 408. *Bond Stress. Proposed test procedure to determine relative bond value of reinforcing bars*. ACI Journal, Proc. 41, p. 373. Fevereiro de 1945.

ACI COMITTEE 408 - *Bond stress - The state of the art.* Journal of the ACI, vol. 63, n.11, p. 1161-1190. nov. 1966

AÏTCIN, P. *Concreto de Alto Desempenho*. Tradução de Geraldo G. Serra. Editora Pini, 667 p. São Paulo, 2000.

AZIZINAMINI, A.; STARK, M.; ROLLER, J.J.; GHOSH, S. K. *Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete*. ACI Strucutural Journal, vol 90 n. 5 pp 554-561. Setembro/outubro de 1993.

AZIZINAMINI, A.; PAVEL, R.; HATIFIELD, E.; GHOSH, S. K.. *Behavior of lap spliced reinforcing bars embedded in high-strength concrete*. ACI Strucural Journal. Vol 96 n.5, pg. 826-834. Maio/junho de 1999.

BARBOSA, M. T. G. *Aderência aço-concreto: resultados experimentais x normalização brasileira*. IBRACON - 45º Congresso Brasileiro do Concreto. Vitória, agosto de 2003.

CARVALHO, A. F. N. de. *Comprimento da emenda da armadura de flexão em vigas de concreto de alta resistência*. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2002.

CARVALHO, R.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado, segundo a NBR 6118:2003*. Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2ª edição, 374p. São Carlos, 2004.

CEB-FIP - *Bulletin d'Information* n. 151, *Bond Action and Bond Behaviour of Reinforcement* (State of the Art Report) 152 pp. Paris, 1982.

CEB-FIP - *High strength concrete.* (State of the Art Report). N. 197. Agosto de 1990.

CHAMBERLIN, S. J. *Spacing of spliced bars in beams*. Journal of the American Concrete Institue. Vol. 29, pp. 689-696. Fevereiro de 1958.

CHINN, J.; FERGUSON, P. M.; THOMPSON, J. N. *Lapped splices in reinforce concrete beams*. ACI Journal. Vol. 27 n. 2. Outubro de 1955.

CLARK, A. P. *Bond of concrete reinforcing bars.* ACI Journal, Proc. Vol. 46, pp. 161-184. Novembro de 1949. Proc.vol. 27 n.º 2. Pp. 201-211. Outubro de 1955.

DARWIN, D.; McCABE, S. L.; IDUN, E. K.; SCHOENEKASE, S.P.; *Development length criteria: bars without transverse reinforcement. SL Reportrs* 92-1. Centro de Pesquisas da Universidade de Kansas, Lawrence. Abril de 1992a.

DARWIN, D.; McCABE, S. L.; IDUN, E. K.; SCHOENEKASE, S.P.; *Development length Criteria: bars not confined by transverse reinforcement* ACI Structural Journal V. 89, nº 6, nov/dez. pp. 709-720. 1992b

DARWIN, D.; ZUO, J.; THOLEN, M. L.; IDUN, E. K. *Development length criteria for conventional and high relative area reinforcing bars.* ACI Structural Journal, Vol 93, n.3, maio/junho. 1996.

DARWIN, D.; ZUO, J. *Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete.* ACI Structural Journal. V. 97, nº 4. p.630-641. julho de 2000.

DE LARRARD, F.; SCHALLER, I.; FUCHS, J. *Effect of bar diameter on the bond strength of passive reinforcement in high-performance concrete*. ACI Materials Journal, Vol. 90 nº4 julho/agosto de 1993.

DUCATTI, V. A. - *Concreto de elevado desempenho - Estudo da aderência com a armadura*. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 292 p. 1993.

DUCATTI, V. A. *Aderência em concreto de elevado desempenho: emenda por transpasse na armadura de vigas submetidas à flexão*. Tese (Pós-doutorado). L`Institut National des Sciences Apliqeés. Toulouse, França, 1999.

DUCATTI, V. A. *Aderência em concreto de elevado desempenho: emenda por transpasse na armadura de vigas submetidas à flexão*. Tese (Livre Docência). Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2001.

ESFAHANI, M. R.; RANGAN, B. V. *Local bond of reinforcing bars in normal strength and high strength concrete (HSC).* ACI Structural Journal, Vol. 95, nº2. Março/Abril de 1998a.

ESFAHANI, M. R.; RANGAN, B. V. *Bond between normal and high strength concrete (HSC) and reinforcing bars in splices in beams*. ACI Structural Journal, Vol. 95 nº3. Maio/Junho de 1998b.

FUSCO, P. B. - *Técnica de armar as estruturas de concreto armado.* Editora Pini, cap. 6, p. 135 – 195. São Paulo,1995.

GJORV, O. E.; MONTEIRO, P. J. M.; MEHTA, P. K. – "*Effect of condensed sílica fuma on the steel-concrete bond*. ACI Materials Journal, vol. 87 nº 6, pg. 573-580. dezembro de 1990.

GOTO, Y. - *Cracks formed in concrete around deformed tension bars*. ACI Journal 68, n. 4, p.244. Abril, 1971.

HAMAD, B. S.; ITANI, M. S. – *Bond strength of reinforcement in high-performance concrete: the role of silica fume, casting position, and superplasticizer*. ACI Materiails Journal, vol. 95 nº 5, pg 499-511, outubro de 1998.

HAMAD, B. S.; NAJJAR, S. *Evaluation of the role of transverse reinforcement in confining tension lap splices in high strength concrete*. Materials and Structures, Vol 35, pp. 219-228. Maio de 2002.

HAMAD, B. S; MANSOUR, M. Y. *Bond strength of noncontact tension splices*. ACI Structural Journal. Vol. 93, n. 3, pp 316-326. Maio/junho de 1996.

HWANG, S.; LEE, Y.; LEE, C. – *Effect os silica fume on the splice strength of deformed bars of high-performance concrete*. ACI Structural Journal, vol. 91, nº3 pg 294-302. Junho de 1994.

KLUGE, R. W.; TUMA, E. C. *Lapped bars splices in concrete beams.* ACI Journal. Proc. V. 42, pp. 13-33. Setembro de 1945.

LORRAIN, M.; SAHYOUNI, G. - *Contribution à la modélisation axisymétrique de la liaison acier-béton*, Annales de l'ITBTP, n. 458, ouubro de 1987.

LORRAIN M. - *Progress on high strength concrete research and application.* XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, São Carlos, Brasil, 1 a 5 setembro de 1997.

LUTZ, L. A.; GERGELY, P. *Mechanics of bond and slip of deformed bars in along reinforcing bars*. ACI Journal, Proc. Vol. 48, pp. 225-252. Novembro de 1967.

MALIER, Y. - *High performance concrete from materials to structure.* E&F Spon, Londres, 1992.

MARINS NETO, J. - *Análise do deslizamento entre aço e concreto*. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, setembro de 2002.

McHENRY, D.; WALKER, W. T. *Laboratory measurementes of stress distribution in reinforcing steel*. ACI Journal, Proc. Vol. 44, pp. 1041-1054. Junho de 1948.

ORANGUN, C. O.; JIRSA, J. O.; BREEN, J. E. *A reevalution of test data on development length and splices*. ACI Journal, Proceedings. Vol. 74, n.º 3, pp 144-122. Março de 1977.

PETROV. S.; ABADJIEV, P. E PANAYOTOV, K. *Influence of condesend sílica fume as admixture to concrete on the bond to the reinforcement*. Construction and Building Materials, vol. 7 n. 1. Maio de 1992

REHM, G. - *The basic principles of the bond between steel and concrete.* C&CA Library Translation n.134, 59p (Uber die grundlagen des verbundes zwischen stahl und beton, Pub. N. 138 of Deutscher Ausschuss fur Stahl und Beton, Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn) 1961.

REYNOLDS, C. G.; BEEBY, A W. - *Bond strength of deformed bars.* Bond in Concrete, P. Bartos, ed., Applied Science Publishers, p. 434-445. Londres, 1982.

ROSSI, N. - *Resistência de aderência concreto-aço: efeitos da resistência à compressão do concreto e do comprimento de aderência*. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, fevereiro de 2002.

SAGAN, E. V.; GERGELY, P. E WHITE, R. N. *Behavior and design of noncontact lap splices subjected to repetead inelastic loading*. ACI Structural Journal, vol. n. 88 pp. 420-431. Julho/Agosto de 1991.

TASSIOS, T. P. *Properties of bond between concrete and steel under load cyles idealizing seismic actions*. AICAP-CEB symposium, vol. 1. State of art reports - CEB-Buletim d´information n. 131, pp. 67-122. Roma, 1979.

TASSIOS, T. P.; YANNOPOULOS, P. J. - *Etudes analytiques sur l'adhérence acier-betons et la fissuration du béton armé sous charges cycliques.* Annales de l'ITBTP, n. 43, p. 45-60, avr. 1981.

TEPFERS, R. - *Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforced bars.* Magazine of Concrete Research, v. 31, n. 106, p.3-12, mar. 1979

TEPFERS, R. - *Bond stress along reinforced bars.* Magazine of Concrete Research, v. 37, n. 112, p.135-142. Sept. 1982

VALLE, A. do. *Estudo de aderência entre o concreto e a armadura submetida a carregamento cíclico. Dissertação* (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

WATSTEIN, D. *Bond stress in concrete pull-out specimens*. ACI Journal, proc. Vol 38, pp. 37-50. Setembro de 1941.

WINTER, G.; NILSON, A. H. *Design of Concrete Structures*. 8ª edição. Editora McGraw-Hill Book Company. New York, 1974.