

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**TESE DE DOUTORADO**

**ESTUDO SOBRE A ADERÊNCIA ENTRE BARRAS DE AÇO E CONCRETO  
REFORÇADO COM FIBRAS**

**MARCOS ANTÔNIO DE SOUZA SIMPLÍCIO**

**ORIENTADOR : JOSÉ INÁCIO DE SOUZA LEÃO ÁVILA**

**RECIFE- PERNAMBUCO**

**2008**

# **Livros Grátis**

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

Milhares de livros grátis para download.

MARCOS ANTÔNIO DE SOUZA SIMPLÍCIO

**ESTUDO SOBRE A ADERÊNCIA ENTRE BARRAS DE AÇO E CONCRETO  
REFORÇADO COM FIBRAS**

Tese submetida ao corpo docente do curso de pós –  
graduação da Universidade Federal de Pernambuco,  
como parte dos requisitos necessários à obtenção do  
grau de “Doutor em Ciências em Engenharia Civil”  
na área de concentração Estruturas

**ORIENTADOR** : José Inácio de Souza Leão Ávila, PhD

RECIFE  
2008

**S612e**

**Simplício, Marcos Antônio de Souza.**

Estudo sobre a aderência entre barras de aço e concreto reforçado com fibras / Marcos Antônio de Souza Simplício.- Recife: O Autor, 2008.

xxii, 261 folhas, il : figs., gráfs., tabs.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2008.

Inclui bibliografia e apêndice.

1. Engenharia civil. 2. Aderência. 3. Concreto de alto desempenho. 4. Fibras. 5. Arrancamento. I. Título.

**UFPE**

**624**

**CDD (22. ed.)**

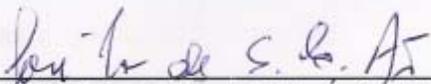
**BCTG/2008-142**

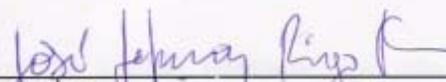
MARCOS ANTÔNIO DE SOUZA SIMPLÍCIO

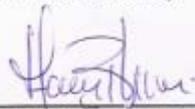
**ESTUDO SOBRE A ADERÊNCIA ENTRE BARRAS DE AÇO E CONCRETO  
REFORÇADO COM FIBRAS**

Tese submetida ao corpo docente do curso de pós –  
graduação da Universidade Federal de Pernambuco,  
como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau  
de “Doutor em Ciências em Engenharia Civil” na área de  
concentração Estruturas

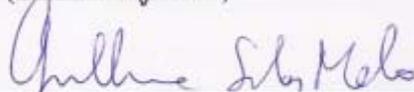
Aprovada por :

  
\_\_\_\_\_  
José Inácio de Souza Leão Ávila, Ph. D.  
(Orientador)

  
\_\_\_\_\_  
José Jéferson do Rêgo Silva, Ph. D.  
(Examinador Interno)

  
\_\_\_\_\_  
Flávio Barboza Lima, D. Sc.  
(Examinador Externo)

  
\_\_\_\_\_  
Humberto Correia Lima Júnior, D. Sc.  
(Examinador Externo)

  
\_\_\_\_\_  
Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, Ph. D.  
(Examinador Externo)

**Recife-PE  
FEVEREIRO DE 2008**

**Aos trabalhadores da construção civil brasileira, os quais mesmo sem acesso à educação conseguem ir de “servente de obras” a “mestre de obras”.**

**Aos meus pais e irmãos, que nunca duvidaram da minha capacidade e mesmo à distância sei que sempre torceram e torcem por mim.**

**À Micheline Idalga, Vitor Ian e Caio Henrique, que são verdadeiros presentes em minha vida.**

## AGRADECIMENTOS

A Deus pela presença constante em toda minha vida, por me dar força e inspiração.

Aos meus pais, meus primeiros mestres.

Ao Prof. José Inácio de Souza Leão Ávila pela sugestão do tema, orientação, discussões a respeito do assunto, pela amizade e ajuda em solucionar problemas do cotidiano também.

A Micheline, pelo incentivo nos momentos de desânimo, apoio nos momentos de fraqueza, dedicação e suporte sempre. Essa realização também é sua.

A Maria das Dores pelo suporte e dedicação incomensuráveis.

Ao ITEP- Instituto de Tecnologia de Pernambuco, em especial à Engenheira Susete, pela atenção à nossa solicitação de empréstimo do macaco hidráulico.

À SEFE, na pessoa de André Campelo.

À Belgo-Mineira Bekaert, em especial ao Engenheiro Marcelo Toledo Quinta, atendendo sempre com muita paciência os pedidos de doação de materiais.

À SIKA S.A pela doação do aditivo utilizado, em particular à Gerência Regional do Nordeste e ao Engenheiro David Vargas.

À JATOBETON pela doação da sílica ativa utilizada.

Aos amigos do Laboratório de Estruturas Ezequiel Muniz de Siqueira, João Cazuza da Rocha e Rivaldo Catunda de Oliveira, pelo apoio na realização da parte experimental desse trabalho.

À CAPES pela concessão da bolsa.

À amiga e colega de doutorado Juliana Von Schmaltz pela amizade.

Aos funcionários da Biblioteca do CTG e da Secretaria do Departamento de Engenharia Civil, sempre atenciosos em nossas solicitações.

## RESUMO

A aderência é fundamental para a existência do concreto armado, pois é responsável pela compatibilidade de deformações e transferência de esforços entre aço e concreto, permitindo que esse material composto se comporte, dentro de certos limites de esforços e deformações, como se fosse um só. O estudo da aderência em concreto armado não é recente e, como consequência destes estudos, existem vários modelos para a curva tensão de aderência x deslizamento e diferentes expressões para a estimativa da tensão máxima de aderência. Com o uso cada vez maior de novos materiais tais como o concreto de alto desempenho (CAD) e o concreto reforçado com fibras é necessário avaliar as propriedades mecânicas desses materiais de forma a permitir tanto um uso mais seguro quanto econômico. A norma brasileira NBR 6118/03 e algumas normas internacionais explicitam expressões para a tensão máxima de aderência para concretos com resistências à compressão de até 50 MPa. Em princípio, os modelos apresentados pelas normas devem ser aplicados com cautela a outros tipos de concreto, pois podem produzir peças com comprimentos de ancoragem deficientes ou antieconômicos, já que são baseados em resultados de ensaios utilizando-se concreto de resistência normal. Este trabalho apresenta os resultados de ensaios de arrancamento, com corpos de prova prismáticos de 200 mm de aresta, confeccionados com concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço, com resistência à compressão igual 64 MPa, 80 MPa e 110 MPa. A fibra utilizada foi de alta resistência à tração, fabricada na Bélgica pela Bekaert S. A. Os ensaios e a confecção dos corpos-de-prova seguiram as recomendações RILEM RC6. Os testes foram realizados aos 90 dias e os resultados mostram que os valores de tensão de aderência fornecidos pela NBR 6118:2003, pelo CEB 90 e outros modelos teóricos subestimam os valores obtidos experimentalmente. É proposta ainda uma formulação para a curva tensão de aderência x deslizamento e para avaliação da tensão máxima a ser empregada em projeto. Os resultados obtidos com o modelo mostram uma boa aproximação com os experimentais. Além disso, a validação da formulação numérica, feita com duas vigas de concreto de alto desempenho com fibra de aço e considerando o escorregamento da armadura, mostrou-se satisfatória.

**Palavras-Chave:** aderência, concreto de alto desempenho, fibras, arrancamento.

## **ABSTRACT**

The bond is fundamental for the reinforced concrete because it is responsible for the strain compatibility as well as force transfer between steel and concrete making this composite material works like a single material. Research about bond in reinforced concrete is not recent and has produced many models applicable to bond stress-slip relationship and maximum bond stress. With the widespread use of new materials like high performance concrete and fiber reinforced concrete it is necessary to evaluate some properties in order to produce better applications from an economic and safety point of view. The Brazilian code NBR 6118:2003 and some international codes show expressions to calculate the maximum bond stress for concrete compressive strength up to 50 MPa. The values obtained with these expressions should be applied to other concrete types with care. It may produce development lengths inadequate since these expressions are based on test results of normal compressive strengths. This work shows the results of pull-out tests of cube specimens made with high performance fiber reinforced concrete whose compressive strength was 64 MPa, 80 MPa and 110 MPa. The fiber used was high tensile fabricated in Belgium by Bekaert S. A. The RILEM RC5 procedure was applied to all tests and specimens cast. The results show that the bond stress obtained with NBR 6118:2003 and CEB 90 expressions are conservative like other bond models in relation to experimental values. Formulations applicable to bond stress-slip relationship and maximum bond stress are proposed. The theoretical results show good agreement with experimental and a numerical modeling of two high performance fiber reinforced concrete beams demonstrate that the behavior utilizing the model proposed is satisfactory.

**Palavras-Chave:** bond; high performance concrete; fibers, pull-out.

## SUMÁRIO

<b>Lista de figuras.....</b>	<b>xii</b>
<b>Lista de tabelas.....</b>	<b>xxiii</b>
<b>Lista de símbolos .....</b>	<b>xxv</b>

### **CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO**

1.1 – Introdução.....	27
1.2 – Concreto de alto desempenho.....	28
1.3 – Importância da pesquisa.....	30
1.4 – Objetivos.....	31
1.5 – Organização do trabalho.....	31

### **CAPÍTULO II-CONCRETO COM FIBRA**

2.1– Materiais Compósitos.....	33
2.2– Tipos de Fibra.....	34
2.3– Concreto reforçado com fibras de aço.....	37
2.4– Propriedades.....	38
2.4.1– Funcionamento.....	38
2.4.2– Concreto fresco.....	40
2.4.2.1– Trabalhabilidade.....	40
2.4.3– Concreto endurecido.....	40
2.4.3.1– Aderência com a matriz.....	40
2.4.3.2– Resistência à compressão .....	43
2.4.3.3– Resistência à tração.....	45
2.4.3.4– Resistência à torção e ao cisalhamento.....	45
2.4.3.5- Comportamento à flexão.....	46
2.4.3.6– Fluência e retração.....	49
2.4.3.7– Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.....	49

### **CAPÍTULO III – ADERÊNCIA**

3.1 – Introdução .....	50
3.2 – Tipos de ensaio.....	50
3.2.1 – Ensaio de arrancamento.....	51
3.2.2 – Ensaio de viga.....	52
3.2.3 – Ensaio das quatro barras.....	54
3.2.4 – Ensaio de tração simétrica.....	55
3.3 - Mecanismos responsáveis pela aderência.....	57
3.4 – Fatores que afetam a aderência.....	62
3.4.1 – Características geométricas.....	62
3.4.2 - Posição da barra.....	65
3.4.3 – Efeito do diâmetro da barra.....	66
3.4.4 - Efeito da resistência e tipo de concreto.....	68
3.4.5 - Efeito do confinamento.....	70
3.4.6 - Efeito do teor de fibras do concreto.....	72
3.4.7 - Efeito do carregamento.....	73
3.4.7.1 - Efeito do tipo de carregamento: tração ou compressão.....	73
3.4.7.2 - Efeito da taxa de carregamento.....	74
3.4.7.3 - Efeito do carregamento cíclico.....	74

### **CAPÍTULO IV – MODELOS TEÓRICOS**

4.1 – Introdução.....	75
4.2 – Equação diferencial da aderência.....	76
4.3 - Modelagem da curva tensão de aderência deslizamento.....	78
4.3.1 – Modelo do CEB/FIP 90.....	78
4.3.2 – Modelo proposto por HUANG.....	80
4.3.3 –Modelo proposto por BARBOSA (2001).....	81
4.3.4 – Modelo proposto por Almeida Filho.....	82
4.3.5 – Modelo para concreto com fibras.....	83

4.3.6 – Relação entre tensão de aderência, tensão no aço e deslizamento...	87
4.4 - Modelos teóricos para a tensão máxima de aderência.....	88
4.4.1 - Com base na teoria da plasticidade.....	88
4.4.2 – Modelo desenvolvido por TEPFERS.....	91
4.4.3 – Tensão máxima segundo BARBOSA (2001).....	93
4.4.4 – Modelo proposto por Alavi-Fard.....	94
4.4.5 – Norma ABNT NBR 6118.....	95
4.5 – Modelos baseados na mecânica da fratura.....	96
4.5.1 – NOGHABAI.....	96

## **CAPÍTULO V – PROGRAMA EXPERIMENTAL**

5.1– Introdução.....	99
5.2– Materiais Utilizados.....	99
5.2.1 – Concreto.....	99
5.2.2 – Fibras de aço.....	101
5.2.3 – Aço.....	102
5.3 - Confeção dos corpos-de-prova.....	104
5.4 - Ensaios.....	107

## **CAPÍTULO VI – ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS**

6.1 – Introdução.....	111
6.2 – Efeito das variáveis na aderência.....	111
6.2.1 – Efeito do confinamento do concreto.....	112
6.2.2 – Efeito do diâmetro de barra.....	112
6.2.3 – Efeito da Resistência à compressão do concreto.....	122
6.2.4 – Influência do Teor de fibra de aço na aderência.....	130

## CAPÍTULO VII – MODELO PARA A CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO

7.1 – Introdução.....	137
7.2 – Modelo proposto pelo CEB/ELIGEHAUSEN.....	137
7.3 – Modelo proposto por BARBOSA para tensão máxima de aderência e curva tensão de aderência x deslizamento .....	144
7.4 – Modelo proposto por HARAJLI para a curva tensão de aderência x deslizamento .....	145
7.5 – Modelo proposto por HUANG para curva tensão de aderência x deslizamento .....	147
7.6 – Modelo envolvendo a teoria da plasticidade para tensão máxima.....	148
7.7 – Prescrição da NBR 6118 para tensão de aderência.....	149
7.8 – Fatores que afetam $\tau_{max}$ e a curva tensão de aderência x deslizamento.....	150
7.8.1 - Influência do diâmetro da barra.....	150
7.8.2 - Percentual de fibra.....	152
7.8.3 Influência da resistência à compressão.....	154
7.9 – Modelo proposto para a curva Tensão de aderência x deslizamento.....	154
7.10 – Comparação dos resultados experimentais e fornecidos pelo modelo proposto .....	168
7.11 – Tensão de aderência para determinação do comprimento de ancoragem.....	181

## CAPÍTULO VIII – MODELAGEM NUMÉRICA

8.1 – Introdução.....	185
8.2 - Modelagem da aderência.....	185
8.3 - Modelagem do concreto.....	187
8.4 - Modelagem da armadura.....	191
8.5 - Consideração da aderência entre aço e concreto.....	192
8.6 - Modelagem da fibra de aço.....	193

8.7 - Modelos experimentais.....	194
8.7.1 - Curva tensão x deformação na compressão do concreto.....	195
8.7.2 - Aço da armadura.....	197
8.7.3 - Curva carga x deslocamento para a armadura.....	197
8.7.4 - Módulo de elasticidade da fibra de aço.....	198
8.7.5 - Curva tensão x deformação da fibra de aço.....	199
8.7.6 - Área da fibra de aço e curva de arrancamento.....	199
8.8 - Malha de elementos finitos utilizada.....	202
8.9 - Resultados.....	205

## **CAPÍTULO IX – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

9.1 - Introdução.....	210
9.2 - Efeito das variáveis estudadas.....	211
9.2.1 - Diâmetro da barra.....	211
9.2.2 - Resistência à compressão do concreto.....	211
9.2.3 - Fibras de aço.....	212
9.3 - Tensão de aderência máxima.....	212
9.4 - Curva tensão de aderência x deslizamento.....	213
9.5 - Modelagem numérica.....	213
9.5 - Sugestões para trabalhos futuros.....	214

<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>215</b>
-------------------------	------------

<b>APÊNDICE I- Arquivos de entrada de dados do Ansys.....</b>	<b>223</b>
---	------------

**LISTA DE FIGURAS**

Figura 1.1 Exemplos de aplicação de concreto reforçado com fibras.....	29
Figura 2.1 Alguns tipos de fibras de aço existentes atualmente.....	36
Figura 2.2 Fibras longas e curtas com várias relações L/d.....	37
Figura 2.3 Superfície fraturada de concreto reforçado com fibras de aço.....	38
Figura 2.4 Participação das fibras de aço no processo de fissuração.....	39
Figura 2.5 Curvas carga x deslocamento para fibras.....	41
Figura 2.6 Curva carga x deslocamento de fibras em matriz de resina epóxi .....	42
Figura 2.7 Curva tensão x deformação na compressão para vários percentuais de fibra.....	44
Figura 2.8 Curva tensão de tração x deformação para vários percentuais de fibra.....	45
Figura 2.9 Curvas típicas carga x deslocamento de vigas de concreto com fibras.....	47
Figura 2.10 Curva Carga x flecha e desenvolvimento de tensões normais.....	47
Figura 2.11 Tensões normais em viga submetida à flexão.....	48
Figura 3.1 Dimensões do corpo-de-prova do ensaio de arrancamento .....	51
Figura 3.2 Ensaio de viga tipo A.....	52
Figura 3.3 Ensaio de viga tipo B.....	53
Figura 3.4 Ensaio de extremidade de viga.....	53
Figura 3.5 Esquema geral de ensaio desenvolvido na USP.....	55
Figura 3.6 Ensaio de tirante .....	55
Figura 3.7 Ensaio de duplo arrancamento.....	56
Figura 3.8 Ensaio utilizado por Ezeldin.....	57
Figura 3.9 Aderência por adesão.....	58
Figura 3.10 Aderência por atrito.....	58

Figura 3.11 Possíveis áreas de ruptura dos consolos de concreto entre as nervuras.....	59
Figura 3.12 Curva Tensão de aderência x deslizamento típica para carregamento monotônico e cíclico.....	60
Figura 3.13 Fissuras internas de aderência atuando no concreto.....	61
Figura 3.14 Ruptura por fendilhamento de corpos-de-prova cilíndricos.....	62
Figura 3.15 Nervuras em barra de aço para concreto armado.....	63
Figura 3.16 Parâmetros para a produção de barras de alta resistência conforme NBR 7480 .....	64
Figura 3.17 Efeito da posição da barra na aderência.....	66
Figura 3.18 Efeito do diâmetro na aderência.....	69
Figura 3.19 Influência da armadura de confinamento na aderência.....	71
Figura 3.20 Possível funcionamento das fibras na matriz de concreto.....	72
Figura 3.21 Detalhes dos corpos de prova usados por CATTANEO.....	73
Figura 4.1 Aderência aço-concreto.....	76
Figura 4.2 Tensão de aderência x deslizamento.....	78
Figura 4.3 Modelo proposto por HUANG.....	81
Figura 4.4 Comparação do modelo proposto por BARBOSA e dados experimentais.....	82
Figura 4.5 Modelo de HARAJLI para a curva tensão de aderência-deslizamento.....	84
Figura 4.6 Ensaio de duplo arrancamento.....	87
Figura 4.7 Mecanismos de ruptura segundo NIELSEN.....	89
Figura 4.8 Tensões internas e tensão de aderência.....	92
Figura 4.9- Cilindro de concreto parcialmente fissurado.....	96
Figura 4.10 Definição da energia de fratura.....	97
Figura 5.1 Granulometria da areia e brita utilizadas.....	100

Figura 5.2 Fibras de aço coladas em pentes.....	102
Figura 5.3 Gráfico tensão-deformação do aço utilizado.....	103
Figura 5.4 Detalhes da forma utilizada.....	106
Figura 5.5 Posicionamento da barra na forma.....	106
Figura 5.6 Macaco de haste vazada.....	107
Figura 5.7 Transdutor de deslocamento.....	108
Figura 5.8 Curva de calibração da célula de carga.....	108
Figura 5.9 Esquema de ensaio de arrancamento.....	109
Figura 5.10 Montagem para a realização de um ensaio de arrancamento.....	109
Figura 5.11 Suporte para a leitura dos deslocamentos.....	110
Figura 5.12 Sistema de cunhas utilizadas.....	110
Figura 6.0 Esquema da obtenção das curvas com tensões médias.....	112
Figura 6.1 Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos com $f_c = 64$ MPa e 80 MPa .....	113
Figura 6.2 Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos com $f_c = 80$ MPa .....	114
Figura 6.3 Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos com $f_c = 110$ MPa .....	114
Figura 6.4 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com $f_c = 64$ MPa e $V_f=0,5\%$ .....	115
Figura 6.5 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com $f_c = 64$ MPa e $V_f=0,75\%$ .....	116
Figura 6.6 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com $f_c = 64$ MPa e $V_f=1\%$ .....	116

Figura 6.7 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 80$  MPa e  $V_f=0,5\%$ .....117

Figura 6.8 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 80$  MPa e  $V_f=0,75\%$ .....118

Figura 6.9 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 80$  MPa e  $V_f=1,0\%$ .....118

Figura 6.10 Mecanismos da resistência da aderência.....120

Figura 6.11 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 110$  MPa  $V_f=0,5\%$ .....120

Figura 6.12 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c= 100$  MPa  $V_f=0,75\%$ .....121

Figura 6.1 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 110$  MPa  $V_f=1\%$ .....121

Figura 6.14 Influência da resistência à compressão na tensão máxima (modelos com  $\phi= 6,3$  mm) .....122

Figura 6.15 Influência da resistência à compressão na tensão máxima (modelos com  $\phi= 8$  mm) .....123

Figura 6.16 Influência da resistência à compressão na tensão máxima (modelos com  $\phi= 10$  mm) .....123

Figura 6.17 Influência da resistência à compressão na tensão máxima (modelos com  $\phi= 16$  mm) .....123

Figura 6.18 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 8$  mm e 0,5% de fibra).....124

Figura 6.19 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 8$  mm e 0,75% de fibra).....124

Figura 6.20 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 8$  mm e 1% de fibra) .....125

Figura 6.21 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 10$  mm e 0,5% de fibra).....125

Figura 6.22 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 10$  mm e 0,75% de fibra).....126

Figura 6.23 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 10$  mm e 1 % de fibra).....126

Figura 6.24 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 12.5$  mm e 0,5 % de fibra).....127

Figura 6.25 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 12,5$  mm e 0,75 % de fibra).....127

Figura 6.26 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 12,5$  mm e 1 % de fibra).....127

Figura 6.27 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 16$  mm e 0,5 % de fibra).....128

Figura 6.28 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 16$  mm e 0,75 % de fibra).....128

Figura 6.29 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi= 16$  mm e 1 % de fibra).....128

Figura 6.30 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 8$  mm e  $f_c = 64$  MPa ).....130

Figura 6.31 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 10$ mm e $f_c = 64$ MPa ).....	130
Figura 6.32 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 12,5$ mm e $f_c = 64$ MPa ).....	131
Figura 6.33 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 16$ mm e $f_c = 64$ MPa ).....	131
Figura 6.34 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 8$ mm e $f_c = 80$ MPa ).....	133
Figura 6.35 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 10$ mm e $f_c = 80$ MPa ).....	133
Figura 6.36 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 12,5$ mm e $f_c = 80$ MPa ).....	133
Figura 6.37 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 16$ mm e $f_c = 80$ MPa ).....	134
Figura 6.38 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 8,0$ mm e $f_c = 110$ MPa ).....	135
Figura 6.39 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 10,0$ mm e $f_c = 110$ MPa ).....	135
Figura 6.40 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 12,5$ mm e $f_c = 110$ MPa ).....	135
Figura 6.41 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 16$ mm e $f_c = 110$ MPa ).....	136
Figura 7.1 Curva tensão de aderência x deslizamento conforme o CEB e experimental (S/fibra) .....	138
Figura 7.2 Curva tensão de aderência x deslizamento conforme o CEB e experimental ( $V_f=0,5\%$ ).....	138
Figura 7.3 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=8$ mm e $V_f = 0,5\%$ ).....	140
Figura 7.4 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=8$ mm e $V_f = 0,75\%$ ).....	140
Figura 7.5 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=8$ mm e $V_f = 1 \%$ ).....	140
Figura 7.6 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=10$ mm e $V_f = 0,5 \%$ ).....	141
Figura 7.7 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=10$ mm e $V_f = 0,75 \%$ ).....	141
Figura 7.8 Patamar da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=10$ mm e $V_f = 1 \%$ ).....	142
Figura 7.9 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=12,5$ mm e $V_f = 0,5 \%$ ).....	142

Figura 7.10 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=12,5$  mm e  $V_f = 0,75$  %) .....142

Figura 7.11 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=12,5$  mm e  $V_f = 1$  %) .....143

Figura 7.12 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=16$  mm e  $V_f = 0,5$  %) .....143

Figura 7.13 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=16$  mm e  $V_f = 0,75$  %) .....143

Figura 7.14 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=16$  mm e  $V_f = 1$  %) .....144

Figura 7.15 Modelo de BARBOSA e curva experimental ( $\phi=12,5$  mm,  $f_c= 64$  MPa,  $V_f = 0,5$  %) .....144

Figura 7.16 Modelo de HARAJLI e curva experimental ( $\phi=12,5$  mm,  $f_c= 64$  MPa,  $V_f = 0,5$  %) .....146

Figura 7.17 Modelo de HUANG e curva experimental ( $\phi=12,5$  mm,  $f_c= 64$  MPa,  $V_f = 0$  % e 0,5%).....147

Figura 7.18 Variação da tensão de aderência com o diâmetro das barras ( $f_c = 64$  MPa).....151

Figura 7.19 Variação da tensão de aderência com o diâmetro das barras ( $f_c = 80$  MPa).....151

Figura 7.20 Variação da tensão de aderência com o diâmetro das barras ( $f_c = 110$  MPa).....152

Figura 7.21 Variação da tensão de aderência com o percentual de fibra ( $f_c = 64$  MPa).....152

Figura 7.22 Variação da tensão de aderência com o percentual de fibra ( $f_c = 80$  MPa).....153

Figura 7.23 Variação da tensão de aderência com o percentual de fibra ( $f_c = 110$  MPa).....153

Figura 7.24 Variação da tensão de aderência com a resistência à compressão ( $\phi = 8$  mm).....154

Figura 7.25 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 0,5\%$ $f_c = 64$ MPa)	155
Figura 7.26 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 0,75\%$ $f_c = 64$ MPa)	155
Figura 7.27 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 1$ e $f_c = 64$ MPa)	156
Figura 7.28 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 0,5\%$ e $f_c=80$ MPa)	156
Figura 7.29 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 0,75\%$ e $f_c=80$ MPa)	156
Figura 7.30 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 1\%$ e $f_c = 80$ MPa)	157
Figura 7.31 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 0,5\%$ e $f_c= 110$ MPa)	157
Figura 7.32 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f= 0,75\%$ e $f_c=110$ MPa)	157
Figura 7.33 Forma do gráfico tensão de aderência x deslizamento ( $V_f = 1$ e $f_c = 110$ MPa)	158
Figura 7.34 Curva tensão de aderência x deslizamento proposta.....	158
Figura 7.35 Variação do deslizamento $\delta_2$ em função da variação do percentual de fibra.....	160
Figura 7.36 Variação do deslocamento $\delta_{médio}$ em função do diâmetro.....	160
Figura 7.37- Média dos deslizamentos $\delta_2$ em função da altura e espaçamento das nervuras.....	161
Figura 7.38- Variação do deslizamentos $\delta_3$ em função do diâmetro das barras ( $f_c = 64$ MPa)...	162

Figura 7.39- Variação do deslizamentos $\delta_3$ em função do diâmetro das barras ( $f_c = 80$ MPa)...	162
Figura 7.40- Variação do deslizamentos $\delta_3$ em função do diâmetro das barras ( $f_c = 110$ MPa) .....	163
Figura 7.41- Variação do deslizamentos $\delta_3$ em função de $f_c$ .....	163
Figura 7.42- Variação da tensão máxima em função de $f_c$ e da área relativa de nervura ( $f_r$ ).....	164
Figura 7.43- Variação de $\tau_f/\tau_{max}$ em função de $f_c$ ( $\phi = 16$ mm) .....	165
Figura 7.44- Variação de $\tau_f/\tau_{max}$ em função de $f_c$ ( $\phi = 10$ mm) .....	166
Figura 7.45- Variação de $\tau_f/\tau_{max}$ em função de $f_c$ ( $\phi = 8$ mm).....	166
Figura 7.46- Variação de $\tau_f/\tau_{max}$ em função de $h_r$ .....	167
Figura 7.47 Curva teórica e experimental para $f_c = 64$ MPa , $V_f = 0,5\%$ e $\phi$ de 8 mm a 16 mm .....	169
Figura 7.48 Curva teórica e experimental para $f_c = 64$ MPa , $V_f = 0,75\%$ e $\phi$ de 8 mm a 16 mm .....	170
Figura 7.49 Curva teórica e experimental para $f_c = 64$ MPa , $V_f = 1\%$ .....	172
Figura 7.50 Curva teórica e experimental para $f_c = 80$ MPa , $V_f = 0,5\%$ .....	174
Figura 7.51 Curva teórica e experimental para $f_c = 80$ MPa , $V_f = 0,75\%$ .....	175
Figura 7.52 Curva teórica e experimental para $f_c = 80$ MPa , $V_f = 1\%$ .....	176
Figura 7.53 Curva teórica e experimental para $f_c = 110$ MPa , $V_f = 0,5\%$ .....	178
Figura 7.54 Curva teórica e experimental para $f_c = 110$ MPa , $V_f = 0,75\%$ .....	179
Figura 7.55 Curva teórica e experimental para $f_c = 110$ MPa , $V_f = 1\%$ .....	180
Figura 8.1 Elemento da biblioteca do Ansys solid65.....	187
Figura 8.2 Superfície de ruptura de William-Warke com cinco parâmetros.....	188
Figura 8.3 Elemento link8 da biblioteca do Ansys.....	192

Figura 8.4 Elemento combin39 da biblioteca do Ansys e curva carga-deslocamento.....	192
Figura 8.5 Definição da área de contribuição para fibras.....	193
Figura 8.6 Detalhes geométricos das vigas.....	194
Figura 8.7 Curva tensão x deformação para concreto das vigas V <sub>1</sub> e V <sub>2</sub> .....	196
Figura 8.8 Curva tensão x deformação dos aços empregados por OLIVEIRA.....	197
Figura 8.9 Curva tensão de aderência x deslizamento- $\phi = 6,3$ mm, $V_f = 0,38\%$ e $f_c = 74$ MPa .....	198
Figura 8.10 Curva Tensão-deformação da fibra de aço.....	199
Figura 8.11 Definição dos tipos de elementos das fibras.....	200
Figura 8.12 Curva de arrancamento da fibra proposta por NAMMUR e NAAMAN.....	201
Figura 8.13 Curvas carga x deslizamento das fibras de aço.....	201
Figura 8.14 Malha utilizada e elementos de barra das fibras e armadura da viga V2.....	202
Figura 8.15 Seção transversal no meio do vão com deslocamentos verticais aplicados .....	203
Figura 8.16 Apoios devidos à simetria.....	204
Figura 8.17 Discretização do apoio.....	204
Figura 8.18 Curvas carga x deflexão experimental, com aderência perfeita e com deslizamento de V1.....	206
Figura 8.19 Curva experimental da viga V1 obtido com sistema contínuo de leitura.....	206
Figura 8.20 (a) Fissuras no modelo em elementos finitos da viga V1.....	207
Figura 8.20 (b) Viga V1 após o ensaio.....	207
Figura 8.21 Curvas carga x deflexão experimental, com aderência perfeita e com deslizamento de V2.....	208
Figura 8.22 (a) Fissuras no modelo em elementos finitos da viga.....	209

Figura 8.22 (b) Viga V2 após o ensaio .....20

**LISTA DE TABELAS**

Tabela 2.1- Propriedades mecânicas de alguns tipos de fibra.....	35
Tabela 3.1- Valores da tensão de aderência obtidos pelo ensaio de aderência e de viga.....	54
Tabela 4.1 Parâmetros para as relações tensão de aderência-deslizamento para barras com rugosidade superficial.....	78
Tabela 4.2 Parâmetros de definição da curva tensão de aderência-deslizamento de barras lisas .....	79
Tabela 4.3 Parâmetros para definição do modelo proposto por HUANG et al.....	80
Tabela 4.4 Coeficientes relativos aos parâmetros que influenciam a aderência.....	94
Tabela 5.1 Composição do concreto utilizado.....	100
Tabela 5.2 Resistência à compressão dos concretos utilizados.....	101
Tabela 5.3 Características da fibra.....	101
Tabela 5.4 Características mecânicas do aço utilizado nas barras.....	103
Tabela 5.5 Características geométricas das barras utilizadas.....	103
Tabela 5.6 Características dos modelos da Série I (sem fibra).....	104
Tabela 5.7 Características dos modelos da Série II (com fibra).....	105
Tabela 6.1 Tensões máximas de aderência.....	115
Tabela 6.2 Resultados experimentais dos modelos com $f_c = 64$ MPa e fibra de aço .....	116
Tabela 6.3 Resultados experimentais dos modelos com $f_c = 80$ MPa e fibra de aço.....	118
Tabela 6.4 Resultados experimentais dos modelos com $f_c = 110$ MPa e fibra de aço.....	122
Tabela 6.5 Variação da tensão máxima com a resistência do concreto.....	129

Tabela 6.6 Variação da tensão máxima com o percentual de fibra.....	132
Tabela 6.7 Variação da tensão máxima com o percentual de fibra.....	134
Tabela 6.8 Variação da tensão máxima com o percentual de fibra.....	136
Tabela 7.1 Tensões máximas teóricas e experimentais.....	139
Tabela 7.2 Valores teóricos de acordo com BARBOSA ( $\tau_{\max,teo}$ ) e experimentais ( $\tau_{\max,exp}$ ) .....	145
Tabela 7.3 Tensão máxima segundo HARAJLI e experimental para concreto sem fibra .....	146
Tabela 7.4 Tensões máximas de acordo com HUANG e resultados experimentais .....	148
Tabela 7.5 Tensões máximas dadas pela teoria da plasticidade e experimental, para concreto sem fibra.....	149
Tabela 7.6 Valores teóricos (NBR 6118) e experimentais da tensão máxima de aderência .....	150
Tabela 7.7 Valores das tensões obtidas com a eq. 7.6, experimental e máxima .....	183
Tabela 8.1 Parâmetros necessários ao modelo de Willam-Warnke no espaço tridimensional .....	190
Tabela 8.2 Resistência à compressão do concreto das vigas.....	194
Tabela 8.3 Valores das áreas de fibras utilizadas na análise.....	199
Tabela 8.4 Tipos de elementos utilizados.....	203

**LISTA DE SÍMBOLOS**

$L$	Comprimento da fibra
$d_f$	diâmetro da fibra
$V_f$	volume de fibra
$V_{\text{critico}}$	volume crítico de fibra
$\phi$	diâmetro de barra de aço
$\tau_{0,01}$	tensão de aderência para um deslizamento de 0,01 mm
$\tau_{\text{média}}$	tensão média de aderência
$\tau_{\text{ruptura}}$	tensão última de aderência
$e_i$	distância entre fissuras no ensaio de tirante
$n$	quantidade de fissuras no ensaio de tirante
$\eta$	quantidade de fissuras no ensaio de tirante
$f_r$	área relativa de nervura
$F_r$	superfície das nervuras
$d_s$	diâmetro da armadura de confinamento
$h_r$	altura das nervuras
$s_r$	espaçamento entre nervuras
$c$	cobrimento da barra
$A_c$	área de concreto
$A_s$	área de aço
$\sigma_s$	tensão no aço
$\sigma_c$	tensão no concreto

$\tau$	tensão de aderência
$\tau_f$	tensão de aderência final
$\tau_{\max, cf}$	tensão de aderência máxima do concreto com fibra
$\tau_{\max, sf}$	tensão de aderência máxima do concreto sem fibra
$\delta$	deslizamento
$f_{cm}$	resistência à compressão média
$f_c$	resistência à compressão
$f_{ck}$	resistência à compressão característica do concreto
$f_t$	resistência à tração do concreto
$f_{ctd}$	resistência à tração de cálculo do concreto
$f_{ctk, inf}$	resistência à tração característica inferior do concreto
$L_B$	comprimento de ancoragem
$\epsilon_c$	deformação específica do concreto
$\epsilon_s$	deformação específica do aço
$\epsilon_{ct}$	deformação última de tração do concreto
$w$	abertura de fissuras
$\sigma_{sc}$	tensão de tração do concreto com fibras no instante do fendilhamento
$\sigma_{ps}$	tensão de tração do concreto com fibras após o fendilhamento
$r_i$	raio interno do cilindro de concreto em torno da barra de aço
$r_u$	raio externo do cilindro de concreto em torno da barra de aço
$G_f$	energia de fratura
$l_{ch}$	comprimento característico, dado por parâmetros da mecânica da fratura.

# CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

## 1.1 Aderência

A aderência é fundamental para a existência do concreto armado, pois é responsável pela compatibilidade de deformações e transferência de esforços entre aço e concreto, permitindo que esse material composto se comporte, dentro de certos limites de esforços e deformações, como se fosse um só.

Usualmente, no dimensionamento de estruturas de concreto, considera-se a perfeita aderência entre esses dois materiais. Entretanto, apesar disso ser verdade para pequenos valores de deslizamento, não pode ser assumido quando se pretende, por exemplo, fazer uma análise mais refinada de determinada estrutura. Mesmo em uma estrutura na qual se fez o dimensionamento de forma correta, as barras da armadura estarão sujeitas a deslocamentos em relação ao concreto. Esse deslocamento relativo tem influência na distribuição de esforços internos, bem como na própria rigidez da peça. A avaliação de forma mais precisa do comportamento de uma estrutura requer o conhecimento da relação entre tensão de aderência e deslocamento.

É do conhecimento do meio técnico que a aderência depende de vários fatores, tais como resistência à compressão e tração do concreto, confinamento, geometria da barra (diâmetro, forma e espaçamento das nervuras) e modo de aplicação da carga.

O estudo da aderência em concreto armado é bastante antigo e, como consequência desses estudos, existem vários modelos para a curva tensão de aderência x deslizamento, bem como diferentes expressões para a estimativa da tensão máxima de aderência. Alguns modelos teóricos relacionam essa tensão ao surgimento e desenvolvimento de fissuras.

## 1.2 Concreto de alto desempenho

Com o desenvolvimento de aditivos superplastificantes mais eficientes e a maior utilização de adições minerais ao concreto, como a sílica ativa e o metacaulim, passou-se a utilizar concreto de alto desempenho (CAD) de forma mais acentuada nos últimos anos. Várias definições surgiram ao longo dos anos em diversos países para o chamado concreto de alto desempenho. Algumas delas incluindo outras características do concreto além da resistência à compressão. Há vários exemplos de obras que empregam CAD ao redor do mundo, como a Confederation Bridge, no Canadá, considerada a maior ponte do mundo em caixão celular protendido, empregando CAD. Outro exemplo é o mais alto edifício do mundo: Kuala Lumpur City Center, na Malásia. Apesar das grandes vantagens do uso desse material, uma das preocupações ao empregá-lo é a sua baixa ductilidade, principalmente para resistências acima de 90 MPa. Criaram-se inclusive vários mitos a seu respeito, como da sua ruptura explosiva (SIMPLÍCIO, 1999).

Uma forma de minimizar esse comportamento frágil é um dimensionamento mais eficiente da armadura, com utilização de quantias mínimas adequadas, aliada a um detalhamento eficaz. Outra alternativa é a utilização de fibras metálicas. Essas não aumentam significativamente a resistência à tração, como se pretendia inicialmente com o seu uso, mas fornecem às estruturas de concreto uma maior ductilidade. Dependendo da sua geometria, as fibras podem atuar tanto ao nível de material como de estrutura. No primeiro caso retardando o crescimento de microfissuras e no segundo, costurando as fissuras e impedindo o seu rápido desenvolvimento. Além disso, as fibras ainda impedem a retração. Até o momento, as maiores aplicações práticas do concreto reforçado com fibras (CRF) consistem em revestimento de túneis e pisos industriais (VANDEWALLE, 1997). A Figura 1.1 mostra alguns desses casos.

Pesquisas apontam para a possibilidade de aplicação em reparos de estruturas, para dar maior ductilidade nas ligações entre vigas e pilares e como substituição parcial ou total da armadura de cisalhamento em vigas. Assim, a capacidade resistente será definida tanto pela armadura convencional, absorvendo as tensões de tração oriundas da flexão, como pelo reforço com fibras, absorvendo as tensões de cisalhamento. No caso de túneis, quando se trabalha com

segmentos pré-fabricados é possível eliminar completamente a armadura de flexão ao se empregar fibras, desde que valores pequenos dos momentos fletores sejam garantidos.

Em pisos industriais, para alguns casos de carregamento, é necessária a utilização de armadura dupla: A armadura inferior, para absorver as tensões de tração devidas ao carregamento; e a superior, para as tensões de tração causadas pela retração. Dependendo do carregamento e das características da base e sub-base, poderá ser vantajoso trabalhar simultaneamente com fibras de aço e armadura convencional, ou seja, armadura inferior para a flexão e fibras para as tensões causadas pela retração, e com isso eliminar a armadura superior.



(a) Pisos industriais



(b) Pré-fabricados



(c) Túneis

Figura 1.1 Exemplos de aplicação de concreto reforçado com fibras

As várias pesquisas realizadas sobre aderência em concreto armado no mundo inteiro utilizaram, em sua maioria, concreto de resistência normal. Por causa da grande diferença de comportamento mecânico entre o CAD e concreto de resistência normal, é esperado que a aderência se processe de forma também diferente, especialmente para o concreto de alto desempenho reforçado com fibra (CADRF), já que a aderência está relacionada à fissuração e sabe-se que as fibras alteram significativamente o processo de fissuração do concreto. Alguns modelos clássicos para a curva tensão de aderência x deslizamento e para a tensão máxima de aderência não se aplicam bem ao CAD. Assim, torna-se necessário investigar a aderência no CAD, e mais ainda no CADRF, para que se possa tirar proveito desses excelentes materiais.

### 1.3 Importância da pesquisa

Atualmente no Brasil, e em vários outros países, não há norma que regulamente o uso do CRF ou do CAD. Apesar disso, o grande número de trabalhos técnicos, aliado ao uso de normas estrangeiras (NS 3473 E (2003), EUROCODE 2 (2005), CSA A23.4-04 (2004)) forneceu dados que funcionam como embasamento para o dimensionamento e construção de algumas obras ao redor do mundo e no Brasil.

No caso do concreto de alto desempenho reforçado com fibras (CADRF), além desta lacuna deixada pelas normas, há ainda a falta de trabalhos técnicos tratando do assunto. Tendo em vista este fato e, ainda, as aplicações práticas do CADRF com armadura convencional, é necessário entender melhor várias características do concreto de alto desempenho reforçado com fibras. Isso possibilitará tirar maior proveito desse material e evitará os problemas que aconteceram com o concreto convencional em seus primórdios, onde surgiram inicialmente as aplicações práticas para depois se estudar suas propriedades e as formulações de modelos aplicáveis.

O concreto armado é, atualmente, o material de construção mais consumido pela humanidade (ALMEIDA, 2005). Daí, a importância de conhecê-lo bem e com isso, otimizar o seu uso.

## 1.4 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é, a partir de dados experimentais, modelar a curva tensão de aderência x deslizamento entre barras de aço e CADRF, e desenvolver uma expressão para o cálculo da tensão máxima de aderência.

Constituem-se objetivos específicos:

- Avaliar a influência da adição de fibras metálicas, do diâmetro das barras e da resistência do concreto na tensão de aderência máxima;
- Sugerir um valor da tensão de aderência para o cálculo do comprimento de ancoragem;
- Validar o modelo desenvolvido para a curva tensão de aderência x deslizamento.

## 1.5 Organização do trabalho

A tese está dividida em nove capítulos. No segundo capítulo são mostradas as principais características do concreto com fibras metálicas, vantagens e forma de obtenção. O terceiro capítulo é uma revisão bibliográfica a respeito da aderência entre concreto e barras de aço, em que são mostrados os principais mecanismos resistentes da aderência e fatores que influenciam a tensão máxima de aderência e a curva tensão de aderência x deslizamento. No quarto capítulo são abordados os modelos teóricos existentes para a tensão máxima de aderência e para a curva tensão de aderência x deslocamento. O quinto capítulo traz informações sobre os ensaios existentes para a avaliação da aderência e descreve os materiais, modelos e ensaios empregados no estudo experimental. No sexto, é feita a análise dos resultados experimentais. No sétimo, por sua vez, é feita uma comparação dos resultados obtidos com os modelos existentes, é verificada a influência dos parâmetros estudados nos resultados obtidos e é proposto um modelo teórico para a curva tensão de aderência x deslizamento e para a tensão máxima de aderência. No oitavo capítulo são descritos alguns procedimentos da simulação numérica da aderência. Os resultados obtidos com uma modelagem utilizando-se o pacote comercial de elementos finitos ANSYS, são

comparados a experimentais. Finalmente, o último capítulo mostra as conclusões obtidas no estudo e ainda sugestões para trabalhos futuros a respeito do assunto.

## CAPÍTULO II – CONCRETO COM FIBRA

### 2.1 Materiais compósitos.

Materiais constituídos de no mínimo duas fases distintas principais podem ser definidos como compósitos (FIGUEIREDO, 2005, p. 1195). Dentro dessa classificação, o concreto simples é considerado um compósito e o concreto com fibras também, se considerarmos como fases o concreto (matriz) e as fibras. Atualmente há um número maior de aplicações dos compósitos na engenharia civil, por exemplo, telhas, painéis de vedação vertical e estruturas de concreto como túneis e pavimentos, nos quais o concreto reforçado com fibras vem progressivamente ampliando sua aplicação (FIGUEIREDO, 2000, p.1).

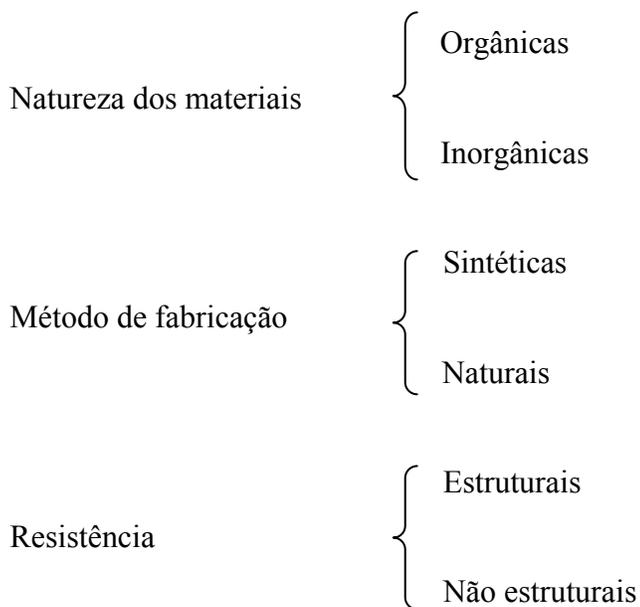
Desde a antigüidade empregam-se fibras como forma de reforçar materiais de comportamento frágil (ACI 544.1R, 2004, p.2). Os egípcios utilizavam palha para reforçar tijolos de barro.

Um exemplo de compósito clássico, e ainda muito empregado na construção civil aqui no Brasil, é o fibrocimento. Trata-se de uma matriz de pasta de cimento reforçada com fibras de amianto. Sua utilização remonta o início do século XX e acabou por se expandir por vários países. Não é empregada em vários países devido aos riscos que o amianto representa à saúde humana.

Uma grande variedade de materiais de engenharia tem em sua composição fibras, de tal forma a melhorar algumas de suas propriedades tais como resistência à tração, módulo de elasticidade, controle de fissuras, durabilidade, resistência a impacto e fadiga (ACI 544.1R, 2004, p. 2). Dentre esses materiais, está o concreto. É de conhecimento geral a sua baixa resistência à tração. Por esse motivo adiciona-se a armadura ao concreto simples para trabalhar à tração, absorvendo as tensões que o concreto por si só não resistiria. Essa armadura é contínua e tem uma localização específica, enquanto fibras são distribuídas aleatoriamente e constituem um reforço tridimensional, absorvendo tensões em todas as direções.

## 2.2 Tipos de fibra.

É possível classificar as fibras sob vários aspectos (CORNEJO, 2007) :



Há vários tipos de fibras disponíveis comercialmente, por exemplo, e entre elas as de aço, as de vidro, sintéticas e naturais. No Brasil, encontram-se com facilidade fibras de aço e sintéticas para uso na construção civil. A Tabela 2.1 apresenta alguns tipos de fibras e suas características.

Para que a fibra sirva para a produção de concreto, deve apresentar boa resistência à tração comparada ao concreto e apresentar certo grau de ductilidade. Como pode ser visto na Tabela 2.1, as fibras de aço, carbono e de vidro são as que apresentam maior resistência à tração, entretanto, as de aço se destacam por apresentarem os requisitos exigidos e ainda terem baixo custo quando comparadas às de carbono, por exemplo. Já as fibras de vidro devem ser resistentes aos álcalis, o que limita um pouco sua aplicação.

Tabela 2.1- Propriedades mecânicas de alguns tipos de fibra (ACI 544.1R, 2004)

Tipo de fibra	Diâmetro (mm)	Densidade	Resistência à tração (GPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Alongamento máximo (%)
Acrílico*	0,012-0,104	1,16-1,18	0,27-1	14-19,5	7,5-500
Vidro	0,005-0,15	2,50	2-4	70-80	2-3,5
Carbono*	0,008-0,009	1,90	1-2,6	230	1,0
Nylon*	0,02-0,40	1,10	0,76-0,82	5,17	20
Polyester*	0,02-0,04	1,40	0,72-0,86	17,23	12-15
Polipropileno	0,02-0,04	0,95	0,55-0,76	5	15
Aço	0,10-1	7,84	0,30-2,2	210	0,5-3,5
Sisal	0,01-0,05	1,50	0,8	-	3,0

\*Valores para fibras comercializadas nos EUA em 2004

As fibras de polipropileno, nylon e polietileno podem ser classificadas como fibras de baixo módulo de elasticidade. Isso restringe um pouco sua aplicação ao controle de fissuração quando as matrizes possuem baixo módulo de elasticidade, como é o caso da retração plástica em argamassas. Contudo, estas fibras podem vir a ser muito interessantes em aplicações em que o reforço da matriz não é o principal objetivo. Nesse caso se encontra, por exemplo, a proteção contra danos físicos durante incêndios. Durante a exposição de uma estrutura ou membro estrutural a um incêndio, as elevadas temperaturas fazem surgir vapores, que irão causar pressões internas tanto maiores quanto menos poroso for o concreto. Essa pressão poderá acarretar o rompimento do revestimento da peça. Com a utilização das fibras de polipropileno, com o aumento da temperatura, estas se fundem deixando um caminho livre para a saída do vapor d' água, e com isto aliviam as pressões internas (SEMIOLI, 2001, p. 78).

Com o intuito de melhorar o desempenho das fibras de polipropileno e com isto ampliar a sua aplicação, vêm sendo desenvolvidos novos tipos como alternativa às fibras monofibriladas de grande fator de forma. Esse é o caso das fibriladas, que são na verdade, pequenas telas que se abrem durante a mistura com o concreto, diminuindo o impacto da adição da fibra neste momento. Assim tem-se um aumento da capacidade de reforço para um mesmo volume de fibras adicionado ao concreto (TROTIER et al, 2001, p. 23).

As fibras metálicas são adicionadas ao concreto com o intuito de melhorar características como: tenacidade, controle de fissuras, resistência à flexão, resistência ao impacto e à fadiga. Em relação ao processo de fabricação, as fibras de aço podem ser obtidas por vários processos; dentre os quais, o mais comum é por corte de arame trefilado de aço de baixo teor de carbono. No que diz respeito à geometria das fibras, atualmente existem várias formas: com seção circular ou retangular, onduladas, com extremidade reta ou com ancoragens em forma de gancho ou pino, como pode ser visto na Figura 2.1.



Figura 2.1 Alguns tipos de fibras de aço (WEILER, 2002)

As fibras de aço podem também ser classificadas de acordo com o seu comprimento em curtas e longas, como mostra a Figura 2.2. Um fator determinante nas propriedades do concreto com fibra de aço é a relação entre o comprimento e o diâmetro ( $L/d$ ). Alguns fabricantes costumam incluir essa relação na nomenclatura da fibra. Tal como a Dramix, divisão de fibras da Bekaert na Bélgica e da Belgo-mineira no Brasil.

Em alguns casos as fibras costumam ser coladas umas nas outras em forma de pentes, com colas solúveis em água para facilitar seu manuseio e mistura no concreto.

O tipo de aço geralmente utilizado na fabricação das fibras é o aço carbono. Outro tipo de aço utilizado é o aço liga, usado para fibras resistentes à corrosão em estruturas refratárias ou marítimas. As fibras de aço possuem tensão de tração entre 300 a 2100 MPa, módulo de elasticidade de 200 a 210 GPa e deformação na ruptura de 0,5% a 3,5% (LOPES, 2005).

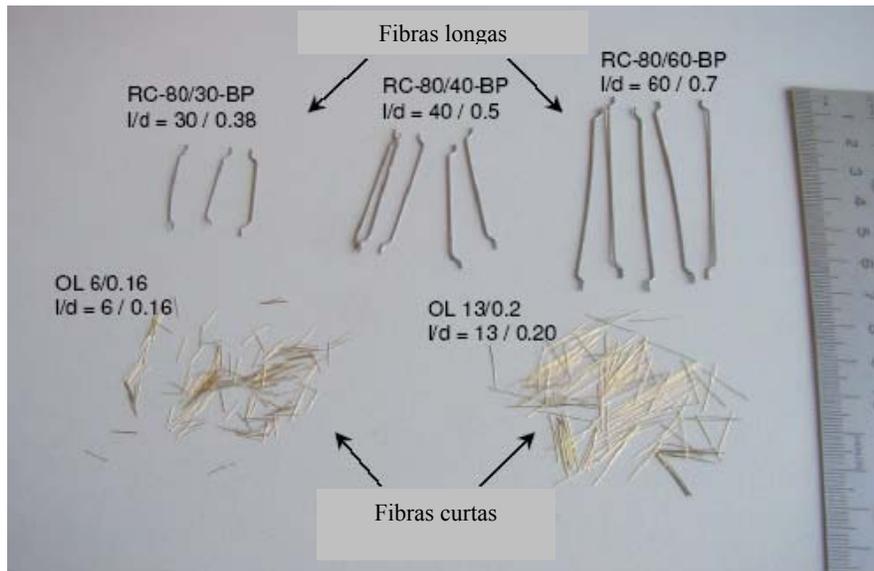


Figura 2.2 Fibras longas e curtas com várias relações L/d (DRAMIX, BEKAERT)

O efeito da adição de fibras de aço ao concreto dependerá do tipo empregado. Essas poderão atuar no controle de fissuras, quando são arrancadas após o surgimento de fissuras na matriz, ou permitindo um acréscimo de carga, se o tipo de ancoragem na matriz for tal que a fibra venha romper por tração.

### 2.3 Concreto reforçado com fibras de aço.

Concreto reforçado com fibras de aço (CRF) é um concreto convencional com a adição de fibras de aço descontínuas (ACI 544.1R, 2004, p. 7). Quando tracionado, a sua ruptura ocorre após a ruptura ou arrancamento da fibra da matriz de cimento. A Figura 2.3 mostra uma superfície fraturada de CRF. As Propriedades físicas e mecânicas do concreto em estado fresco ou endurecido, inclusive a durabilidade, estão diretamente ligadas à natureza das fibras. Ainda são feitas pesquisas para se entender melhor como elas atuam no concreto e na argamassa. Uma aproximação razoável é considerar o CRF um composto cujas propriedades estão relacionadas às propriedades da fibra, do concreto e da interface entre as fibras e a matriz (ACI 544.1R, 2004).



Figura 2.3 Superfície fraturada de concreto reforçado com fibras de aço (ACI 544.1R, 2004)

## 2.4 Propriedades

### 2.4.1 Funcionamento

Para descrever o funcionamento das fibras de aço no concreto é fundamental entender o mecanismo de surgimento e desenvolvimento das fissuras. Pode-se definir como microfissuras uma fissura cujo comprimento pode ser considerado pequeno em relação ao tamanho da estrutura ou membro estrutural. Uma microfissura é uma fissura cujo comprimento não pode ser considerado pequeno em relação ao tamanho da peça ou estrutura.

Quando uma peça de concreto é submetida a tensões de tração, microfissuras inicialmente surgem distribuídas ao longo do seu volume (ROSSI, 2001, p. 47). Essas microfissuras podem já existir mesmo antes da aplicação da tensão de tração, tais como as causadas pela retração. Em um segundo estágio elas se juntam, formando uma microfissura e se propagam, causando a ruptura do concreto. O primeiro estágio está relacionado à análise do material; o segundo, à transição do material para a análise da estrutura; e o último é especificamente relativo à análise da estrutura.

O mecanismo de formação de fissuras de compressão também pode ser dividido em três estágios. Inicialmente microfissuras surgem aleatoriamente, com uma direção preferencialmente paralela à direção da tensão de compressão. A orientação das microfissuras é afetada, dentre outros fatores, pela diferença de rigidez das duas fases (agregados e pasta de cimento). No

segundo estágio as microfissuras, juntas, formam uma microfissura que se desenvolve paralelamente à direção das tensões de compressão. Essas microfissuras dividem o membro estrutural em pequenas colunas. No terceiro estágio, as fissuras oblíquas surgem dentro das pequenas colunas e juntas formam um plano de ruptura oblíquo ao nível da estrutura ou peça estrutural. Durante o processo de formação das fissuras, as fibras de aço costuram as microfissuras e retardam o seu progresso. Isso aumenta a ductilidade e a capacidade de carga ao nível da estrutura. Para atuar nas microfissuras, uma quantidade grande de fibras com pequeno diâmetro é necessária. A Figura 2.4 mostra o funcionamento das fibras pequenas e longas atuando durante a microfissuração e macrofissuração.

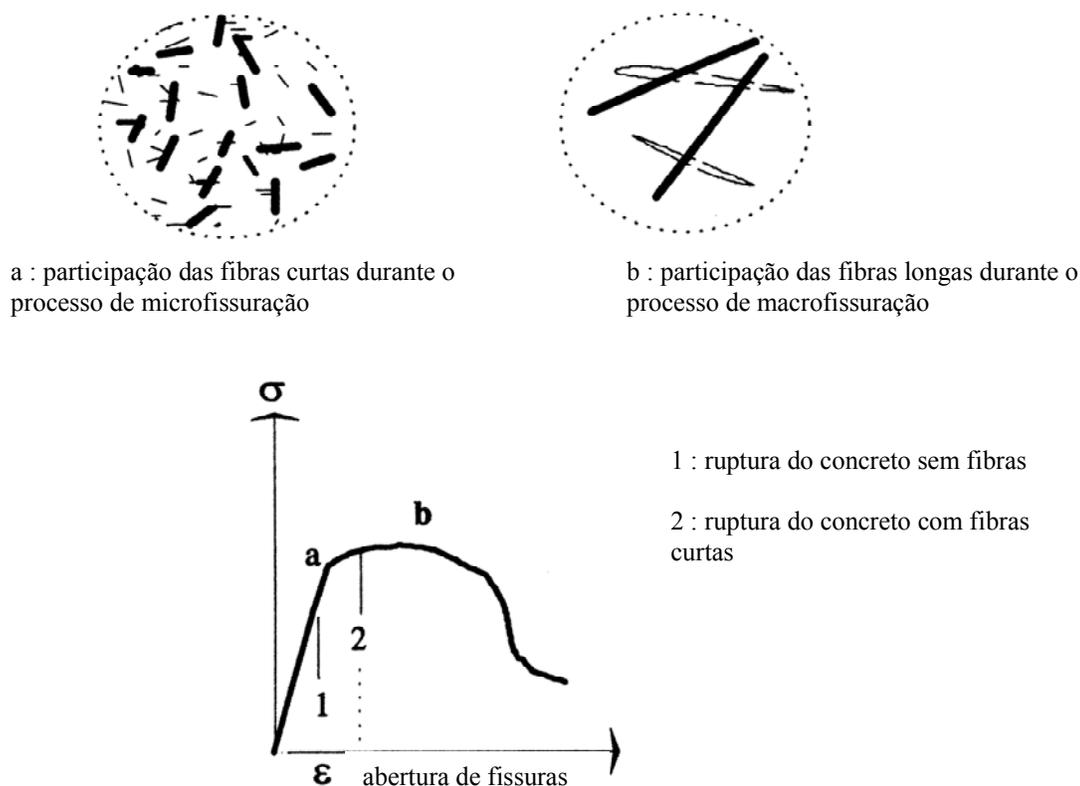


Figura 2.4 – Participação das fibras de aço no processo de fissuração (Rossi, 2001)

Quando as fibras são necessárias para atuar nas microfissuras, devem ser longas, de forma a ter ancoragem na matriz. Entretanto, pequenas quantidades devem ser usadas para não comprometer a trabalhabilidade.

## 2.4.2 Concreto fresco

### 2.4.2.1 Trabalhabilidade

As propriedades do CRF no estado fresco são influenciadas pelo fator de forma da fibra, pela geometria, pelo volume utilizado, pela dosagem da matriz e pela aderência entre fibra e matriz. Deve-se estabelecer uma trabalhabilidade adequada, pois essa irá influenciar as características do concreto endurecido, como a resistência à compressão por exemplo (ACI 544.1R, 2004). Para os percentuais normalmente utilizados em aplicações práticas (0,25% a 1,5%), a adição de fibras de aço pode reduzir o slump, quando comparado ao concreto sem fibras. Os métodos mais indicados para avaliar a trabalhabilidade em CRF são o ensaio VeBe ou o cone de mini-slump. Entretanto, para baixos percentuais, o ensaio convencional de slump pode ser empregado (ACI 544.1R, 2004, p.2).

Além da perda de trabalhabilidade, a formação de “ouriços” (balling) deve ser evitada. Isso pode ser feito controlando-se a velocidade na qual são introduzidas as fibras na mistura e com o uso de fibras coladas em pentes.

## 2.4.3 Concreto endurecido

### 2.4.3.1 Adêrencia com a matriz

Em relação à aderência, um fator determinante é o tipo de ancoragem na extremidade da fibra. Weiler (2000) investigou a influência da ancoragem e do tipo de matriz na aderência de fibras de aço. Foram ensaiadas, em uma primeira série, fibras com extremidade em gancho; na segunda, com extremidade reta; e na terceira, fibras com extremidade em gancho, com a adesão fibra-matriz eliminada através de cera e mergulhada em resina epóxi. A Figura 2.5 mostra as

curvas carga x deslocamento para as fibras das três séries. Vê-se que tanto o tipo de ancoragem como a adesão fibra-matriz desempenham papéis importantes.

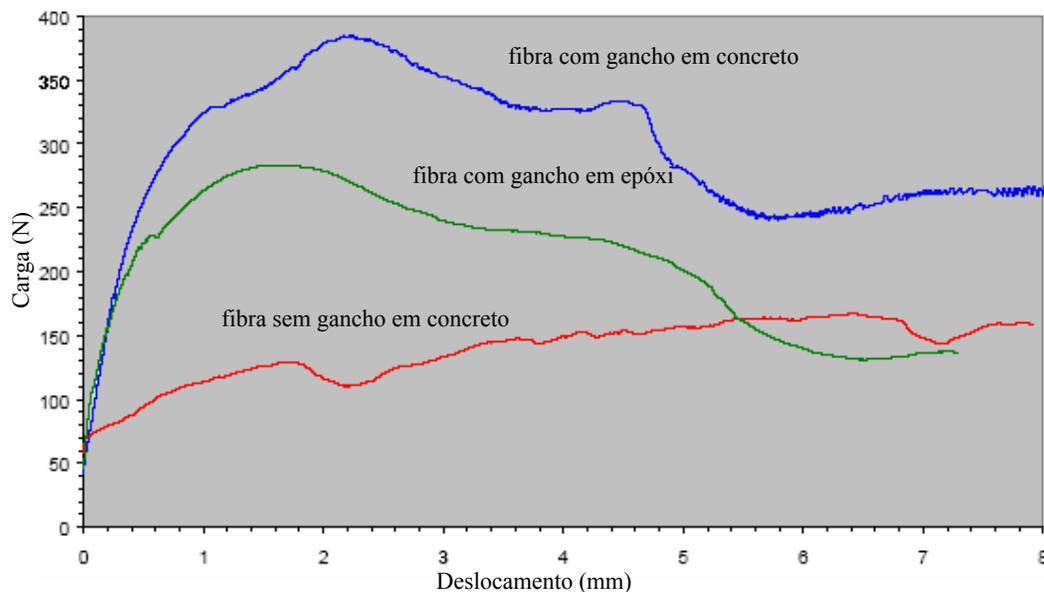


Figura 2.5 Curvas carga x deslocamento para fibras (Weiler, 2002)

Na segunda série foi possível ver o que acontece com a fibra ao longo do ensaio, pois as fibras foram mergulhadas em resina epóxi transparente. Na Figura 2.6 nota-se que, à medida que a carga aumenta, a tendência da extremidade da fibra é retificar-se. O trabalho concluiu que o tipo de ancoragem na extremidade é de importância fundamental.

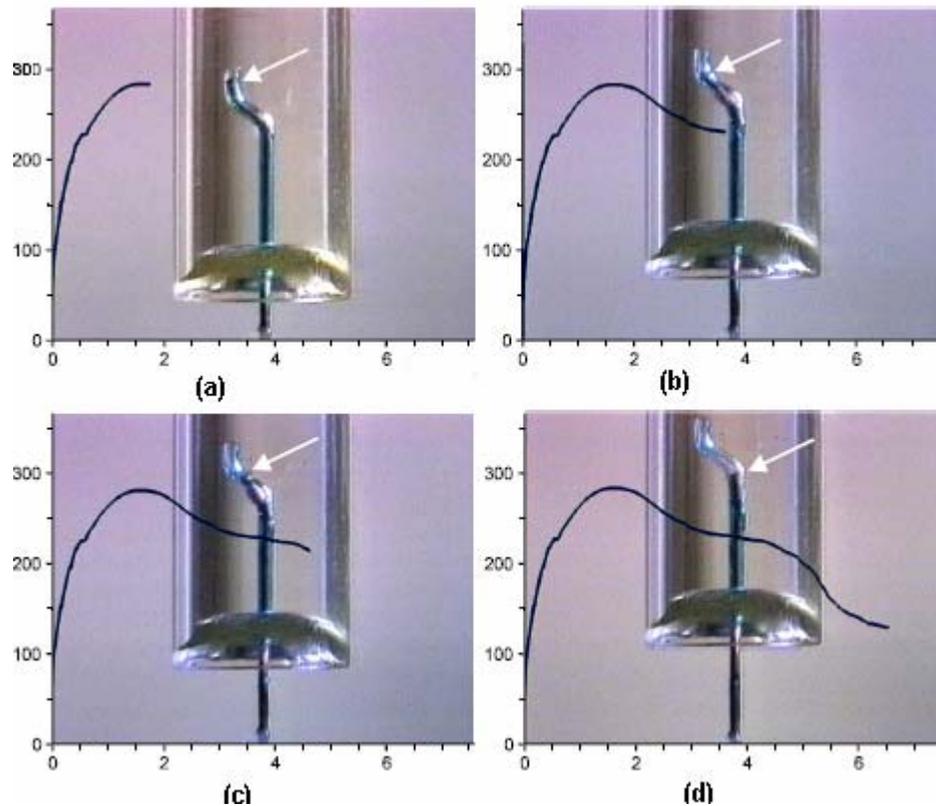


Figura 2.6 Curva carga x deslocamento de fibras em matriz de resina epóxi e fotos dos vários estágios do ensaio (Weileir,2002)

No trabalho desenvolvido por MARKOVIC (2006) foram estudadas as influências de vários fatores:

1. Geometria da fibra.

Devido à presença da ancoragem nas extremidades das fibras, há um aumento considerável da força de arrancamento em relação às fibras retas. Estima-se que este aumento seja da ordem de quatro a seis vezes. Fibras torcidas com seção retangular, triangular ou circular também têm uma aderência e ductilidade elevada em relação às fibras retas. Mesmo após se atingir a máxima carga de arrancamento, a força absorvida permanece quase constante até que grandes deslizamentos da fibra sejam atingidos.

## 2. Material da fibra.

O material da fibra tem grande importância em seu funcionamento, principalmente para as fibras com ancoragem nos extremos. Quando se emprega fibra de aço de alta resistência (tensão de escoamento em torno de 2600 MPa) há um aumento em torno de 50% a 100% da força de arrancamento máxima em relação a fibras de aço de resistência normal (tensão de escoamento em torno de 1100 MPa).

## 3. Direção da fibra com relação à direção de tração.

Fibras inclinadas sofrem uma flexão em suas extremidades. Desta forma, além da resistência por atrito há também uma contribuição da flexão que tende a aumentar a carga de arrancamento. Essa flexão depende do ângulo de inclinação da fibra em relação à direção de tração, tipo da fibra e da composição do concreto.

## 4. Qualidade do concreto.

Para baixos valores da relação água/aglomerantes há uma maior densidade e melhoria da zona de interface entre fibra e concreto, aumentando a carga de arrancamento. Gysel (GYSEL, 2000, apud MARKOVIC, 2006) observou um crescimento em torno de 30% da carga de arrancamento para um decréscimo da relação água/aglomerante de 0,45 para 0,29. A presença de materiais finos como sílica ativa e metacaulim também aumenta a carga de arrancamento da fibra.

### 2.4.3.2 Resistência à compressão

O objetivo da adição de fibras ao concreto não é alterar a resistência à compressão do mesmo. Vários estudos já foram feitos sobre a adição de fibras ao concreto nos quais a resistência à compressão era avaliada e não há um consenso entre os resultados. Alguns trabalhos apontam

uma redução nos valores obtidos para a resistência à compressão como conseqüência de uma compactação mal feita. Por outro lado, o ACI 544.1R (2004) indica haver um ganho de até 15% para percentuais de fibra de 1,5%.

Independente do aumento ou não da resistência à compressão, como as fibras atuam como ponte de transferência de tensões, sejam essas causadas por esforços de tração ou cisalhamento, o concreto também apresentará um ganho quanto à tenacidade. No concreto simples a fissuração inicia-se muito antes que a carga máxima seja atingida. Esse fato é evidenciado pelo decréscimo progressivo na inclinação da tangente à curva ascendente do diagrama tensão-deformação. Após ser alcançada a carga máxima, as fissuras internas interconectam-se, reduzindo a rigidez total da peça ou da estrutura. A presença de fibras no concreto reduz a abertura e crescimento destas fissuras, o que conduz a um aumento da tenacidade do material.

A maior contribuição das fibras é na parte do gráfico após a tensão máxima, como mostra a Figura 2.7. Desta forma, mesmo que o ganho de resistência à compressão não seja significativo, a ductilidade tem um aumento até mesmo para percentuais em torno de 1%.

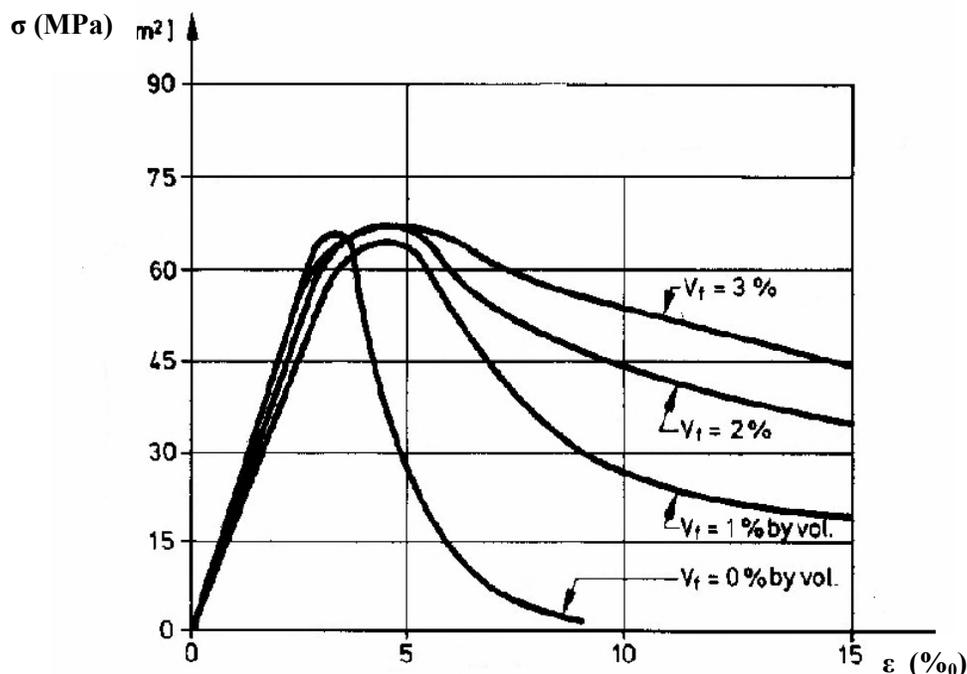


Figura 2.7 Curva tensão x deformação na compressão para vários percentuais de fibra (Markovic, 2006)

### 2.4.3.3 Resistência à tração

Na tração direta o ganho de resistência é considerável. Há relatos de aumento de 30% a 40% para adições de até 1,5% de fibra. Apesar deste acréscimo, a principal contribuição das fibras está na região pós-pico do diagrama tensão de tração-deformação, em virtude da resistência residual e do aumento em energia de deformação observados, como pode ser visto na Figura 2.8. Além disto, é possível verificar que quanto mais fibras são adicionadas ao concreto, ou quanto maior a relação entre o comprimento  $\ell$  e o diâmetro  $d$  da fibra, mais eficiente é o reforço promovido (SIMÕES, 1998, p.20).

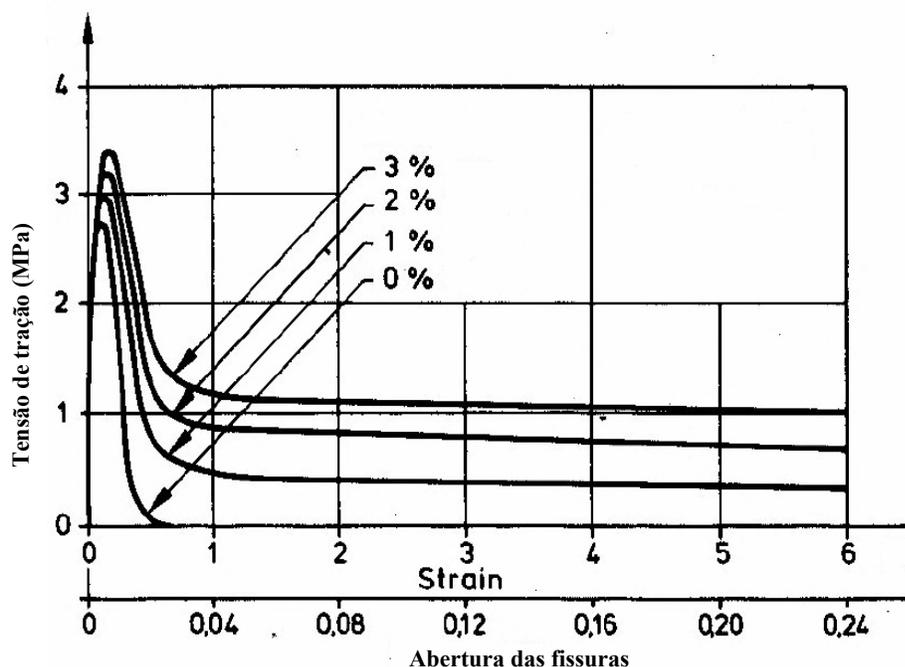


Figura 2.8 Curva tensão de tração x deformação para vários percentuais de fibra (Markovic, 2006)

### 2.4.3.4 Resistência à torção e ao cisalhamento

Ainda existem poucas pesquisas a respeito do assunto. Entretanto, trabalhos recentes indicam que mesmo para pequenos percentuais de fibras de aço, como 1%, por exemplo, pode-se

atingir uma ductilidade da mesma ordem que a obtida com armadura convencional (GUSTAFSSON, 1999). Outros estudos têm demonstrado que a adição de fibras de aço aumenta a resistência ao início da fissuração e a resistência última do concreto e ainda contribui para uma maior tenacidade. As fissuras se distribuem mais uniformemente e apresentam uma diminuição do espaçamento entre elas. Além disso, as deformações devidas ao cisalhamento são reduzidas com o uso de fibras de aço (SIMÕES, 1999, p.30).

Os benefícios trazidos pelas fibras ao comportamento do concreto submetido ao cisalhamento podem ser compreendidos a partir do mecanismo de funcionamento das fibras. O caráter aleatório da distribuição e orientação das fibras proporciona um reforço tridimensional e de pequeno espaçamento, o que seria impossível de alcançar com armadura convencional. Desta forma, as fibras “costuram” as fissuras em todas as direções, aumentando o efeito do engrenamento dos agregados nas superfícies fraturadas, melhorando o desempenho do concreto.

Com relação ao comportamento de estruturas submetidas a esforços de torção, não há consenso na literatura sobre a contribuição das fibras. MINDESS (1980) mostrou que a utilização de fibras metálicas leva a um pequeno aumento da resistência à torção, enquanto que MANSUR e PARAMASIVAM (1982) relataram aumentos de até 27% com a utilização de 3% de fibras metálicas e NARAYANAN e KAREEM-PALANJIAN (1983) encontraram incremento de até 100%.

#### 2.4.3.5 Comportamento à flexão

Ao se comentar a respeito da capacidade resistente de uma estrutura de concreto com fibras é importante definir-se o que é o volume crítico. De acordo com FIGUEIREDO (2000), volume crítico é o teor de fibras que mantém a mesma capacidade resistente para o compósito a partir da ruptura da matriz. Ou seja, uma vez acontecendo a ruptura da matriz a estrutura (ou peça estrutural) continuará suportando carregamento. A Figura 2.9 mostra a curva carga-deflexão de uma viga submetida à flexão com vários percentuais volumétricos ( $V_f$ ) de fibra. Nota-se que à medida que o percentual aumenta em relação ao volume crítico, há um aumento da ductilidade.

Normalmente o efeito das fibras de aço é mais significativo na flexão do que na resistência à compressão ou até mesmo à tração (ACI 544.1R, 1999). De acordo com BENTUR e

MINDESS (1990) o volume de fibras e o fator de forma são as principais características que têm influência na melhoria da resistência à flexão.

O comportamento de uma viga de concreto reforçado com fibras submetida à flexão pode ser dividido em 4 estágios como pode ser visto na figura 2.10.

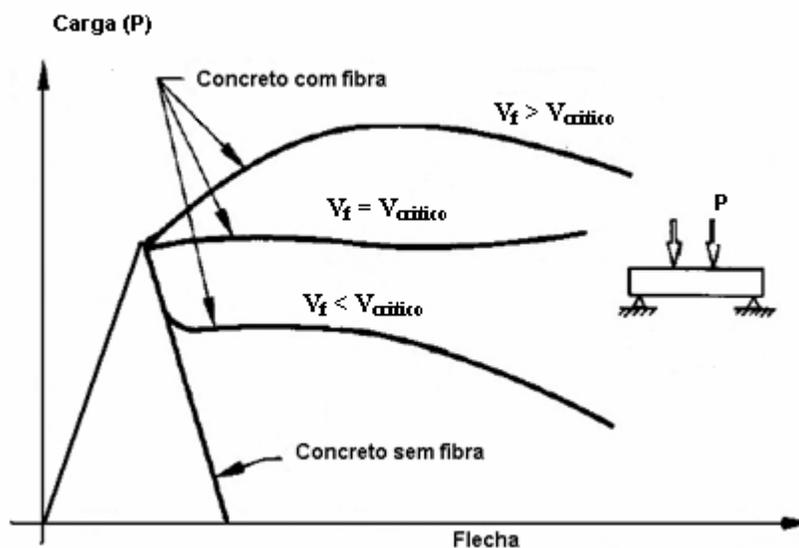


Figura 2.9 Curvas típicas carga x deflexão de vigas de concreto com fibras (Markovic, 2006)

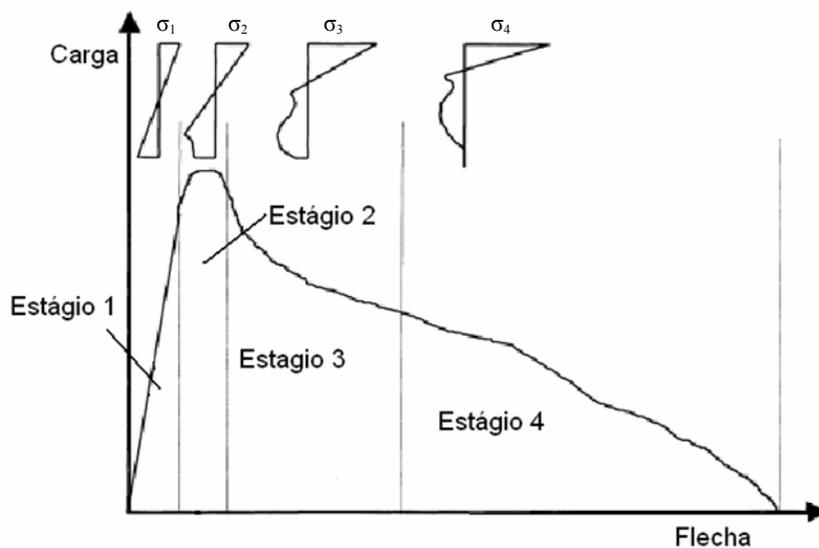


Figura 2.10 Curva Carga x flecha e desenvolvimento de tensões normais (ROBINS et al, 2001)

No estágio 1, o concreto apresenta-se não fissurado e o comportamento da estrutura é linear elástico. Já no estágio 2, a tensão de tração máxima da matriz foi ultrapassada, o que dá início a micro-fissuração, diminuindo de forma progressiva a rigidez da estrutura.

No caso de uma viga de concreto sem fibras, a micro-fissuração converge para a macro-fissuração. Já no caso de uma viga reforçada com fibras, ocorre a estabilização da fissuração, restringindo a micro-fissuração até que o carregamento máximo seja atingido, o que coincide com o aparecimento da primeira macrofissura provocando o arrancamento das fibras.

As macrofissuras propagam-se até atingir grande parte da altura da viga, causando arrancamento de fibras, no estágio 3. No estágio 4 são totalmente arrancadas ou rompidas, levando a estrutura ao colapso (ROBINS et al, 2001).

A Figura 2.11 mostra um esquema com a distribuição de tensões normais devidas à flexão, ao longo da altura da viga.

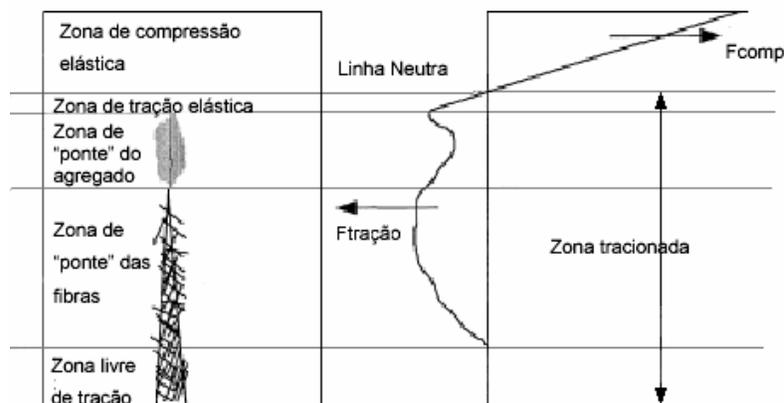


Figura 2.11 Tensões normais em viga submetida à flexão (ROBINS et al, 2001)

#### 2.4.3.6 Fluência e retração

Vários autores indicam a necessidade de maiores pesquisas relativas a estes assuntos, devido à falta de consenso entre os pesquisadores a respeito da influência das fibras nestes dois tópicos (LOPES, 2005).

De acordo com MANGAT e AZARI (1988) as fibras com ancoragens podem reduzir a retração livre do concreto em cerca de 40%. Já em peças restringidas, as fibras de aço diminuem a quantidade e a abertura de fissuras causadas por retração.

O ACI 544.1R (2004) indica que, para percentuais abaixo de 1%, não há efeito significativo na fluência e retração do concreto.

#### 2.4.3.7 Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

Em geral, os valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson não são alterados quando se adiciona ao concreto fibras em percentuais inferiores a 2% (ACI 544.1R, 2004, p. 12).

## CAPÍTULO III - ADERÊNCIA

### 3.1 Introdução

A aderência é fundamental para a existência do concreto armado. É ela que garante a compatibilidade de deformações entre concreto e aço, bem como a transferência de esforços de um para o outro. Apesar de ser um assunto estudado há bastante tempo, ainda pesquisa-se muito a respeito (DÉSIR,1999, p. 18). Uma das razões para isso é que a aderência é um fenômeno bastante complexo, que ainda não está perfeitamente entendido, envolvendo ao mesmo tempo tensões de tração e compressão, bem como sendo influenciado por fatores de diferentes naturezas. Uma outra razão é o surgimento de concretos com características diversas e a incorporação a estes de novos materiais como as fibras, sílica ativa, metacaulim, polímeros, etc.

### 3.2-Tipos de ensaios

Atualmente, pode-se encontrar na literatura técnica, diferentes tipos de ensaios de caracterização das relações constitutivas entre tensão de aderência e deslizamento da barra dentro da massa de concreto.

De acordo com JAAFAR(2000), muitos desses ensaios, pela forma como foram idealizados, não permitem obter a curva de distribuição real das tensões de aderência ao longo da área de contato da barra com o concreto. O resultado dos ensaios é uma distribuição uniforme de tensões cuja intensidade é obtida dividindo-se a carga aplicada pela área de contato. Dentre esses, podem ser destacados os ensaios de viga, de tirante e de arrancamento.

### 3.2.1 Ensaio de arrancamento

O mais tradicional dos ensaios de aderência é o de arrancamento (pull-out test), que consiste na extração de uma barra de aço mergulhada em um prisma de concreto. A barra é comumente posicionada no centro do prisma, com um comprimento de aderência igual a  $5\phi$ , como mostra a Figura 3.1. Em uma das suas extremidades é aplicada a carga e na outra são lidos os deslocamentos. Além do trecho da barra sem aderência, pode-se minimizar o atrito entre a placa de apoio e o corpo-de-prova colocando-se uma borracha entre a placa e o prisma

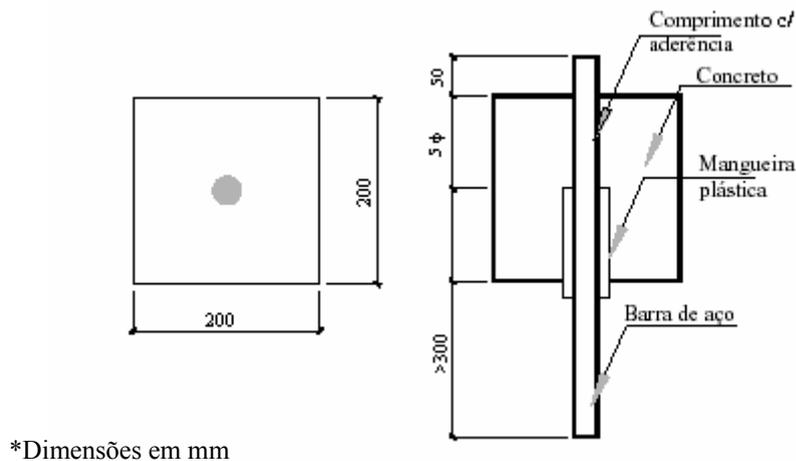


Figura 3.1 – Dimensões do corpo-de-prova do ensaio de arrancamento (RILEM RC5, 1982)

A validade do ensaio de arrancamento para efeitos de capacidade de ancoragem das barras é questionada, tendo em vista as diferenças existentes entre o panorama de tensões obtido nesse tipo de ensaio e o correspondente às regiões de ancoragem das armaduras de peças de concreto armado.

No ensaio de arrancamento, surge uma componente de compressão longitudinal. Em zonas de ancoragem da armadura de tração de vigas submetidas à flexão essa componente não existe (FUSCO, 1995).

Apesar disso, esse ensaio tem sido empregado mundialmente para estudar as variáveis que interferem na aderência, tornando-se um ensaio clássico, regulamentado por normas e organismos internacionais como RILEM (Recomendação RC 6) e pela norma americana ASTM C234. Não há restrições quanto à sua utilização, existindo na bibliografia técnica





viga, como pode ser visto na tabela 3.1, na qual a única exceção é para o diâmetro igual a 8 mm

Tabela 3.1 Valores da tensão de aderência obtidos com o ensaio de arrancamento (A) e de viga(V)

Diâmetro da barra (mm)	$\tau_{0,01}$ (MPa)		$\tau_{m\acute{e}dia}$ (MPa)		$\tau_{ruptura}$ (MPa)	
	A	V	A	V	A	V
8,0	2,86	4,32	7,01	7,92	16,60	16,80
10,0	3,75	6,60	7,13	10,0	17,40	14,96
16,0	3,53	4,67	7,70	7,67	17,77	14,86
25,0	2,15	3,23	4,39	4,97	13,17	8,78
30,0	2,91	3,86	7,00	5,90	17,10	11,50

Fonte : BARBOSA(2001)

Resultados semelhantes aos obtidos por SORETZ (1979) são relatados pelo Boletim CEB 118 (1979) para concretos de resistência à compressão de 30 MPa.

Segundo Fergusson (FERGUSSON, 1965, apud BARBOSA, 2001, p. 70), a fissuração presente nos corpos-de-prova de viga induz a menores carregamentos e deslizamentos, provocando esta diferença entre os valores de tensão última de aderência obtidos com os dois tipos de ensaio.

### 3.2.3 Ensaio das quatro barras

Fusco (1994) mostra ensaios desenvolvidos na Universidade de São Paulo para estudo da ancoragem em condições de emenda. Como pode ser visto na Figura 3.5, uma barra embutida no centro de um corpo-de-prova cilíndrico é tracionado em uma extremidade, enquanto na outra encontram-se três barras dispostas segundo os vértices de um triângulo.

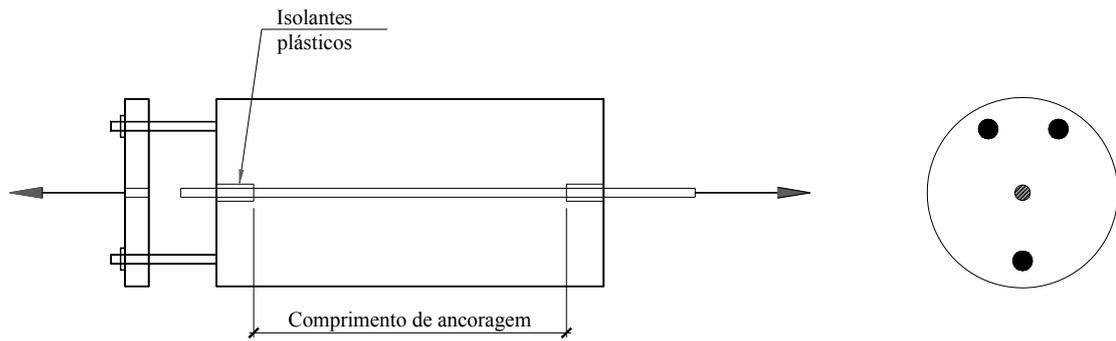


Figura 3.5 Esquema geral de ensaio desenvolvido na USP (FUSCO, 1994, p. 143)

### 3.2.4 Ensaio de tração simétrica (tirante)

O ensaio de tração simétrica, também conhecido como ensaio de tirante, consiste em aplicar uma força de tração nas extremidades de uma barra posicionada dentro de uma peça cilíndrica ou prismática de concreto armado. A Figura 3.6 mostra um esquema do teste. Em geral, ele é usado para se estudar fissuração, simular a zona de transição entre duas fissuras de flexão e determinar o coeficiente de conformação superficial da barra (BARBOSA, 2001, p. 65).

O afastamento ( $e_i$ ) e a quantidade de fissuras ( $n$ ) permitem a determinação do coeficiente de conformação superficial,  $\eta$  de barras e fios de aço através da equação 3.1 especificada na NBR 7477 (1982).

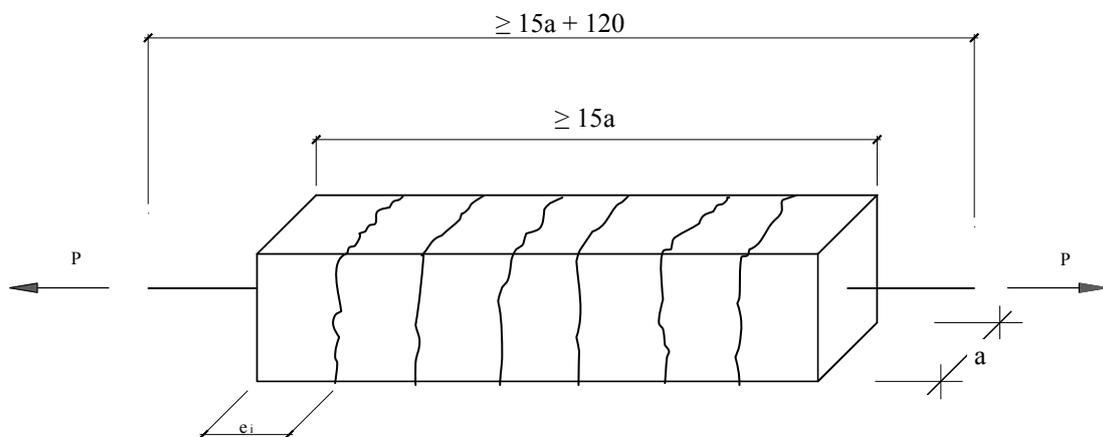


Figura 3.6- Ensaio de tirante (dimensões em mm)

$$\eta = \frac{2.25 \cdot d}{\Delta L_{\text{médio}}} \quad (\text{Equação 3.1})$$

Onde:

$\eta$  = coeficiente de conformação superficial (adimensional);

$\Delta L_{\text{médio}} = \frac{1}{n}(e_i)$  = distância média entre fissuras, considerando as quatro faces;

$n$  = número de fissuras.

Similarmente ao de arrancamento existem algumas variações do ensaio de tirante. Uma delas é o de duplo arrancamento, conforme apresentado por KANKAN (1997) e mostrado na Figura 3.7. Trata-se de uma barra contínua mergulhada em um prisma de concreto de 150 mm de lado. Para determinar o ponto de deslocamento zero da barra longitudinal, transversalmente a esta é colocada uma barra, que serve de ancoragem. No caso específico dos testes realizados por KANKAN a barra longitudinal foi instrumentada internamente com *strain gages* para que fosse possível determinar as tensões ao longo do seu comprimento.

Os dados obtidos com este ensaio são a curva de tensão no aço ou de aderência em função da distância do ponto ancorado, deslizamento em função da distância do ponto ancorado, ou a curva tensão de aderência x deslizamento.

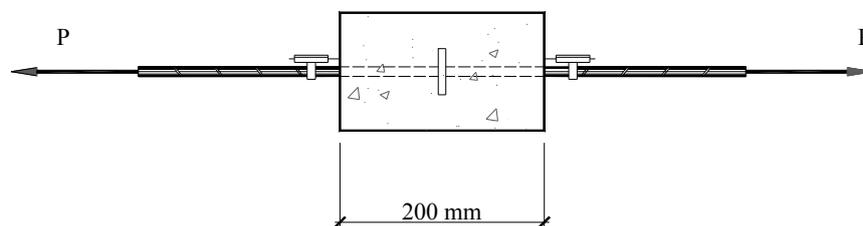


Figura 3.7 Ensaio de duplo arrancamento

SAMEN EZELDIN (SAMEN EZELDIN,1989) mostra um ensaio similar ao de tirante, com a diferença que são utilizadas duas barras ao invés de uma só, como mostrado na Figura 3.8.

Foi desenvolvido com o intuito de representar o comportamento de barras tracionadas em vigas, já que o concreto estará submetido apenas a tensões de tração.

Quando as duas barras são tracionadas na direção contrária, a barra com ancoragem mais curta é arrancada. O ensaio pode ser utilizado para determinar a curva tensão de aderência x deslizamento, como também a tensão máxima de aderência

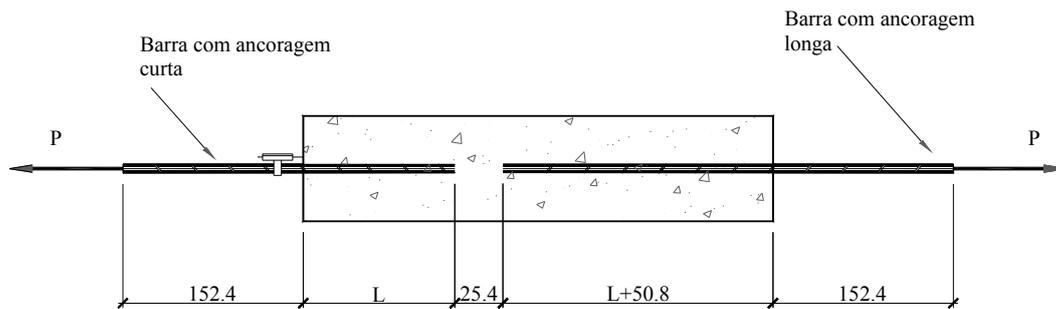


Figura 3.8 Ensaio utilizado por EZELDIN (dimensões em mm)

### 3.3 Mecanismos responsáveis pela aderência

Teoricamente, a aderência pode ser decomposta em três parcelas: adesão, atrito e aderência mecânica. Essas parcelas decorrem de diferentes fenômenos que intervêm na ligação entre aço e concreto (FUSCO, 1994).

A aderência por adesão caracteriza-se por uma resistência à separação dos dois materiais (aço e concreto). Pode ser constatada ao se tentar separar um bloco concretado diretamente sobre uma placa de aço (Figura 3.9). Ocorre em função de ligações físico-químicas, na interface das barras com a pasta, geradas durante as reações de pega do cimento. A pasta de cimento penetra nas asperezas das barras, existentes em todos os tipos de aços, e que dependem da laminação, do estiramento e das condições de corrosão. Para pequenos deslocamentos relativos entre a barra e a massa de concreto que a envolve, essa ligação é destruída (LEONHARDT, 1977, p. 50).

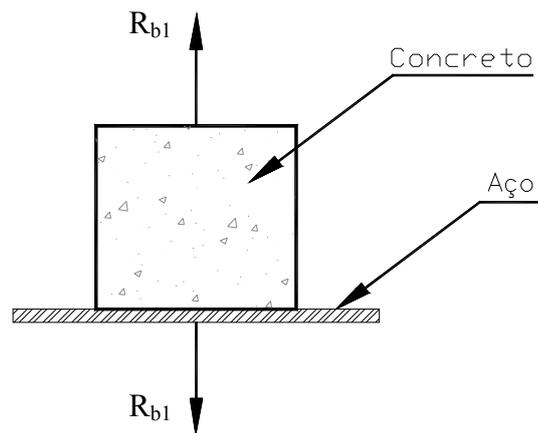


Figura 3.9 Aderência por adesão (FUSCO, 1994)

Segundo ELIGEHAUSEN (1983), a aderência fornecida pela adesão é muito baixa, apresentando valores em torno de  $0.5$  a  $1.0 \text{ N/mm}^2$ . Essa parcela logo é destruída ao ocorrer pequenos deslocamentos (COTTERELL, 1996).

Através do arrancamento de uma barra de aço, parcialmente aderida a um bloco de concreto (ensaio de arrancamento), conforme mostrado na Figura 3.10, pode-se constatar que a força  $R_{b2}$  necessária para arrancar a barra é significativamente superior ao valor da força  $R_{b1}$  necessária para vencer a aderência por adesão (FUSCO, 1994). Esse fato sugere que o acréscimo de aderência seja devido às forças de atrito desenvolvidas entre esses dois materiais e essas forças sejam dependentes de fatores como a rugosidade superficial da barra, por exemplo.

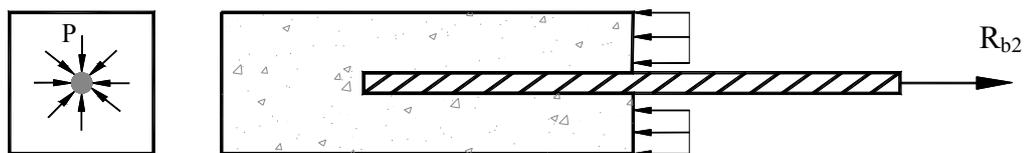


Figura 3.10 Aderência por atrito

O coeficiente de atrito entre aço e concreto é alto, em função da rugosidade da superfície das barras, resultando valores entre  $0,3$  e  $0,6$  (LEONHARDT, 1977, p. 50). Estas forças de atrito ocorrem após rompida a aderência por adesão, desde que existam pressões transversais às armaduras em virtude de cargas externas, retração ou expansão do concreto (LEONHARDT, 1977).

A terceira parcela da aderência é devida à presença de saliências (nervuras) na superfície da barra. Durante o movimento relativo das barras, as saliências mobilizam forças

localizadas, aumentando significativamente a aderência. Nas chamadas barras de alta aderência, a maior parcela resulta do efeito destas saliências, que também são responsáveis pelo início do processo de fissuração (GOTO, 1971). Nestas barras, a aderência dependerá da forma e inclinação das nervuras, da altura ( $h_r$ ) e da distância livre entre elas ( $s_r$ ) (LEONHARDT, 1977, p. 51). A divisão da aderência nestas três parcelas é meramente teórica, pois não é possível separar cada uma delas.

Como pode ser visto na Figura 3.11, os consolos formados através do engrenamento mecânico entre a superfície da armadura e o concreto são solicitados ao corte antes que a barra possa deslizar no concreto.

O efeito da aderência mecânica também pode ser observado nas barras lisas, devido às irregularidades superficiais (ELIGEHAUSEN, 1983).

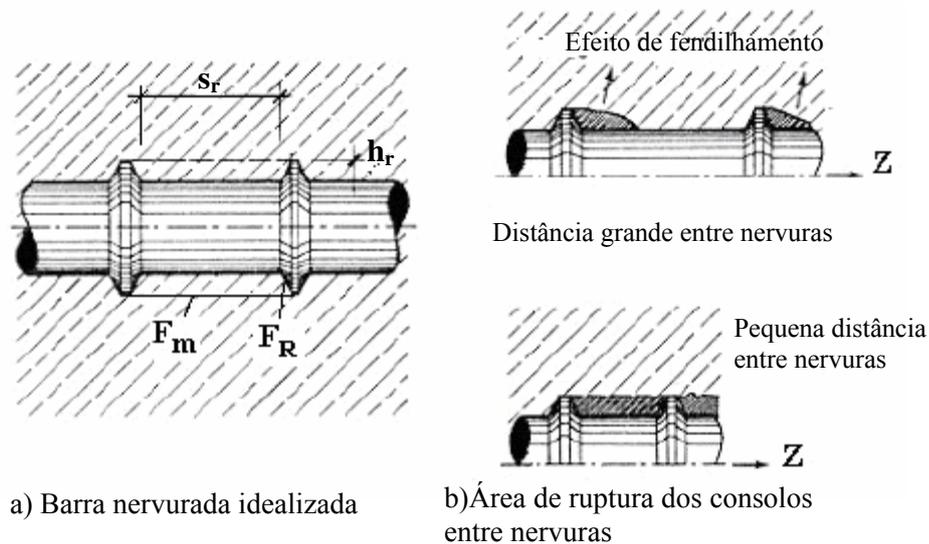


Figura 3.11 – Possíveis áreas de ruptura dos consolos de concreto entre as nervuras (LEONHARDT, 1977)

Ao carregar uma barra ancorada no concreto, movimentos relativos entre aço e concreto (deslizamento) ocorrerão principalmente devido ao esmagamento do concreto em contato com as nervuras (ELIGEHAUSEN, 1983, p.5). Inicialmente a aderência será devida à adesão (ponto A da Figura 3.12).

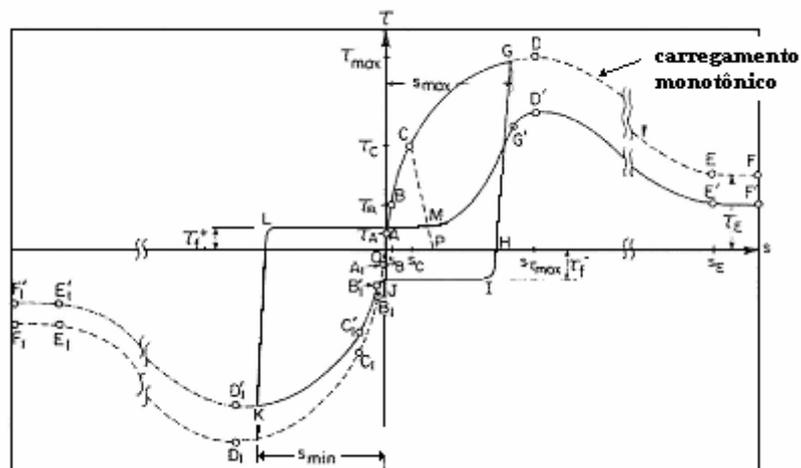


Figura 3.12 – Curva Tensão de aderência x deslizamento típica para carregamento monotônico e cíclico (ELIGEHAUSEN, 1983)

Com o acréscimo de carga, o desenvolvimento da aderência ocorre tanto por atrito como através do intertravamento entre as nervuras e o concreto em contato com essas. A pressão aplicada ao concreto pelas nervuras irá causar tensões de tração no concreto em volta da barra, o que criará fissuras internas, denominadas fissuras de aderência (ponto B).

Uma investigação realizada por GOTO (1971) mostrou a existência destas fissuras experimentalmente. Foram ensaiados modelos tracionados nas duas extremidades e internamente foram colocados pequenos tubos com tinta vermelha, de tal modo que ao abrir uma fissura a tinta preenchia esta abertura e desta forma o local da fissura ficava marcado. Através deste trabalho foi possível demonstrar a existência de uma intensa microfissuração do concreto que envolve a barra. Na Figura 3.13 observa-se a existência de uma fissura principal e de várias fissuras secundárias. Estas fissuras secundárias têm direção oposta entre duas fissuras principais.

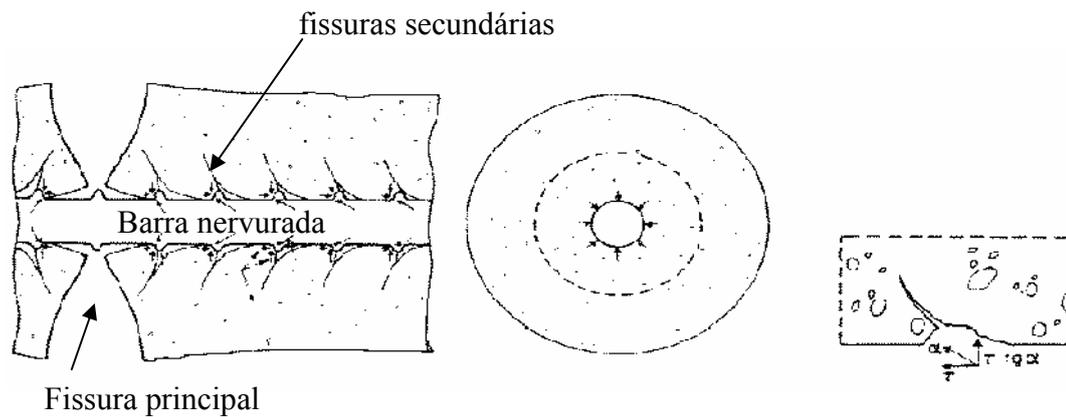


Figura 3.13 Fissuras internas de aderência atuando no concreto (GOTO, 1971)

As fissuras de aderência modificam o comportamento da peça, pois diminuem a rigidez. Após o surgimento das fissuras de aderência, a transferência de tensão do aço para o concreto é feita através de forças de compressão inclinadas. A força que surge no contato nervura-concreto terá duas componentes: uma paralela ao eixo da barra e outra no sentido radial em relação à barra. As componentes paralelas ao eixo da barra são proporcionais à tensão de aderência  $\tau$ . A componente radial atuará como uma pressão interna, induzindo tensões de tração que podem causar fissuras de fendilhamento. Caso o concreto não tenha uma pressão de confinamento adequada ou armadura que proporcione este confinamento, quando a fissura atingir a superfície externa do concreto a aderência cairá para zero (reta CP da Figura 3.12). Neste caso, acontece a chamada ruptura por fendilhamento (BARBOSA, 2001, p. 18). A Figura 3.14 mostra corpos-de-prova cilíndricos rompidos por fendilhamento ensaiados por ALMEIDA FILHO (2006).



Figura 3.14 Ruptura por fendilhamento de corpos-de-prova cilíndricos (ALMEIDA FILHO, 2006)

A tensão de aderência, relativa ao surgimento das primeiras fissuras internas, pode ser estimada em torno de 2 MPa a 3 MPa para um concreto de 30 MPa.

Caso exista um confinamento adequado, fornecido por armadura, pressão externa ou ainda um cobrimento adequado, o carregamento poderá aumentar e com isto atingir-se-á o ponto D do gráfico da Figura 3.12, ou seja, a tensão máxima de aderência. Neste ponto, fissuras de cisalhamento surgirão no concreto entre nervuras (ELIGEHAUSEN et al, 1983, p. 8). À medida que os deslocamentos aumentam, uma área maior de concreto será afetada e o concreto entre nervuras será totalmente cisalhado. Ao ocorrer isso o único mecanismo resistente será o atrito entre a barra e o concreto, o qual fornecerá uma tensão de aderência inferior à mecânica existente anteriormente (BARBOSA, 2001, p. 23). Essa é denominada a ruptura por arrancamento (pull-out failure).

TASSIOS (1979), no entanto, atribui a ruptura por arrancamento, não ao cisalhamento dos dentes de concreto entre nervuras da barra, mas sim a uma tensão de compressão excessiva nos mesmos (ELIGEHAUSEN et al, 1983, p 20).

### 3.4 Fatores que afetam a aderência.

Vários fatores e parâmetros influenciam a aderência, e em sua maioria estão relacionados à armadura, ao concreto e ao estado de tensões ao qual estão submetidos (JAAFAR, 2000, p. 14). Outros itens como espaçamento e características geométricas das nervuras, posição durante a concretagem e cobrimento também influenciam. Quando se trata de concreto de alto desempenho ou concreto reforçado com fibras, muitos destes fatores ainda não foram investigados, ou foram de forma ainda superficial através de poucas pesquisas.

#### 3.4.1 Características geométricas das nervuras

Uma das primeiras investigações a respeito da aderência foi conduzida por Abrams (ABRAMS, 1913 apud ALAVI-FARD,1999, p. 9). Foram ensaiados corpos-de-prova de arrancamento e de vigas. O estudo concluiu que as barras nervuradas produziam maior

resistência de aderência do que as barras lisas. ABRAMS descobriu que em ensaios de arrancamento de barras lisas, a resistência alcançou seu valor máximo para um deslizamento da extremidade carregada da barra igual a 0,25mm. O desempenho carga - deslizamento das barras lisas foi o mesmo para as barras nervuradas até a máxima resistência de aderência.

À medida que o deslizamento era incrementado, as saliências das barras nervuradas forneciam um aumento na resistência de aderência pelo apoio direto das projeções das nervuras no concreto adjacente. ABRAMS observou ainda que a relação entre a área de apoio das projeções (área projetada medida perpendicularmente ao eixo da barra) e a área superficial (área superficial integral) da barra no mesmo comprimento poderia ser usada como critério para avaliação da resistência de aderência das barras. Para aumentar a resistência de aderência, ele recomendou que a relação não fosse menor que 0.2, resultando em menores espaçamentos entre as nervuras do que as usadas em barras nervuradas comerciais daquele tempo.

Outro estudo a respeito da influência das nervuras foi conduzido por CLARK (1946). Através do ensaio de arrancamento foi investigado o efeito do espaçamento e altura das nervuras. Seu trabalho mostrou que o espaçamento médio entre nervuras não deve ultrapassar 70% do diâmetro nominal da barra. Mostrou ainda que a altura mínima das nervuras deveria ser igual a 4% para barras com diâmetro nominal igual ou menores que 13 mm, 4.5% para barras de 16 mm de diâmetros e 5 % para grandes diâmetros. A Figura 3.15 mostra um exemplo de barra de aço empregada no concreto nos dias atuais e a geometria das nervuras. Clark ainda mostrou que o desempenho na aderência foi melhorado para barras com relações mais baixas entre a área de cisalhamento (perímetro da barra vezes a distância entre nervuras) e a área de apoio (área da nervura projetada normalmente ao eixo da barra). O inverso desta relação, a área relativa de nervura,  $f_R$ , é usada para descrever a geometria da nervura.



Figura 3.15 Nervuras em barra de aço para concreto armado

De acordo com REHM (1961), ocorre fendilhamento ou arrancamento quando uma barra da armadura desliza em relação ao concreto (REHM apud SARTORI, 2003). O que irá definir qual dos dois modos de ruptura ocorrerá são as características geométricas das

nervuras. Nos casos em que a relação entre a distância e a altura das nervuras é maior que 10 e o ângulo da face da nervura maior que  $40^\circ$ , o concreto em frente às nervuras é esmagado, formando cunhas e, em seguida provocando tensões de tração radiais em relação ao eixo da barra, o que causará fendilhamento do concreto. Se esta mesma relação é menor que sete e o ângulo maior que  $40^\circ$ , o concreto em frente às nervuras é esmagado, e acontecerá a ruptura por arrancamento. REHM (1961) descreveu ainda que a superfície nervurada relativa é a relação entre a superfície das nervuras  $F_R$  e a superfície lateral do cilindro de concreto a ser cisalhado.

Outro estudo relativo à influência da geometria das nervuras na aderência foi conduzido por DARWIN e GRAHAM (DARWIN e GRAHAM, 1993, apud SARTORI, 2003 p. 10). Os autores realizaram 156 ensaios com corpos-de-prova do tipo extremidade de viga, nos quais os principais parâmetros foram a altura e área relativa das nervuras, a distância entre elas, e o grau de confinamento. Empregaram-se barras com diâmetro de 25 mm, especialmente usinadas para este estudo, e barras convencionais para comparação. Concluíram que, para baixas pressões de confinamento, a aderência é independente do modelo de nervura e a ruptura ocorre por fendilhamento. Contudo, se há um confinamento maior, a aderência será proporcional ao aumento na área relativa de nervura.

A norma brasileira NBR 7480 (ABNT, 1994) estabelece critérios para a produção de barras de alta aderência destinadas ao uso em concreto armado. A Figura 3.16 mostra os critérios da norma, tendo em vista a importância de parâmetros relativos à geometria e conformação superficial destas barras, no que diz respeito à aderência.

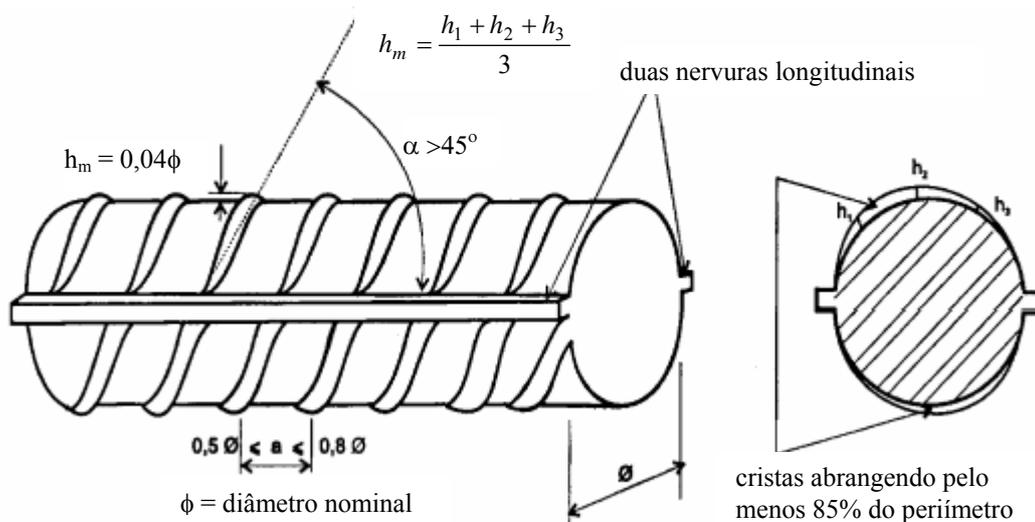


Figura 3.16 Parâmetros para a produção de barras de alta resistência conforme NBR 7480 (FUSCO, 1994)

### 3.4.2 Posição da barra

Na concretagem de uma peça, tanto no lançamento como no adensamento, o envolvimento da barra pelo concreto é influenciado pela inclinação e posição da barra.

De acordo com o CEB 151 (1982), a tensão de aderência de barras concretadas na posição vertical e solicitadas no sentido contrário à concretagem é maior que a de barras concretadas na posição horizontal ou na vertical solicitadas no mesmo sentido da concretagem. Já em 1913, ABRAMS, em seu trabalho, observou que a tensão de aderência de barras na posição horizontal durante a moldagem do concreto foi muito menor do que a das barras na posição vertical. Esse fato deve-se ao acúmulo de argamassa porosa na metade inferior das barras ou abaixo das nervuras. A exsudação do concreto fresco provoca um acúmulo de água sob as barras, que ao ser absorvida ou evaporar, deixará espaços vazios ou poros, prejudicando a aderência (BARBOSA, 2001, p. 33).

Com relação ao posicionamento da barra relativa ao fundo da forma, CLARK (1946) constatou que a aderência tanto nos ensaios de arrancamento como de vigas eram maiores se as barras estivessem mais próximas do fundo do que do topo dos corpos-de-prova. A diminuição da aderência das barras, quando concretadas na posição superior em relação ao fundo da forma, pode ser explicada devido à exsudação e ao assentamento do concreto embaixo da barra (SARTORI, 2003, p. 12). Alguns estudos (MENZEL (1952), FERGUSON e THOMPSON (1965)) demonstram que a altura de concreto sob as barras e o abatimento do concreto são inversamente proporcionais à aderência, ou seja, a aderência nas barras diminui com o aumento da altura da camada embaixo da barra e com o aumento do abatimento do concreto. É importante citar ainda os trabalhos de DUCATTI (1993) e BARBOSA (1998), que estudaram a aderência levando em conta o posicionamento da armadura em ensaios de arrancamento. Esse fato é levado em consideração nas normas através da distinção entre zonas de boa e má aderência. A Figura 3.17 mostra a influência da posição da barra com relação à direção de concretagem, com áreas relativas de nervura iguais a 0.10 e 0.05.

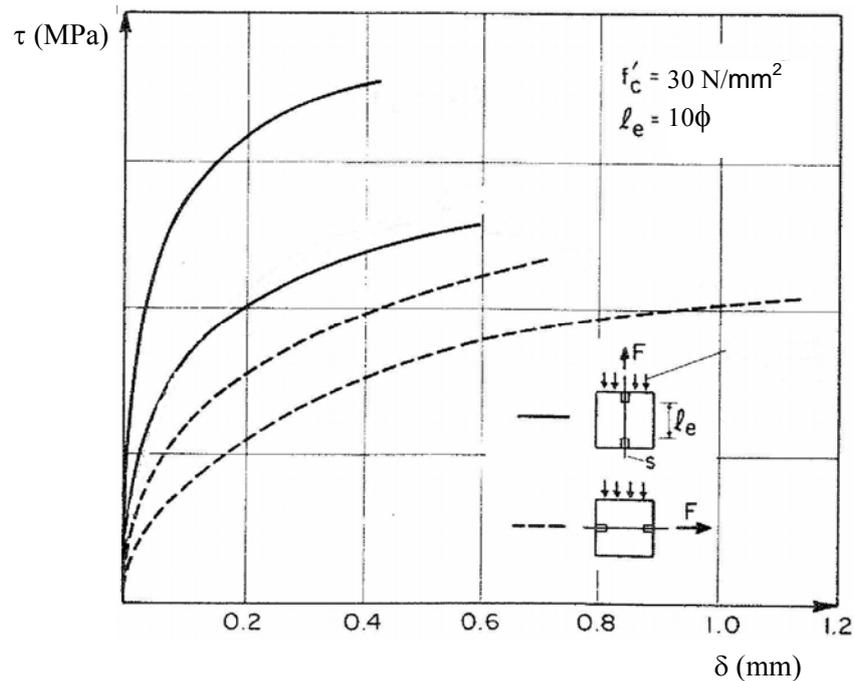


Figura 3.17 Efeito da posição da barra na aderência (ELIGEHAUSEN et al, 1983)

### 3.4.3 Efeito do diâmetro da barra

De acordo com BARBOSA (2001, p. 28), o aumento do diâmetro das barras reduz a tensão máxima de aderência. Uma justificativa é que a espessura da zona de transição torna-se maior nas barras de maior diâmetro. Com o aumento do diâmetro e a maior altura das nervuras, há uma maior retenção da água de amassamento do concreto na interface barra/concreto, o que aumenta a zona de transição. Como esta região torna-se mais porosa, o esmagamento ou cisalhamento da parte em contato com as nervuras ocorre de forma mais fácil. ELIGEHAUSEN et al (1983) realizou uma das principais investigações a respeito da influência do diâmetro da barra na aderência. Através desse estudo concluiu-se que a aderência diminui um pouco com o aumento do diâmetro. A parcela de aderência relativa ao atrito não é afetada de forma significativa. A Figura 3.18 mostra a influência do diâmetro na aderência obtida por ELIGEHAUSEN. Nesta Figura pode ser visto que, à medida que se empregam diâmetros maiores, a tensão máxima de aderência diminui. As barras de 25 mm possuíam geometria das nervuras diferentes, resultando em comportamento diferente.

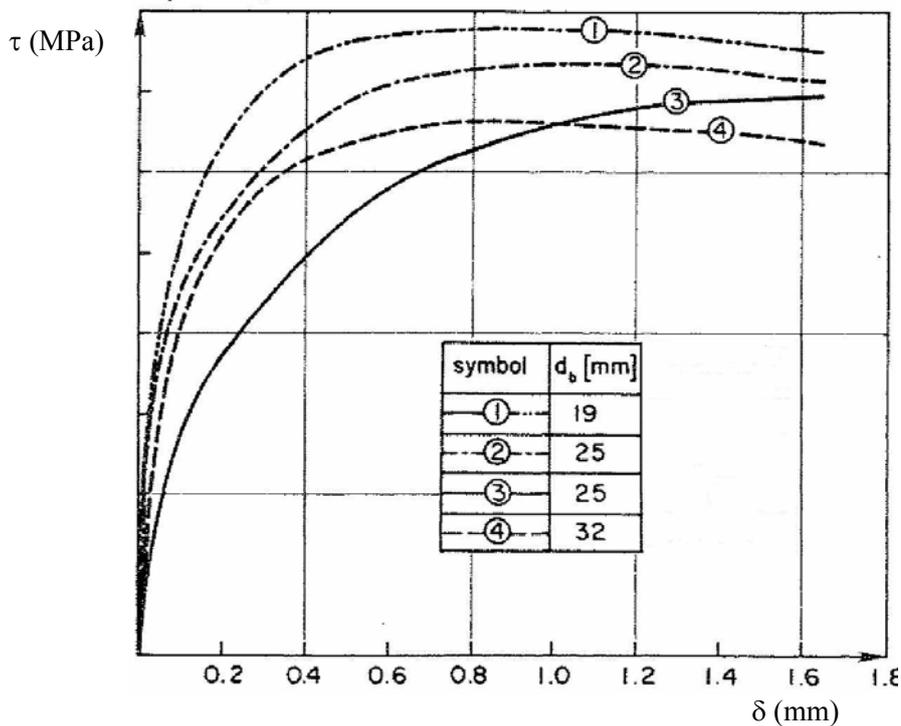


Figura 3.18 Efeito do diâmetro na aderência (ELIGEHAUSEN et al, 1983)

No trabalho desenvolvido por ALAVI-FARD (1999), investigou-se a influência da variação do diâmetro em corpos-de-prova com resistência à compressão em torno de 80 MPa e com barras de diâmetros 20 mm, 25 mm e 35 mm. O autor relata a semelhança entre seus resultados e os obtidos por ELIGEHAUSEN (1983). Ressaltando, entretanto, a diferença na curva tensão de aderência x deslizamento obtida, atribuindo isso às características do concreto de alto desempenho

Há uma concordância entre diversos autores que o aumento do diâmetro resulta em uma diminuição da tensão máxima de aderência, e que esta diminuição não é significativa (SORETZ, 1972), (ELIGEHAUSEN, 1983), (ALAVI-FRD, 1999). Entretanto, os estudos realizados por BARBOSA (2001) apontam para um aumento da tensão de aderência à medida que se aumenta o diâmetro. Com relação a esta variável, a autora conclui ainda que são necessários maiores estudos a fim de comprovar os resultados obtidos. Os modos de ruptura dos corpos-de-prova relatados por BARBOSA foram diferentes para os diversos diâmetros utilizados na pesquisa. Em alguns corpos-de-prova houve arrancamento e em outros fendilhamento. Os mecanismos envolvidos nos dois modos de ruptura são diferentes, desta forma, pode ter ocorrido influencia na tensão máxima de aderência, o que levou às conclusões

contrárias ao normalmente observado na literatura técnica quanto à influência do diâmetro da barra na tensão máxima de aderência.

#### 3.4.4 Efeito da resistência e tipo de concreto.

A resistência à compressão é importante para resistir às tensões que surgem no contato nervura-concreto. Segundo DUCATTI (DUCATTI apud BARBOSA, 2001), a tensão última de aderência é proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão. Esse resultado está de acordo com o obtido por outros pesquisadores como ELIGEHAUSEN (1983). Para resistências convencionais, isso pode ser explicado através da proporcionalidade entre resistência à tração e à compressão, visto que os principais mecanismos da aderência são dependentes da fissuração e conseqüentemente da resistência à tração.

AZIZINAMINI et al (1993, 1995) pesquisaram o efeito da alta resistência do concreto na aderência. Os autores empregaram barras na posição superior e inferior de vigas com cobertura igual a um diâmetro. Eles concluíram que no caso de concreto de alta resistência, um número menor de nervuras participa ao resistir às forças aplicadas do que no caso do concreto normal e que, com um pequeno cobertura, têm-se uma ruptura por fendilhamento antes de ser alcançada uma distribuição uniforme de tensão de aderência.

ESFAHANI e RANGAN (1998) investigaram a influência da resistência do concreto na aderência usando vigas com emenda por transpasse na armadura e corpos-de-prova em forma de extremidade de viga. A resistência do concreto variou de 26 MPa a 75 MPa para as peças em forma de extremidade de viga e de 66 MPa a 98 MPa para as vigas com emenda. Os corpos-de-prova não utilizavam armadura de confinamento. Observou-se que a extensão do concreto esmagado junto às nervuras nas peças em forma de extremidade de viga foi influenciada pela resistência do concreto. Esse esmagamento ocorreu tanto para pequenos cobrimentos como para maiores cobrimentos, no caso do concreto de resistência normal. Para concretos de 50 MPa, o esmagamento somente ocorreu para os grandes cobrimentos. Para concreto de 75 MPa, nenhum esmagamento foi observado. Os autores também notaram que, para a mesma relação  $C/d_b$ , ( $C$  = valor máximo entre: o cobertura, o cobertura lateral e a metade da distância de centro a centro das barras), a resistência de aderência normalizada, em

relação à raiz quadrada da resistência à compressão do concreto, foi mais alta para o concreto de alta resistência do que para o concreto de resistência normal.

No caso do concreto de alto desempenho, HWANG (1996) mostra que a aderência sem a adição de sílica ativa é semelhante à do concreto de resistência normal. Esta melhora na aderência é proporcionada pela ação da sílica ativa na zona de transição aço-concreto, a qual é densificada e sua espessura reduzida (BARBOSA, 2001, p. 26). Resultados semelhantes foram obtidos por GJORV (GJORV et al, 1986, p. 11). O autor mostra que a influência da sílica na aderência é mais significativa em concretos de resistência à compressão mais elevadas. Em seu estudo foram empregados concretos com resistências em torno de 20 MPa, 40 MPa, 62 MPa e 83 MPa. Os percentuais de sílica ativa foram 0 %, 8 % e 16 %.

Além da influência da resistência à compressão, GJORV mostra que a tensão de aderência é proporcional ao percentual de sílica também. ALAVI-FARD através do ensaio de arrancamento investigou a influência da resistência à compressão na aderência em concreto de alto desempenho. Foram ensaiados modelos com barras de diâmetro 25 mm e 35 mm, e concreto com resistência de 51 MPa, 86 MPa, 93 MPa e 95 MPa, utilizando sílica ativa. Os 50 resultados indicaram que a aderência é fortemente influenciada pela resistência à compressão e que o comportamento é semelhante ao observado por ELIGEHAUSEN (1983) para resistências normais.

COWEL (COWEL et al, 1982) investigou o efeito do tipo de concreto na aderência. Empregou-se concreto de alta resistência (63 MPa), com agregado leve e com agregado de peso normal. Segundo os autores, o tipo de concreto afeta a relação tensão de aderência x deslizamento. Para o concreto com agregado leve houve uma redução na tensão de aderência, menor ductilidade em compressão e uma redução considerável na resistência quando submetido a cargas cíclicas, comparado ao concreto com agregado de peso normal. Já para o concreto de alta resistência, houve um acréscimo na rigidez e na tensão de aderência máxima, em relação ao concreto de resistência normal. Entretanto, o trabalho mostra que a influência do tipo de concreto é menos significativa que o histórico de carregamento e pressão transversal.

No caso do concreto auto-adensável (CAA), pesquisas mostram que a forma de ruptura é semelhante à do concreto convencional e que de forma geral, o comportamento da aderência entre barras de aço e concreto auto-adensável é semelhante ao do concreto convencional (ALMEIDA FILHO, 2006, p. 269).

No que diz respeito ao concreto com fibras, poucas pesquisas estão relacionadas ao efeito da resistência à compressão na aderência. Sugere-se que o aumento na resistência à

compressão resulta em um aumento na tensão máxima de aderência tanto no caso da ruptura por arrancamento como por fendilhamento. No entanto, não há consenso em relação a isso. (VLIET, 2001, p.63).

### 3.4.5 Efeito do confinamento

É aceito entre pesquisadores que, tanto uma relação alta entre o cobrimento e o diâmetro da barra ( $c/\phi$ ) como uma pressão externa de confinamento, influenciam a aderência (ELIGEHAUSEN et al, 1983), (ALAVI-FARD, 1999), (ROSTASY, 1988). No caso do modo de ruptura, é o confinamento que irá determinar se haverá fendilhamento ou arrancamento. Quando não há confinamento, a tensão de aderência cai para zero logo após as fissuras de fendilhamento ultrapassarem o cobrimento. Esta é a chamada ruptura por fendilhamento. Na presença de armadura de confinamento ou de uma relação  $c/\phi$  alta, o que ocorrerá será o cisalhamento do concreto entre nervuras e mesmo após isso acontecer, restará ainda, como mecanismo resistente, o atrito entre a barra e o concreto circundante.

ELIGEHAUSEN et al (1983) relata, baseado em seus testes e em resultados de outros autores, que uma ruptura por fendilhamento pode ser retardada ou até mesmo prevenida com o uso de armadura de confinamento. No que diz respeito ao aumento da tensão de aderência devida à aplicação de pressão transversal, o autor mostra que para uma pressão de 10 MPa há uma variação entre 2.5 MPa e 8.5 MPa. Conclui, entretanto, que há necessidade de um maior número de ensaios para que se possa avaliar de forma definitiva a influência deste parâmetro na aderência. A Figura 3.19 mostra os resultados obtidos por este autor. Para diâmetros e taxas de armaduras de confinamento maiores, houve um acréscimo na tensão de aderência, bem como uma maior ductilidade, se comparados ao corpo-de-prova sem armadura de confinamento.

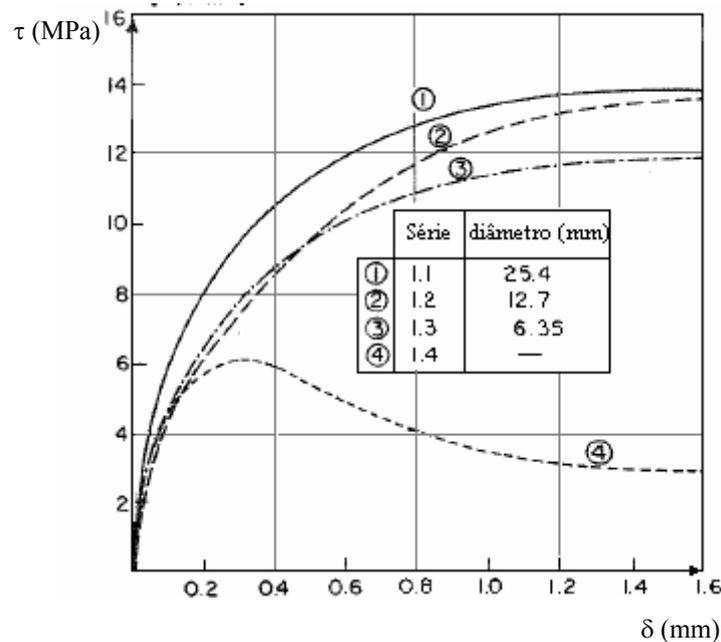


Figura 3.19 – Influência da armadura de confinamento na aderência (ELIGEHAUSEN et al, 1983)

ALAVI-FARD (1999) investigou a influência da armadura de confinamento na aderência em concreto de alto desempenho. O concreto empregado teve resistência em torno de 85 MPa, os diâmetros das barras foram 25 mm e 35 mm e o aço de confinamento com diâmetros de 10 mm, 20 mm e 25 mm. Os resultados mostram que quando não há armadura de confinamento, a ruptura acontece por fendilhamento. Quando há armadura de confinamento, a ruptura acontece por arrancamento.

O autor sugere que, para o CAD seja empregada a expressão seguinte, para se ter uma armadura de confinamento eficiente:

$$0.3 < \phi_s / \phi < 0.6$$

Onde:

$\phi_s$  – diâmetro da armadura de confinamento;

$\phi$  – diâmetro da barra.

De forma geral, aceita-se que a relação  $c/\phi$  e confinamento adicional influenciam a aderência do concreto reforçado com fibras de forma semelhante ao que ocorre no concreto simples. Entretanto, alguns pesquisadores são contrários a isso (VLIET, 2001, p.62). Para relações  $c/\phi \geq 2$  geralmente ocorrem rupturas por arrancamento se o percentual de fibras é em

torno de 1%. Para volumes de fibra muito baixo (0.25%) ocorre arrancamento apenas quando esta relação é em torno de 3.

### 3.4.6 Efeito do teor de fibras do concreto

Como a resistência à tração do concreto é baixa, fissuras surgem mesmo em baixos níveis de sollicitação. Acredita-se que as fibras, devido à sua orientação aleatória e tridimensional, sejam capazes de retardar o crescimento das fissuras de aderência que surgem internamente (VLIET, 2001, p. 19).).

Quando as fissuras surgem, as fibras enrijecem a matriz, transmitindo uma parcela considerável de esforço de tração durante o escorregamento das fibras, contribuindo para uma menor abertura de fissuras. Acredita-se que as fibras possam “costurar” as chamadas fissuras de aderência (ver Figura 3.20)

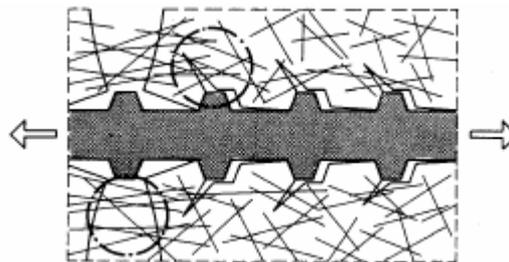


Figura 3.20 – Possível funcionamento das fibras na matriz de concreto (VLIET, 2001)

A maioria dos pesquisadores concorda que a tensão de aderência máxima aumenta quando se usa fibra de aço, no caso da ruptura por fendilhamento. Não há, no entanto, consenso de quanto seria este aumento para um dado volume de fibras utilizado. Outro ponto em que há discordância é em relação à influência das fibras no caso da ruptura por arrancamento (VLIET, 2001).

Em um trabalho conduzido por CATTANEO (2000), investigou-se a tensão de aderência e tipo de ruptura de corpos-de-prova de arrancamento de CAD com fibras de aço. As fibras empregadas foram microfibras e o concreto com resistência em torno de 150 MPa. A Figura 3.21 mostra detalhes dos corpos-de-prova ensaiados.

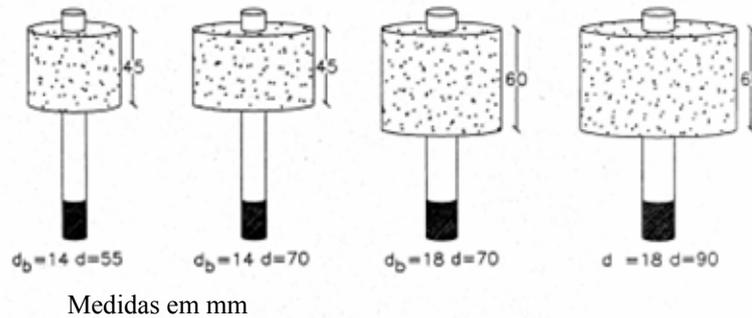


Figura 3.21 – Detalhes dos corpos-de-prova usados por CATTANEO (CATTANEO, 2000)

Os resultados obtidos com 1% de adição de fibra de aço ao concreto indicam um aumento de 20 % na tensão de aderência com relação ao concreto sem fibra. No caso da ruptura por arrancamento, os testes mostraram também um aumento na tensão de aderência.

A propagação de fissuras internas de fendilhamento foi mais lenta no caso do concreto com fibras e estas fissuras foram localizadas mais próximas da barra. Ao contrário do que ocorre no concreto simples, a ruptura por fendilhamento não separa o corpo de prova em duas partes, devido à ação das fibras.

### 3.4.7 Efeito do carregamento

#### 3.4.7.1 Efeito do tipo de carregamento: tração ou compressão

ELIGEHAUSEN et al (1983) mostra que a curva tensão de aderência x deslizamento é praticamente idêntica para corpos-de-prova ensaiados à tração ou compressão, para pequenos deslocamentos ( $\delta < 0.1$  mm). Para deslocamentos maiores há um ligeiro decréscimo na tensão de aderência, no caso do ensaio à compressão. Segundo ELIGEHAUSEN et al, considerar curvas iguais para os dois tipos de carregamento é válido apenas para valores de tensão do aço inferiores à tensão de escoamento. Após o escoamento, o diâmetro da barra é sensivelmente diminuído pelo efeito de Poisson, no caso da tração, o que provocará redução da tensão de aderência. No caso da compressão ocorrerá o oposto.

### 3.4.7.2 Efeito da taxa de carregamento

No caso dos testes realizados por ELIGEHAUSEN et al (1983) um aumento na taxa de deslizamento de 100 % produziu um acréscimo na tensão máxima de aderência em torno de 15%. Segundo o autor, a forma da curva tensão de aderência x deslizamento não é alterada pela variação da taxa de carregamento ou de deslizamento, mas a tensão de aderência máxima é bastante influenciada. ALAVI\_FARD (2001) apresenta resultados de corpos-de-prova ensaiados a taxas de deslizamento diferentes: 75 mm/minuto, 0,0151 mm/minuto e 1,51 mm/minuto. O concreto utilizado foi de alto desempenho com resistência em torno de 80 MPa. Os resultados obtidos sugerem não haver diferença na tensão de aderência entre as três taxas de deslocamento. Entretanto, o autor apresenta um número reduzido de ensaios (apenas três) e esses resultados são válidos apenas para este caso específico.

### 3.4.7.3 Efeito do carregamento cíclico

O carregamento cíclico influencia tanto o deslizamento quanto a tensão de aderência. ELIGEHAUSEN et al (1983) mostra que esta irá diminuir com o aumento do número de ciclos. O deslizamento relativo à carga máxima e o deslocamento residual aumentam significativamente com o aumento do número de ciclos. De acordo com LARANJEIRAS (LARANJEIRAS, 2000, apud BARBOSA 2001), uma fissuração irreversível surge no concreto durante o primeiro ciclo de carga. Ainda nesse ciclo, cria-se um pico de tensão na armadura no local em que o mecanismo de transferência de força entre o aço e o concreto perdeu-se. Há vários fatores envolvidos na deterioração prematura do concreto no caso de cargas repetidas. A principal causa do aumento do deslizamento sob tensões de aderência constantes é a fluência do concreto entre nervuras (ELIGEHAUSEN et al, 1983, p. 9).

Com relação ao efeito do carregamento cíclico em concreto com fibra, não se encontra na literatura técnica trabalhos a respeito desse assunto.

## CAPITULO IV – MODELOS TEÓRICOS

### 4.1 Introdução

As duas maiores razões para se estudar a modelagem da aderência são: 1) interpretar e entender os resultados de ensaios e 2) simular o comportamento estrutural de elementos de concreto (COX, 1997, p.155). A modelagem de estruturas de concreto através de elementos finitos necessita de modelos matemáticos que descrevam analiticamente as propriedades do concreto e do aço e a aderência entre estes materiais (COX, 1994, p. 1).

Muitas pesquisas foram feitas, com numerosos ensaios, para tentar entender como se processa a aderência. Destes trabalhos experimentais, vários modelos surgiram, em sua maioria empírica, ou quando não, calibrados e validados por pequenos conjuntos de dados experimentais. Na maioria dos casos, os modelos são muito bons em reproduzir os dados nos quais são baseados ou validados. Entretanto, quando são aplicados a ensaios em condições um pouco diferentes, os resultados não são consistentes. O que se precisa é de um modelo geral, seja para a tensão máxima de aderência, seja para a relação tensão de aderência x deslizamento, que reproduza não apenas o conjunto de dados nos quais é baseado, mas, uma gama maior de testes e, desta forma, contribua para a análise de estruturas de concreto com boa precisão. A modelagem da aderência em concreto com fibras ainda não é muito desenvolvida (VLIET, 2001, p. 60), encontrando-se poucos trabalhos a respeito do assunto na literatura técnica.

Neste capítulo, são apresentados alguns modelos teóricos para a curva tensão de aderência x deslizamento e para a tensão máxima de aderência aplicáveis ao concreto convencional e alguns ao CAD. Não foi encontrada, na literatura técnica consultada, comprovação da aplicação desses modelos ao CADRF.

### 4.2 Equação diferencial da aderência

Através do equilíbrio do elemento de concreto armado, mostrado na Figura 4.1, pode-se deduzir uma Equação diferencial que represente o fenômeno da aderência.

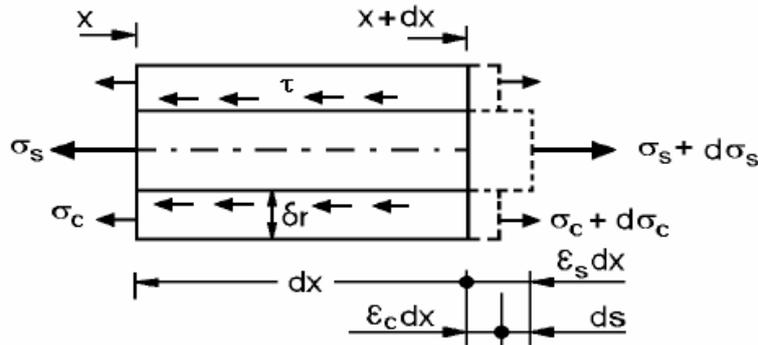


Figura 4.1 Aderência aço-concreto

Considerando que a barra tenha diâmetro  $\phi$ , e fazendo o equilíbrio da seção, pode-se escrever :

$$d\sigma_c \cdot A_c + d\sigma_s \cdot A_s = \tau \cdot dx \cdot \pi \cdot \phi \tag{Eq. 4.1}$$

$$\tau = \frac{A_s \cdot d\sigma_s}{\phi \cdot \pi \cdot dx} \tag{Eq. 4.2}$$

Substituindo o valor da área de aço (seção circular), e desprezando a contribuição do concreto tracionado, a Equação 4.1 pode ser escrita na seguinte forma :

$$\frac{d\sigma_s}{dx} = \frac{4 \cdot \tau}{\phi} \tag{Eq. 4.3}$$

O deslizamento  $s(x)$  será a diferença entre os deslizamentos do aço e do concreto:

$$s(x) = s_s - s_c \tag{Eq. 4.4}$$

Entretanto, a derivada dos deslizamentos em relação a  $x$  é a deformação específica,  $\varepsilon$ . Assim :

$$\frac{ds(x)}{dx} = \varepsilon_s - \varepsilon_c \quad (\text{Eq. 4.5})$$

Onde  $\varepsilon_c$  e  $\varepsilon_s$ , são as deformações no aço e no concreto, respectivamente.

No regime elástico, de acordo com a lei de Hook, pode-se escrever :

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (\text{Eq. 4.6})$$

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \quad (\text{Eq. 4.7})$$

Desta forma :

$$\frac{ds(x)}{dx} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (\text{Eq. 4.8})$$

Onde  $E_s$  e  $E_c$  são os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

Derivando a Equação 4.8 em relação a  $x$ , tem-se :

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} = \frac{d\sigma_s}{E_s dx} - \frac{d\sigma_c}{E_c dx} \quad (\text{Eq. 4.9})$$

Substituindo a Equação 4.3 na 4.9, obtem-se :

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} - \frac{4\tau}{E_s \phi} = - \frac{d\varepsilon_c}{E_c dx} \quad (\text{Eq. 4.10})$$

A Equação diferencial 4.10 pode ser solucionada com condições de contorno adequadas e com leis constitutivas para o aço e o concreto. Necessita ainda de uma função  $\tau(x)$ , que relacione tensão de aderência e deslizamentos.

### 4.3 Modelagem da curva tensão de aderência x deslizamento

#### 4.3.1 Modelo do CEB/FIP 90

Referente à modelagem da curva tensão de aderência x deslizamento, o Model Code/CEB 90 apresenta as seguintes expressões matemáticas, representadas graficamente na Figura 4.2 :

$$\tau = \tau_{max} \cdot (\delta/\delta_1)^\alpha \quad \text{para } 0 \leq \delta \leq \delta_1 \quad (\text{Eq. 4.11.a})$$

$$\tau = \tau_{max} \quad \text{para } \delta_1 < \delta < \delta_2 \quad (\text{Eq. 4.11.b})$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \cdot [(\delta - \delta_2)/(\delta_3 - \delta_2)] \quad \text{para } \delta_2 < \delta \leq \delta_3 \quad (\text{Eq. 4.11.c})$$

$$\tau = \tau_f \quad \text{para } \delta > \delta_3 \quad (\text{Eq. 4.11.d})$$

Onde  $\tau$  é a tensão de aderência para um determinado deslocamento  $\delta$ ,  $\tau_{max}$  é a tensão máxima de aderência,  $\tau_f$  é o valor final da tensão de aderência e  $\delta_1$  e  $\delta_3$  são os deslocamentos referentes à tensão máxima ( $\tau_{max}$ ) e final ( $\tau_f$ ), respectivamente.

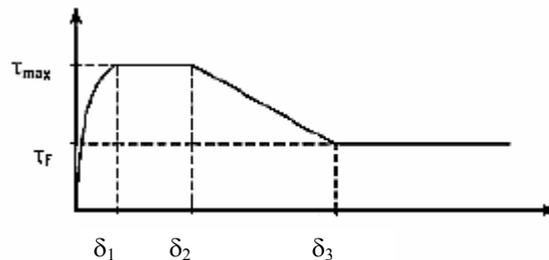


Figura 4.2 – Tensão de aderência x deslizamento (CEB/FIP 90,1993)

Os parâmetros utilizados nas expressões acima, para barras com rugosidade superficial, estão listados na Tabela 4.1 abaixo. Este modelo é baseado no trabalho de ELIGEHAUSEN et al (1983) e foi obtido da análise experimental de corpos-de-prova de concreto de resistência normal.

Tabela 4.1 - Parâmetros para as relações tensão de aderência x deslizamento para barras com rugosidade superficial (CEB 90, 1993)

	Concreto sem confinamento		Concreto com confinamento	
	Zonas de boa aderência	Zonas de má aderência	Zonas de boa aderência	Zonas de má Aderência
$\delta_1$ (mm)	0.6	0.6	1.0	1.0
$\delta_2$ (mm)	0.6	0.6	3.0	3.0
$\delta_3$ (mm)	1.0	2.5	espaçamento entre nervuras	espaçamento entre nervuras
$\alpha$	0.4	0.4	0.4	0.4
$\tau_{\max}$ (MPa)	$2.0 f_{ck}^{1/2}$	$1.0 f_{ck}^{1/2}$	$2.5 f_{ck}^{1/2}$	$1.25 f_{ck}^{1/2}$
$\tau_f$ (Mpa)	$0.15\tau_{\max}$	$0.15\tau_{\max}$	$0.4\tau_{\max}$	$0.4\tau_{\max}$

Valores de  $f_{ck}$  em MPa.

$$A_{st,min} = 0.25.n.A_s \quad (\text{Eq. 4.12})$$

Onde:

$A_{st}$  = área de estribos no comprimento de ancoragem;

$n$  = número de barras envolvidas pelos estribos;

$A_s$  = área de uma barra

Os valores das quarta e quinta colunas são aplicáveis ao concreto confinado:  $c \geq 5\phi$ , espaçamento entre barras  $> 10\phi$  ou armadura transversal regularmente espaçada, com uma área  $A_{st} > n.A_s$ . Também são válidas para o caso de pressão lateral acima de 7.5 MPa. Nos casos onde a armadura transversal  $A_{st}$  é tal que  $A_{st,min} < A_{st} < n.A_s$ , ou a pressão lateral for inferior a 7.5 MPa, pode-se interpolar linearmente os valores das Equações 4.11.a até 4.11.d entre a situação de concreto confinado e não confinado. Para as partes da armadura distantes de uma distância  $x$  menor ou igual a  $5\phi$ , a tensão de aderência deve ser minorada através do fator  $\lambda$  :

$$\lambda = 0.2(x/\phi) \leq 1 \quad (\text{Eq. 4.13})$$

A Tabela 4.2 mostra os parâmetros utilizados para a definição da curva tensão de aderência x deslizamento de barras lisas.

Tabela 4.2 Parâmetros de definição da curva tensão de aderência x deslizamento de barras lisas.

VALORES	Fios treilados a frio		Barras laminadas a quente	
	Condições de aderência		Condições de aderência	
	Boas	Demais casos	Boas	Demais casos
$\delta_1 = \delta_2 = \delta_3$ (mm)	0.01		0.1	
$\alpha$	0.5		0.5	
$\tau_{\max} = \tau_u$ (MPa)	$0.1 f_{ck}^{1/2}$	$0.05 f_{ck}^{1/2}$	$0.30 f_{ck}^{1/2}$	$0.15 f_{ck}^{1/2}$

Valores de  $f_{ck}$  em MPa.

### 4.3.2 Modelo proposto por HUANG

HUANG, ENGSTRON e MAGNUSSON (1996) apresentaram um modelo para a curva tensão de aderência x deslizamento simplificado, baseado nos conceitos propostos por ELIGEHAUSEN (1983), aplicável a ancoragem de barras nervuradas, em concreto bem confinado, de alto desempenho ou normal. O modelo leva em consideração se a barra escoou ou não, antes da ruptura por arrancamento.

A Tabela 4.3 mostra os parâmetros utilizados para definição da curva, a qual é mostrada na Figura 4.3. A curva I pode ser aplicada a barras com tensão inferior a de escoamento, enquanto que a curva II para barras cuja tensão excede a de escoamento

Tabela 4.3 Parâmetros para definição do modelo proposto por HUANG et al (1996)

PARÂMETROS	Condições de aderência			
	Concreto de resistência normal		Concreto de alto desempenho	
	Boas	Demais casos	Boas	Demais casos
$\delta_1$ (mm)	1,0	1,0	0,5	0,5
$\delta_2$ (mm)	3,0	3,0	1,5	1,5
$\delta_3$ (mm)	$s_r$	$s_r$	$s_r$	$s_r$
$\delta_4$ (mm)	$3 \delta_r$	$3 \delta_r$	$3 \delta_r$	$3 \delta_r$
$\alpha$	0,4	0,4	0,3	0,3
$\tau_{\max}$ (MPa)	$0,45 f_{cm}$	$0,225 f_{cm}$	$0,45 f_{cm}$	$0,225 f_{cm}$
$\tau_f$ (MPa)	$0,40 \tau_{\max}$	$0,40 \tau_{\max}$	$0,40 \tau_{\max}$	$0,40 \tau_{\max}$
$\delta_{y.f}$ (mm)	$\delta_y + 2,5$	$\delta_y + 2,5$	$\delta_y + 0,25$	$\delta_y + 0,25$
$\delta_5$ (mm)	$2 \delta_r$	$2 \delta_r$	$2 \delta_r$	$2 \delta_r$
$\tau_{yf}$ (MPa)	$0,20 \tau_{\max}$	$0,20 \tau_{\max}$	$0,20 \tau_{\max}$	$0,20 \tau_{\max}$

Na Tabela acima  $\delta_r$  é a distancia entre nervuras da barra,  $\delta_y$  é o deslizamento para o qual a tensão na barra é a de escoamento.

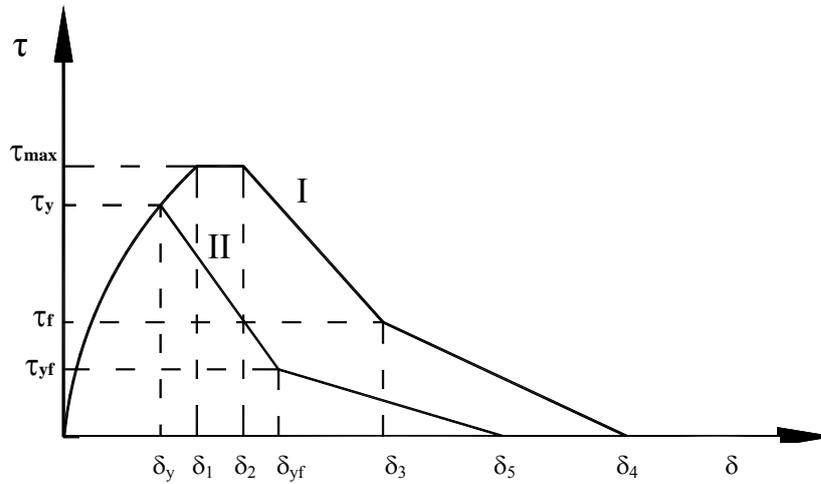


Figura 4.3 Modelo proposto por HUANG (1996)

#### 4.3.3 Modelo proposto por BARBOSA (2001)

A autora propõe um modelo baseado em análise estatística de dados experimentais. Foram realizados 140 ensaios do tipo arrancamento (pull-out), e foram tomadas como variáveis a resistência à compressão e diâmetro das barras. Após a análise dos resultados são apresentadas duas Equações:

$$\tau = 19,36 \cdot \delta^{0.51} \quad \text{para } f_c \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 4.14.a})$$

$$\text{com } \delta_{max} = 0,25 \phi^{0.68} \quad (\text{Eq. 4.14.b})$$

$$\tau = 32,58 \cdot \delta^{0.48} \quad \text{para } f_c > 50 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 4.15.a})$$

$$\text{com } \delta_{max} = 0,52 \phi^{0.42} \quad (\text{Eq. 4.15.b})$$

Onde :

$\tau$  - tensão de aderência em MPa;

$\delta$  - deslizamento em mm;

$\phi$  - diâmetro da barra;

$f_c$  - resistência à compressão do concreto.

A Figura 4.4 mostra uma comparação do modelo apresentado por BARBOSA e os dados experimentais, obtidos com diâmetro da barra igual a 16 mm e concreto com resistência de 40 MPa.

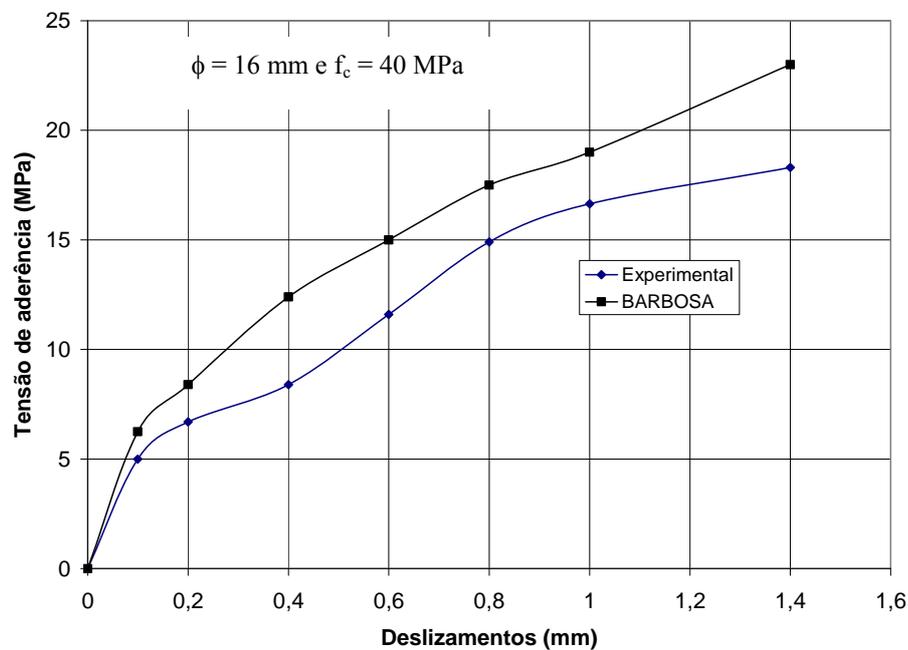


Figura 4.4 Comparação do modelo proposto por BARBOSA e dados experimentais

#### 4.3.4 Modelo proposto por Almeida Filho

Almeida Filho (2006) apresenta expressões baseadas em análise de dados de ensaios de arrancamento de corpos-de-prova em concreto auto-adensável, concreto convencional e CAD. Os modelos apresentados foram obtidos através de regressões exponenciais.

Para concreto auto-adensável, o autor propõe as expressões:

$$\tau(\delta) = 15,56 - 16,91 \cdot e^{(-\delta^{0,585})} \text{ para } \phi = 10 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 4.16})$$

$$\tau(\delta) = 18,52 - 20,35 \cdot e^{(-\delta^{0,745})} \text{ para } \phi = 16 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 4.17})$$

Já para o CAD, são sugeridas as expressões:

$$\tau(\delta) = 15,73 - 15,79 \cdot e^{(-\delta^{0,602})} \text{ para } \phi = 10 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 4.18})$$

$$\tau(\delta) = 21,31 - 24,23 \cdot e^{(-\delta^{0,956})} \text{ para } \phi = 16 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 4.19})$$

Onde:

$\tau(\delta)$ -tensão de aderência em MPa

$\delta$ -deslocamento em mm.

Vale salientar que as expressões acima são baseadas em resultados de ensaios de corpos-de-prova cujo concreto apresentou resistência em torno de 60 MPa e a forma de ruptura foi por fendilhamento.

Para concreto com resistência em torno de 30 MPa, são recomendadas as expressões:

$$\tau(\delta) = 11,522 - 10,138 \cdot e^{(-\delta^{0,2552})} \quad \text{para } \phi = 10 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 4.20})$$

$$\tau(\delta) = 10,583 - 9,165 \cdot e^{(-\delta^{0,3597})} \quad \text{para } \phi = 16 \text{ mm} \quad (\text{Eq. 4.21})$$

Onde :

$\tau(\delta)$ -tensão de aderência em MPa

$\delta$ -deslocamento em mm

#### 4.3.5- Modelo para concreto com fibras

HARAJLI (1995) propôs um modelo baseado nos trabalhos de ELIGEHAUSEN et al (1983) composto de duas formulações: uma para ruptura por arrancamento e outra para ruptura por fendilhamento, como mostra a Figura 4.5.

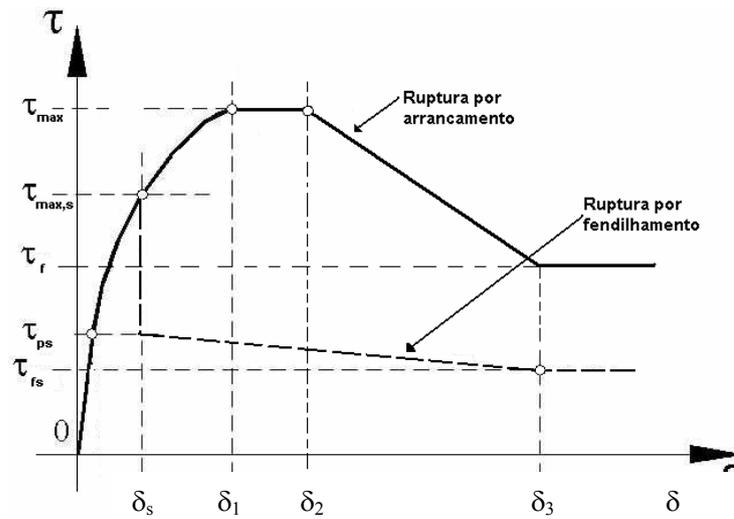


Figura 4.5 Modelo de HARAJLI para a curva tensão de aderência x deslizamento

Através da combinação dos resultados obtidos por HARAJLI e por ELIGEHAUSEN, é proposta a relação entre deslizamento máximo ( $\delta_{max}$ ) e a distância entre as nervuras ( $s_r$ ):

$$\delta_{max} = 0,189s_r + 0,18 \text{ (em mm)} \quad (\text{Eq. 4.22})$$

Ou de forma mais prática:

$$\delta_{max} = s_r/5 \quad (\text{Eq. 4.23})$$

No caso da ruptura por arrancamento, a curva é dividida em quatro estágios:

$$\tau = \tau_{max} (\delta/\delta_{max})^\alpha \quad \text{para } 0 \leq \delta \leq \delta_1 \quad (\text{Eq. 4.24.a})$$

$$\tau = \tau_{max} \quad \text{para } \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2 \quad (\text{Eq. 4.24.b})$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \cdot [(\delta - \delta_2)/(\delta_3 - \delta_2)] \quad \text{para } \delta_2 < \delta \leq \delta_3 \quad (\text{Eq. 4.24.c})$$

$$\tau = \tau_f \quad \text{para } \delta > \delta_3 \quad (\text{Eq. 4.24.d})$$

De acordo com HARAJLI (1995), os resultados experimentais mostraram que os parâmetros ideais para as curvas das Equações 4.24.a a 4.24.d , quando aplicadas às barras de 8 mm a 30 mm de diâmetro são:

$$\alpha = 0,30$$

$$\tau_{max} = 2,5.f_c^{0,5}$$

$$\tau_f = 0,9.f_c^{0,5}$$

$$\delta_1 = 0,75. \delta_{max} = 0,15.s_r$$

$$\delta_2 = 1,75. \delta_{max} = 0,35.s_r$$

$$\delta_3 = s_r$$

Onde  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto em MPa.

As formulações apresentadas não levam em consideração o percentual de fibra empregado no concreto. O autor justifica que a influência das fibras na relação tensão de aderência x deslizamento será levada em consideração na resistência à compressão.

A ruptura por fendilhamento é modelada por uma expressão para a tensão  $\tau_{max,s}$ , correspondente ao início do fendilhamento, e outra para a tensão de pós-fendilhamento  $\tau_{ps}$ . Considerando que a tensão de tração do concreto seja uniformemente distribuída sobre a superfície fissurada, têm-se:

$$\tau_{max,s} = \frac{\sigma_{sc} A_c}{\pi d_b L_b} \quad (\text{Eq 4.25})$$

$$\tau_{ps} = \frac{\sigma_{ps} A_c}{\pi d_b L_b} \quad (\text{Eq 4.26})$$

Onde:

$\sigma_{sc}$  ,  $\sigma_{ps}$  - tensão de tração do concreto reforçado com fibras no instante do fendilhamento e logo após, respectivamente.

As Equações 4.25 e 4.26 podem ser expressas em função da relação entre o cobrimento  $c$  e do diâmetro da barra  $\phi$ :

$$\tau_{\max,s} = \frac{2\sigma_s}{\pi} \left( \frac{c}{\phi} \right) \quad (\text{Eq. 4.27})$$

$$\tau_{ps} = \frac{2\sigma_{ps}}{\pi} \left( \frac{c}{\phi} \right) \quad (\text{Eq. 4.28})$$

O modelo tem como hipótese que, para os percentuais comumente empregados (menos de 3%), a contribuição das fibras na tensão de tração ocorre apenas após a abertura da fissura, ou seja, após o fendilhamento. Expressando então a tensão de tração em função da resistência à compressão, resulta para a tensão máxima:

$$\tau_{\max,s} = \alpha_o \left( \frac{c}{\phi} \right) \sqrt{f_c} \leq 2,5\sqrt{f_c} \quad (\text{Eq. 4.29})$$

Onde  $\alpha_o$  é um parâmetro de resistência determinado experimentalmente e relativo à distribuição e intensidade das tensões de tração do concreto antes do fendilhamento. O deslocamento relativo ao fendilhamento é determinado através da Equação 4.24a, substituindo  $\tau$  por  $\tau_s$ :

$$\delta_s = \delta_l^{(1/\alpha) \ln(\tau_s/\tau_l)} \quad (\text{Eq. 4.30})$$

Considerando que a tensão de tração de pós-fissuração do concreto ( $\sigma_{ps}$ ) dependa do índice de reforço da fibra ( $V_f L/d_f$ ) e da tensão de aderência última da fibra, pode-se escrever:

$$\sigma_{ps} = k\tau_u V_f L/d_f \quad (\text{Eq. 4.31})$$

Onde  $k$  é uma constante que leva em consideração a orientação, características de aderência e distribuição das fibras. Assumindo que a tensão de aderência da fibra é proporcional a resistência à compressão, e substituindo a Equação 4.31 na Equação 4.28, obtém-se:

$$\tau_{ps} = \beta_0 \sqrt{f_c} V_f L/d_f \left( \frac{c}{\phi} \right) \leq \sigma_s \quad (\text{Eq. 4.32})$$

Onde  $\beta$  é um parâmetro obtido experimentalmente e representa a orientação e as características de aderência e distribuição das fibras.

O índice de reforço da fibra e a relação  $c/\phi$  também influenciam a parcela da aderência referente ao atrito ( $\tau_{fs}$ ). Entretanto, é mais conveniente expressar  $\tau_{fs}$  como uma parcela da tensão de pós-fendilhamento:

$$\tau_{fs} = \gamma_o \cdot \tau_{ps} \leq 0,35 \cdot \tau_l \quad (\text{Eq. 4.33})$$

#### 4.3.6 Relação entre tensão de aderência, tensão no aço e deslizamento

KANKAM (1997), através de ensaios de arrancamento em barras de aço com 25 mm de diâmetro e superfícies lisas ou nervuradas, desenvolveu expressões que relacionam a aderência em barras lisas com a tensão no aço, bem como, a aderência e o deslizamento para barras nervuradas. Os corpos-de-prova para os ensaios consistiam em uma barra de aço concretada em um prisma de concreto de dimensões 150 mm x 150 mm x 200 mm, como mostra a Figura 4.6.

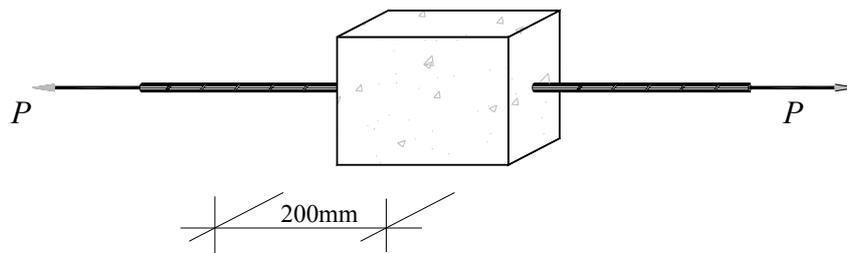


Figura 4.6 Ensaio de duplo arrancamento (KANKAM, 1997)

As barras foram instrumentadas internamente com *strain gages* para possibilitar a leitura das tensões no aço. O concreto empregado apresentou resistência à compressão de 50 MPa, avaliada em corpos-de-prova cúbicos. O autor sugere que a relação entre a tensão no aço e a tensão de aderência é linear e pode ser da forma:

$$\tau_b = (k_o - k_1 \sigma_s) \cdot \delta^{0,8} \quad (\text{Eq. 4.34})$$

Onde:

$\tau_b$  – tensão de aderência (MPa);

$\delta$  – deslocamento (mm);

$k_o, k_l$  – constantes;

$\sigma_s$  – tensão no aço.

Para barras de aço lisas, o autor sugere os valores 41,7 e 0,2 para  $k_o$  e  $k_l$  respectivamente. Por outro lado, para as barras de aço nervuradas, é proposta uma expressão que leva em conta a distância relativa ao centro da ancoragem cuja forma geral é:

$$\tau_b = (k_o - k_l x) \delta^{0,5} \quad (\text{Eq. 4.35})$$

Onde  $\tau_b$  é a tensão de aderência (MPa),  $\delta$  é o deslocamento (mm),  $k_o, k_l$  são constantes e  $x$  é a distância medida na barra em relação ao centro da ancoragem.

Baseado nos resultados de estudos experimentais utilizando barras nervuradas, o autor sugere os valores 35 e 0,2675 para  $k_o, k_l$ , respectivamente

## 4.4 Modelos teóricos para a tensão máxima de aderência

### 4.4.1 Com base na teoria da plasticidade

A aplicação da Teoria da Plasticidade a problemas de ancoragem a aderência foi inicialmente feita por Hess e Andreasen (1978). De acordo com NIELSEN (1999), considerando-se uma barra de aço com nervuras de altura “ $h_r$ ” e espaçamento igual a “ $s_r$ ”, o único mecanismo geometricamente possível seria um deslocamento em forma de cone, como mostra a Figura 4.7.

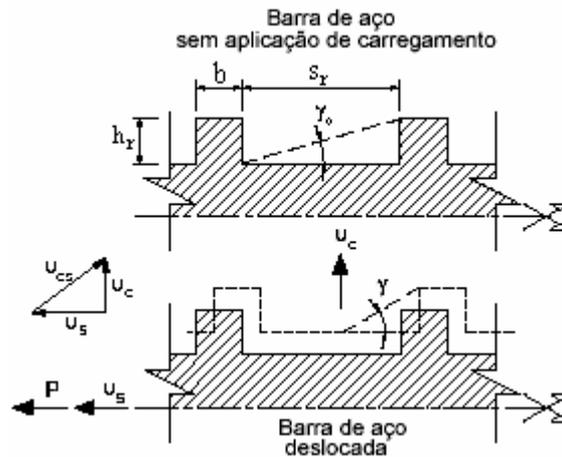


Figura 4.7 Mecanismos de ruptura segundo NIELSEN (NIELSEN 1999)

Considerando o deslocamento  $u_s$  da barra ao longo do seu eixo longitudinal e o movimento do concreto através de uma distância  $u_c$ , perpendicular à força aplicada  $P$ . A superfície de ruptura forma um ângulo  $\gamma$  com o eixo da barra. O vetor deslocamento resultante  $u_{cs}$  forma com o vetor  $u_s$  um ângulo  $\alpha$ .

O deslocamento  $u_c$  ocorre, não só devido à deformação vertical do concreto, como também, devido à redução de diâmetro da barra quando é tracionada pela força  $P$ . Esse é o chamado efeito Hoyer, e no caso do concreto protendido com aderência inicial, a ancoragem nas extremidades das peças é melhorada devido a isso (FUSCO, 1995, p.138).

Desta forma, pode-se calcular o trabalho virtual:

$$W_e = P \cdot u_{cs} \cdot \cos \alpha \tag{Eq. 4.36}$$

A dissipação da energia interna do concreto é dada por :

$$D = \frac{\pi(\phi + h_r) \cdot h_r \cdot \frac{l}{s_r}}{\text{sen} \gamma} \cdot \left[ f_c \cdot \frac{(1 - \text{sen}(\alpha - \gamma))}{2} + f_t \cdot \frac{\text{sen}(\alpha - \gamma) - \text{sen} \Phi}{1 - \text{sen} \Phi} \right] \tag{Eq. 4.37}$$

O valor da tensão será dado em função do ângulo  $\gamma$ , e terá dois valores:

Quando  $\gamma \geq \gamma_0$  tem-se:

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{(\phi + h_r) \cdot h_r}{\phi \cdot s_r \cdot \cos \alpha \cdot \cos \gamma} \cdot \left[ \frac{1 - \text{sen}(\alpha - \gamma)}{2} + \left( \frac{f_t}{f_c} \right) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha - \gamma) - \text{sen} \Phi}{1 - \text{sen} \Phi} \right] \quad (\text{Eq. 4.38})$$

Quando  $0 \leq \gamma \leq \gamma_0$ , tem-se:

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{(\phi + 2 \cdot h_r - s_r \cdot \tan \gamma)}{h_r \cdot \cos \alpha \cdot \cos \gamma} \cdot \left[ \frac{1 - \text{sen}(\alpha - \gamma)}{2} + \left( \frac{f_t}{f_c} \right) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha - \gamma) - \text{sen} \Phi}{1 - \text{sen} \Phi} \right] \quad (\text{Eq. 4.39})$$

Onde :

$l$  – comprimento da barra ancorado;

$\phi$  - diâmetro da barra;

$\Phi$  - ângulo de atrito interno do concreto;

$h_r$  - altura das nervuras;

$s_r$  - espaçamento das nervuras;

$f_c$  e  $f_t$  – resistência do concreto à compressão e à tração, respectivamente.

De acordo com NIELSEN, nos casos normais, o valor de  $\gamma$  pode ser tomado como igual a zero. Essas Equações são estritamente corretas se o concreto apresentar uma distribuição uniforme de fissuras.

Com relação aos mecanismos de ruptura local, têm-se :

Modo 1

$$\alpha = 45^\circ + \Phi/2$$

$$\gamma = 45^\circ - \Phi/2$$

$$\text{tg} \alpha = \text{tg} 63^\circ 5' \approx 2$$

Substituindo esses valores têm-se :

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{(\phi + h_r) \cdot h_r}{\phi \cdot s_r} \quad (\text{Eq. 4.40})$$

Esse é o chamado limite inferior da tensão de aderência

Modo 2

Quando se usa  $\alpha = \Phi$  e  $\gamma = 0$

Chega-se à expressão :

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{(\phi + 2 \cdot h_r)}{4 \cdot \phi} \quad (\text{Eq. 4.41})$$

A Equação 4.41 constitui o limite superior da tensão de aderência.

#### 4.4.2 Modelo desenvolvido por TEPFERS

Tepfers (1973) desenvolveu em seu trabalho um modelo para a tensão de aderência, no caso de ruptura por fendilhamento, baseado nas condições de tensões do concreto em torno da barra (Figura 4.8). Na formulação desenvolvida, é assumido que a barra de aço causa uma pressão radial no concreto  $\sigma$  e que ao fissurar, o concreto forma um cilindro em torno da barra, de raio interno  $r_i$  e externo  $r_u$ . Ao longo do raio interno o concreto está fissurado.

A tensão de tração,  $\sigma_\theta$ , de acordo com TIMOSHENKO (1970), é dada por:

$$\sigma_\theta = \sigma \cdot \frac{r_i^2}{r_u^2 - r_i^2} \cdot \left( 1 + \frac{r_u^2}{r^2} \right) \quad (\text{Eq. 4.42})$$

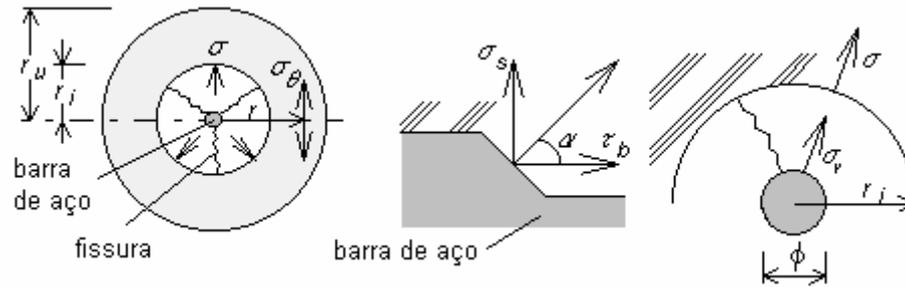


Figura 4.8 Tensões internas e tensão de aderência

Assumindo que o fendilhamento ocorrerá quando a tensão  $\sigma_\theta$  for igual à tensão de tração do concreto, a uma distância igual ao raio interno  $r_i$ , a tensão interna  $\sigma$  pode ser dada por:

$$\sigma = \sigma_t \cdot \frac{r_u^2 - r_i^2}{r_u^2 + r_i^2} \tag{Eq. 4.43}$$

Como mostra a Figura 4.8, a barra de aço, ao se deslocar, fará surgir uma componente de tensão radial  $\sigma_r$ , que atua ao longo do perímetro da barra e a componente  $\tau_b$ , que atua no sentido longitudinal da barra. A relação entre essas duas componentes de tensão pode ser dada pela Equação 4.44:

$$\tau_b = \sigma_r \cdot \cot g\alpha \tag{Eq. 4.44}$$

Fazendo o equilíbrio das forças de compressão da parte interna do cilindro, obtém-se:

$$\sigma_r \cdot \pi \cdot \phi = \sigma \cdot \pi \cdot 2r_i \tag{Eq. 4.45}$$

Substituindo as Equações 4.45 e 4.44 na 4.43, obtém-se a tensão de aderência:

$$\tau_b = \sigma_t \cdot \frac{2r_i}{\phi} \cdot \left( \frac{r_u^2 - r_i^2}{r_u^2 + r_i^2} \right) \cot g\alpha \tag{Eq. 4.46}$$

Como se observa, por essa formulação, a tensão de aderência é função da resistência à tração e do diâmetro das barras. A tensão diminui com o aumento do diâmetro da barra.

#### 4.4.3 Tensão máxima segundo BARBOSA (2001)

Em seu trabalho, BARBOSA apresenta as seguintes expressões baseadas em análise estatística de dados experimentais:

Para concretos com resistência à compressão  $\leq 50$  MPa

$$\tau_m = e^{0,082\phi} + e^{0,019f_c} + 0,86 \quad (\text{Eq. 4.47})$$

$$\tau_{\max} = e^{0,104\phi} + e^{0,027f_c} + 0,93 \quad (\text{Eq. 4.48})$$

Para concretos com resistência à compressão  $> 50$  MPa

$$\tau_m = e^{0,05\phi} + e^{0,004f_c} + 4,35 \quad (\text{Eq. 4.49})$$

$$\tau_{\max} = e^{0,08\phi} + e^{0,003f_c} + 6,68 \quad (\text{Eq. 4.50})$$

Onde:

$\tau_m$  é a tensão de aderência média em MPa obtida para os deslizamentos de 0,01, 0,1 e 1 mm;

$\tau_{\max}$  é a tensão máxima de aderência em MPa;

$\phi$  é o diâmetro da barra em mm;

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto em MPa;

A regressão foi feita com os resultados de ensaios de arrancamento em barras de 16 mm, 20 mm e 25 mm.

## 4.4.4 Modelo proposto por Alavi-Fard

Baseado em seus resultados experimentais, Alavi-Fard(1999) propõe uma expressão para o cálculo da tensão de aderência máxima para concreto de alto desempenho:

$$\tau = \frac{1,285(f_c)^{1/3}}{\sum_{i=1}^7 m_i} \quad (\text{Eq. 4.51})$$

Onde:

$\tau$  – é a tensão de aderência em MPa;

$f_c$  – resistência à compressão em MPa;

$m_i$  – são constantes relativas ao efeito de cada um dos parâmetros que influenciam a aderência, com valores sugeridos dados pela Tabela 4.4:

Tabela 4.4 Coeficientes relativos aos parâmetros que influenciam a aderência

Parâmetro	Valores sugeridos						
	$m_1$	$m_2$	$m_3$	$m_4$	$m_5$	$m_6$	$m_7$
Carregamento	0,08	-	-	-	-	-	-
Armadura de confinamento	-	0,05	-	-	-	-	-
Diâmetro da barra	-	-	0,14	-	-	-	-
Resistência à compressão	-	-	-	0,10	-	-	-
Espaçamento entre barras	-	-	-	-	0,20	-	-
Taxa de carregamento	-	-	-	-	-	0,10	-
Deformações	-	-	-	-	-	-	0,33

#### 4.4.5 - Norma ABNT NBR 6118 (2003)

A expressão para o cálculo da tensão de aderência, conforme a norma brasileira NBR 6118 (2003), é a seguinte:

$$\tau_b = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (\text{Eq. 4.52})$$

Onde:

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$\eta_1 = 1,0$  para barras lisas;

$\eta_1 = 1,4$  para barras dentadas;

$\eta_1 = 2,25$  para barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,0$  para situações de boa aderência ;

$\eta_2 = 0,7$  para situações de má aderência;

$\eta_3 = 1,0$  para  $\phi < 32$  mm

$\eta_3 = (132 - \phi)/100$  , para  $\phi > 32$  mm, sendo  $\phi$  =diâmetro da barra.

A NBR 6118 (2003) considera, como zonas em boa situação quanto à aderência, os trechos das barras que estejam em uma das posições seguintes:

- a) com inclinação maior que  $45^\circ$  sobre a horizontal;
- b) horizontais ou com inclinação menor que  $45^\circ$  sobre a horizontal, desde que:
  - para elementos estruturais com  $h < 60$  cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;
  - para elementos estruturais com  $h > 60$  cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.

Nos demais casos, e em elementos estruturais nos quais são usadas formas deslizantes, as barras devem ser considerados em má situação quanto à aderência.

Pela NBR 6118 (2003), a tensão de aderência depende da resistência à tração do concreto, da rugosidade superficial da barra, da posição relativa da barra durante a concretagem e do diâmetro da barra.

## 4.5 - Modelos baseados na mecânica da fratura

### 4.5.1-NOGHABAI

NOGHABAI (1995) apresenta um modelo para avaliar a tensão de aderência máxima, no caso da ruptura por fendilhamento, baseado na mecânica da fratura. Adotando a analogia de TEPFERS, o problema pode ser dividido em duas partes, com mostrado na Figura 4.9 :

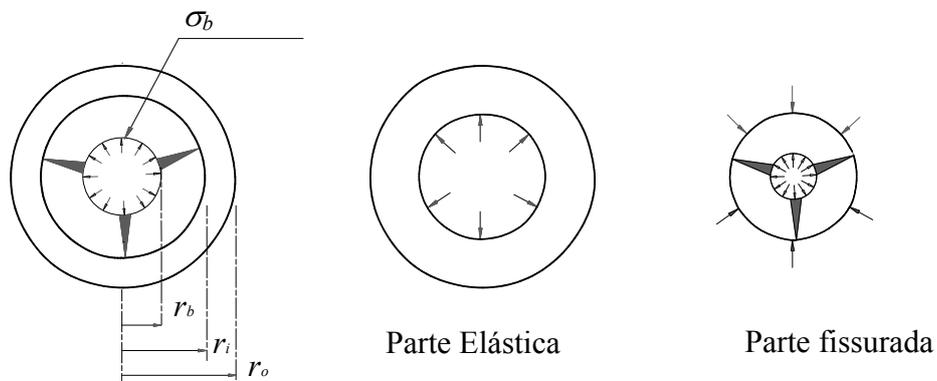


Figura 4.9- Cilindro de concreto parcialmente fissurado

Onde  $r_b$  é o raio da barra,  $r_i$  é o raio da parte fissurada e  $r_o$  é o raio total do cilindro de concreto.

A tensão tangencial  $\sigma_t$  é considerada variável apenas na direção radial, ou seja, é igual para um dado  $r$ . A condição de equilíbrio para a parte fissurada fornece :

$$\sigma_b \cdot r_b = \sigma_i \cdot r_i + \int_{r_b}^{r_i} \sigma_t dt \tag{Eq. 4.53}$$

A pressão  $\sigma_i$  pode ser dada pela Equação 4.51 :

$$\sigma_i = f_{ct} \cdot \frac{r_o^2 - r_i^2}{r_o^2 + r_i^2} \tag{Eq. 4.54}$$

Onde  $f_{ct}$  = tensão de tração do concreto.

Desprezando o coeficiente de Poisson, pode-se considerar que o alongamento na direção tangencial, no limite entre a parte elástica e a parte fissurada ( $r = r_i$ ), pode ser tomada como  $2.\pi.r_i.\varepsilon_{ct}$ , onde  $\varepsilon_{ct}$  é a deformação última de tração. Reinhardt (REINHARDT apud NOGHABAI, 1995) assume que :

$$2\pi r_i \varepsilon_{ct} = nw + 2\pi r \varepsilon_t \quad (\text{Eq. 4.55})$$

Onde

$\varepsilon_{ct}$  é a deformação última de tração do concreto;

$n$  é o numero de fissuras;

$w$  é a abertura de fissuras.

Escolhendo uma Equação simples para a relação constitutiva  $\sigma_t(w)$ , como a dada pela Equação 4.56, por exemplo, e empregando a Equação 4.55, é possível determinar a distribuição de tensões em função de  $r$ , como descrito pela Equação 4.57 :

$$\sigma_t = f_{ct} \left( 1 - \frac{w}{w_c} \right) \quad (\text{Eq. 4.56})$$

$$\frac{\sigma_t}{f_{ct}} = \frac{\pi r_i - n l_{ch}}{\pi r - n l_{ch}} \quad (\text{Eq. 4.57})$$

Onde  $l_{ch}$  é o comprimento característico, dado por parâmetros da mecânica da fratura :

$$l_{ch} = E_c G_f / f_{ct}^2 \quad (\text{Eq. 4.58})$$

Por sua vez,  $G_f$  é a energia de fratura, a qual é definida como sendo a área sob a curva mostrada na Figura 4.10 (OHLSSON, 1995).

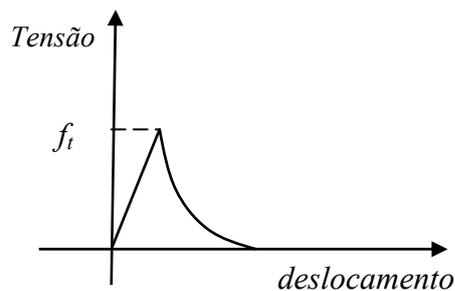


Figura 4.10 Definição da energia de fratura( $G_f$ )

Empregando a Equação 4.55 no integrando da Equação 4.53, obtém-se :

$$\frac{\sigma_b}{f_{ct}} = \frac{1}{\pi r_b} \left( (\pi r_i) \frac{r_o^2 - r_i^2}{r_o^2 + r_i^2} + (\pi r_i - n l_{ch}) \ln \left( \frac{\pi r_i - n l_{ch}}{\pi r_b - n l_{ch}} \right) \right) \quad (\text{Eq. 4.59})$$

O valor máximo da Equação 4.59 com relação a  $r$ , fornece a tensão máxima de fendilhamento do cilindro de concreto.

## CAPITULO V – PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 5.1 Introdução

Neste capítulo é feita uma descrição dos modelos utilizados neste estudo, sendo incluídos a metodologia, a instrumentação e as características mecânicas dos materiais empregados na confecção dos corpos-de-prova (amostras) para os ensaios experimentais. Optou-se pelo ensaio de arrancamento devido ao menor custo de execução e facilidade da moldagem dos corpos-de-prova.

### 5.2-Materiais utilizados

#### 5.2.1 Concreto

Os testes experimentais deste trabalho foram realizados utilizando-se concreto com três resistências à compressão: 64 MPa, 80 MPa e 110 MPa. A definição das dosagens foi feita de forma experimental. A Tabela 5.1 mostra as composições com as quais se obteve as resistências utilizadas nos ensaios. Os estudos de aderência foram feitos utilizando-se corpos-de-prova confeccionados com adição de fibras de aço nos percentuais 0%, 0,5%, 0,75 % e 1%, para cada uma destas resistências.

Em todas as dosagens, as quantidades, por m<sup>3</sup>, de cimento e sílica ativa foram mantidas constantes, para que desta forma não fosse introduzida mais uma variável no estudo, pois conforme mostrado no capítulo III, a quantidade de sílica ativa na mistura interfere na aderência. Para que fosse possível atingir as resistências desejadas sem alterar a quantidade de cimento ou sílica ativa, variou-se a relação água/aglomerantes e o percentual de aditivo utilizado. As quantidades de aditivo foram relativamente altas para compensar possíveis perdas de trabalhabilidade provocadas pela fibra de aço. Trabalhabilidades semelhantes foram obtidas variando-se os percentuais de aditivo.

Tabela 5.1 Composição do concreto utilizado

Componentes/m <sup>3</sup>	Resistência obtida (f <sub>c</sub> ) (MPa)		
	64	80	110
Cimento (kg)	662,0	662,0	662,0
Sílica ativa (kg)	52,78	52,78	52,78
Areia (kg)	819,51	819,51	819,51
Brita 19 mm (kg)	1058,54	1058,54	1058,54
superplastificante (kg)	9,95	11,25	12,57
Água (kg)	194,77	174,4	150,10
a/(c + s.a) *	0,27	0,24	0,21

A granulometria dos agregados finos (areia) e dos agregados graúdos (brita) utilizados podem ser vistas na Figura 5.1.

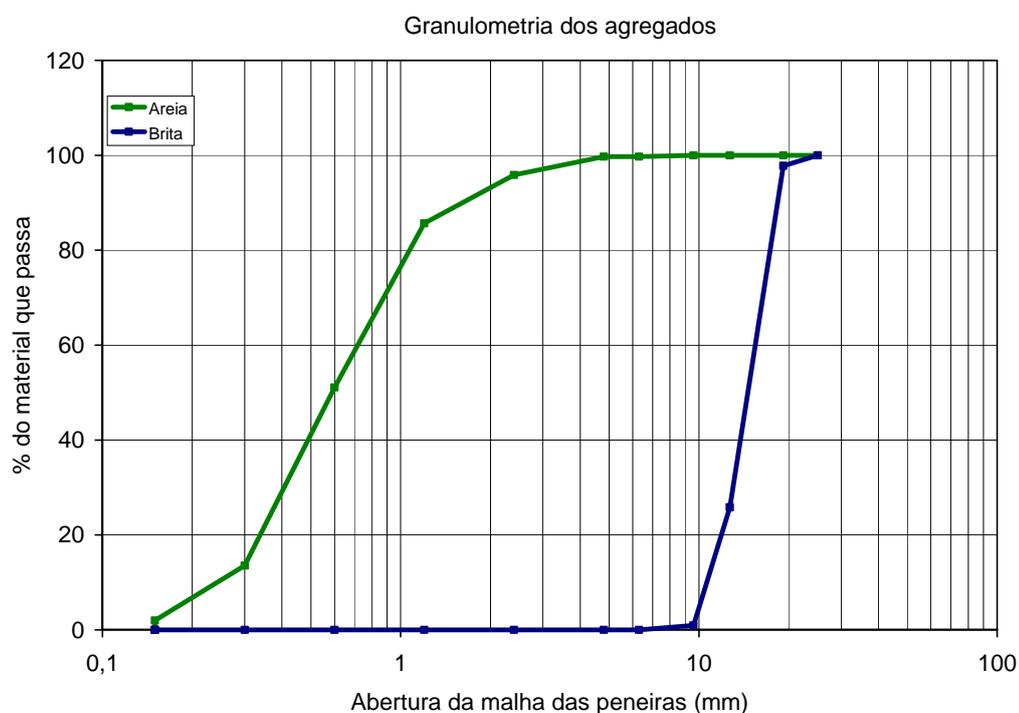


Figura 5.1 –Granulometria da areia e brita utilizadas

O cimento utilizado foi o CP II Z 32, produzido pela ZEBU e a sílica ativa comercializada pela SILMIX. O aditivo utilizado foi o Viscocrete 20 HE, produto de última geração à base de policarboxilatos, que foi escolhido por ter apresentado melhores resultados com relação aos outros, permitindo altas dosagens sem conseqüentes efeitos indesejados, como a incorporação de bolhas de ar na mistura ou pega retardada.

A resistência à compressão foi avaliada por meio de corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm. Para cada dosagem foram moldados seis corpos-de-prova sem fibra e seis com

fibra. Deste total, dois com fibra e dois sem fibra foram ensaiados aos sete dias e o restante na data de realização do ensaio de arrancamento. A Tabela 5.2 mostra os resultados dos corpos-de-prova ensaiados à compressão em data coincidente à realização dos ensaios de arrancamento. A primeira coluna mostra a resistência esperada para a dosagem e a segunda e terceira colunas, a resistência à compressão obtida para os corpos-de-prova sem fibra e com fibra, respectivamente.

Tabela 5.2 Resistência à compressão dos concretos utilizados

Dosagem	Resistência (MPa)	
	S/fibra	C/fibra
60	64,5	67,6
80	80,5	85,7
100	110,1	115,7

### 5.2.2-Fibras de aço

As fibras de aço utilizadas foram DRAMIX RC 80/60 BP com alto teor de carbono, o que confere alta tensão de tração (LAMBRECHTS, 2003) conforme pode ser visto na Tabela 5.3. Esta fibra ainda não é produzida no Brasil e foi obtida diretamente da Bélgica, onde é fabricada. A opção por este tipo deve-se à faixa de resistência do concreto utilizado (>100MPa), pois para resistências mais elevadas da matriz de cimento acontece a ruptura da fibra antes que esta contribua efetivamente na “costura” das fissuras. O aspecto de forma, definido pela relação L/d onde L é o comprimento e d é o diâmetro, é igual a 85. A fibra, que possui ancoragens nas extremidades é comercializada colada em pentes que dissolvem quando em contato com a água para facilitar a homogeneização na mistura de concreto.

Tabela 5.3 – Características da fibra

Característica	Valor
Comprimento (mm)	60
Diâmetro (mm)	0,71
L/d	85
Tensão de tração (MPa)	2300

A Figura 5.2 mostra alguns pentes de fibra antes da adição à mistura de concreto. Como a relação água/aglomerantes no concreto utilizado foi baixa, e a quantidade de fibras foi relativamente alta, a adição das fibras foi feita de forma cuidadosa a fim de evitar a formação dos denominados ouriços (balling). Nas aplicações usuais como pisos industriais, por exemplo, a quantidade de fibra geralmente é baixa e recomenda-se que a fibra seja adicionada à mistura ainda seca, como se fosse um agregado. No caso do presente estudo isto foi inviável devido à baixa quantidade de água na mistura, e a fibra foi adicionada já com água. O procedimento adotado garantiu uma boa homogeneidade mesmo para as dosagens com 1% de fibra.



Figura 5.2 Fibras de aço coladas em pentes

### 5.2.3 Aço

O aço utilizado foi o CA 50, com tensão de escoamento de 635,6 MPa e tensão de ruptura em torno de 750 MPa, como pode ser visto abaixo no digrama tensão-deformação mostrado na Figura 5.3, o qual apresenta a média das tensões obtidas para amostras com diâmetros de 12,5 mm, 10,0 mm e 8,0 mm. A deformação última de 20% foi a última leitura antes da ruptura da barra. O ensaio para a obtenção das curvas foi realizado em uma prensa universal, e a instrumentação foi constituída por um extensômetro mecânico fixado à região central das barras. A Tabela 5.4 mostra as propriedades mecânicas do aço utilizado.

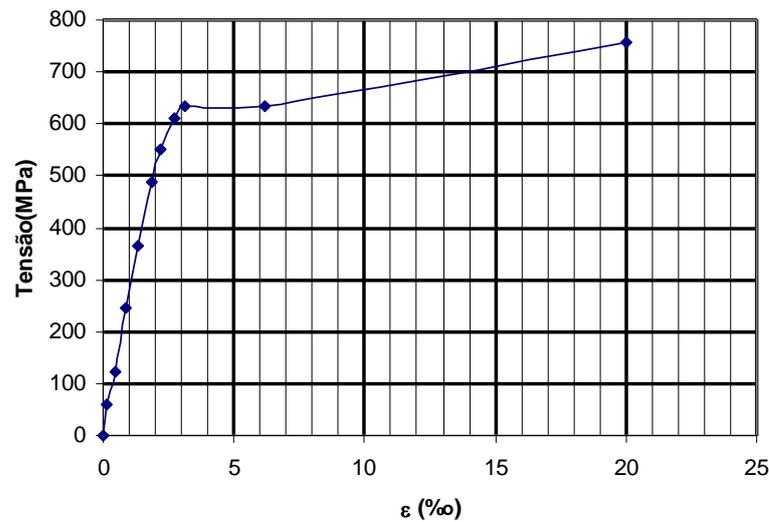


Figura 5.3-Gráfico tensão-deformação do aço utilizado

O módulo de elasticidade do aço, obtido diretamente do gráfico, foi igual a 205 MPa, como pode ser visto na Tabela 5.4, onde  $\epsilon_y$  e  $\epsilon_u$  são a deformação específica relativa ao escoamento e última, respectivamente.

Tabela 5.4 Características mecânicas do aço utilizado nas barras

Característica	Valor
Tensão de escoamento (MPa)	635,6
$\epsilon_y$ (‰)	3,1
Tensão última (MPa)	757,8
$\epsilon_u$ (‰)	20
Módulo de elasticidade (GPa)	205

A Tabela 5.5 mostra as características geométricas das barras utilizadas nos ensaios. A altura e distância entre nervuras foram medidas diretamente nas barras com a ajuda de um paquímetro.

Tabela 5.5-Características geométricas das barras utilizadas

Diâmetro (mm)	Altura da nervura (mm)	Distância entre nervuras (mm)
8.0	0.6	6,0
10.0	1.0	6,3
12.5	1.02	8,5
16	1,25	11.2

### 5.3-Confeção dos corpos-de-prova

Os corpos-de-prova foram agrupados em duas séries denominadas SÉRIE I e SÉRIE II. Os dados correspondentes a cada série são apresentados nas Tabelas 5.6 e 5.7.

Na SÉRIE I não foi empregada a fibra de aço, e na SÉRIE II a quantidade de fibra foi variável.

Nas duas series foram utilizadas as resistências à compressão de 64 MPa, 80 MPa e 110 Mpa. Na SÉRIE I foram usadas barras de aço com diâmetros de 6,3 mm, 8,0 mm, 12,5 mm e 16 mm. Na SÉRIE II só foram utilizados os três últimos diâmetros, pois, constatou-se durante os ensaios dificuldades no posicionamento das barras de 6,3 mm no corpo-de-prova, o que estava afetando os resultados obtidos para as tensões de aderência e para as curvas tensão de aderência x deslizamento.

Tabela 5.6 Características dos modelos da Série I (sem fibra)

Série	f <sub>c</sub> (MPa)	φ	Quantidade
I	64	8	4
		10	4
		12,5	4
		16	4
	80	8	4
		10	4
		12,5	4
		16	4
	110	8	4
		10	4
		12,5	4
		16	4

Juntas as duas séries totalizaram 168 ensaios, sendo 60 da primeira e 108 da segunda série. Em cada concretagem para moldagem dos corpos-de-prova, mantiveram-se constantes a resistência do concreto e o percentual de fibra, variando apenas os diâmetros.

Os ensaios de arrancamento foram realizados com corpos-de-prova de 200 mm de aresta e os procedimentos para os ensaios da SÉRIE I seguiram a recomendação RILEM RC 6 (RILEM/CEB/FIP, 1978).

Durante a condução dos ensaios da primeira série (concreto simples), observou-se que em vários modelos ocorria o escoamento e ruptura da barra. Levando isto em consideração, optou-se por reduzir o comprimento de 5φ para 3φ. Na pesquisa realizada por TUE (1997) são

ensaiados corpos-de-prova de arrancamento e é relatado o mesmo fato. As barras escoam e rompem antes da ruptura do concreto ou do arrancamento da barra. Após esta constatação o autor passa a utilizar corpos-de-prova cujo comprimento do trecho aderido é de  $2\phi$ .

Desta forma, para os corpos-de-prova da série II, o trecho da barra com aderência ao concreto foi de  $3\phi$ , como pode ser visto na Tabela 5.7. A quantidade de corpos-de-prova para cada conjunto de variáveis também foi reduzida de quatro, empregada na série I, para três.

Tabela 5.7 Características dos modelos da Série II (com fibra)

Série	$f_c$ (MPa)	$\phi$	$V_f$ (%)	Quantidade
II	64	8	0,5	3
		10	0,5	3
		12,5	0,5	3
		16	0,5	3
	64	8	0,75	3
		10	0,75	3
		12,5	0,75	3
		16	0,75	3
	64	8	1	3
		10	1	3
		12,5	1	3
		16	1	3
	80	8	0,5	3
		10	0,5	3
		12,5	0,5	3
		16	0,5	3
	80	8	0,75	3
		10	0,75	3
		12,5	0,75	3
		16	0,75	3
	80	8	1	3
		10	1	3
		12,5	1	3
		16	1	3
110	8	0,5	3	
	10	0,5	3	
	12,5	0,5	3	
	16	0,5	3	
110	8	0,75	3	
	10	0,75	3	
	12,5	0,75	3	
	16	0,75	3	
110	8	1	3	
	10	1	3	
	12,5	1	3	
	16	1	3	

A fôrma utilizada foi confeccionada com madeirite de 10 mm de espessura. A Figura 5.4 mostra detalhes da forma a qual era reutilizada para confecção de pelo menos 4 corpos-de-prova. Entre cada concretagem, elas eram inspecionadas, com o objetivo de assegurar a

estanqueidade e as características dimensionais. Para garantir que o trecho da barra sem aderência não tivesse contato algum com o concreto, empregou-se um tubo plástico de PVC, com diâmetro superior ao da barra ao qual este envolvia. Além disso, como medida preventiva envolveu-se o trecho livre da barra com fita adesiva, para que, se por acaso, o concreto fresco penetrasse no tubo, ainda assim, não teria ligação direta com a barra.

Durante a concretagem, as barras eram posicionadas dentro das formas, como mostrado na Figura 5.5, tomando-se o cuidado para que ficassem perfeitamente alinhadas sem nenhuma excentricidade em relação ao corpo-de-prova.



Figura 5.4 Detalhes da forma utilizada



Figura 5.5 Posicionamento da barra na forma

Após a barra estar devidamente posicionada e travada no interior da forma, aplicava-se um produto à base de Xilol com a finalidade de retirar impurezas e produtos da corrosão, pois como citado no capítulo III, há influência da corrosão na tensão de aderência. Em seguida, procedia-se a vedação da forma com fita adesiva.

Os corpos-de-prova para ensaio de arrancamento e os cilíndricos para determinação das resistências à compressão e tração permaneciam, após a concretagem, por três dias na forma. Em seguida eram desmoldados e curados imersos em água durante sete dias. Após isto eram estocados ao ar livre, nas condições ambientais do Laboratório da UFPE até a data do ensaio, cerca de noventa dias em média, após a concretagem. Caso os corpos-de-prova fossem ensaiados em um prazo muito curto em relação à data da concretagem, o concreto poderia estar ainda em fase de aumento da resistência à compressão. Desta forma, não seria possível isolar a resistência à compressão como variável. Assim, achou-se prudente adotar noventa dias como tempo para o ensaio.

#### 5.4 Ensaios

Os ensaios foram realizados empregando-se macaco hidráulico de haste vazada, com capacidade de 200 kN mostrado na Figura 5.6. Os deslocamentos foram acompanhados através de um transdutor de deslocamento do tipo LVDT, mostrado na Figura 5.7, com curso de 10 mm, comercializado pela HBM.



Figura 5.6- Macaco de haste vazada



Figura 5.7 – Transdutor de deslocamento

Para leitura da carga aplicada empregou-se célula de carga com capacidade de 200 kN, confeccionada com strain gages, trabalhando em ponte completa. Para fazer a célula de carga foram empregados quatro *strain gages* de 120 Ohms de resistência, colados a um tubo de aço com 50 mm de diâmetro externo, paredes de 5,5 mm e altura igual a 110 mm. Inicialmente as partes da superfície do tubo que iriam receber os strain gages foram preparadas, em seguida aplicada cola PS-5, fornecida pela Panambra para fixação de strain gages. Após isto, a célula foi submetida a uma temperatura de 80 °C por uma hora, 150 °C por duas horas e 100 °C por uma hora. Simultaneamente a estas temperaturas foi aplicada pressão igual 0,2 MPa nas regiões da célula onde estavam os *strain gages*. Ao final deste processo, a célula foi calibrada em uma prensa e obteve-se a curva de calibração mostrada na Figura 5.8.

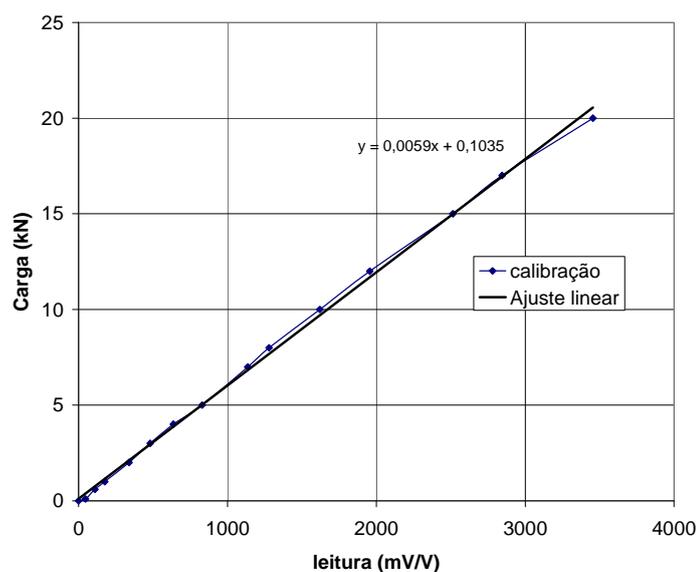


Figura 5.8 Curva de calibração da célula de carga

A aquisição de dados foi feita com o sistema Spider, através do software Catman, configurado para realizar cinco leituras a cada segundo e para armazenar todos os dados ao final do ensaio em um arquivo da planilha eletrônica “Excel”. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da UFPE em Recife, Pernambuco e seguiram o esquema mostrado na Figura 5.9. A Figura 5.10 mostra a montagem do equipamento para um ensaio.

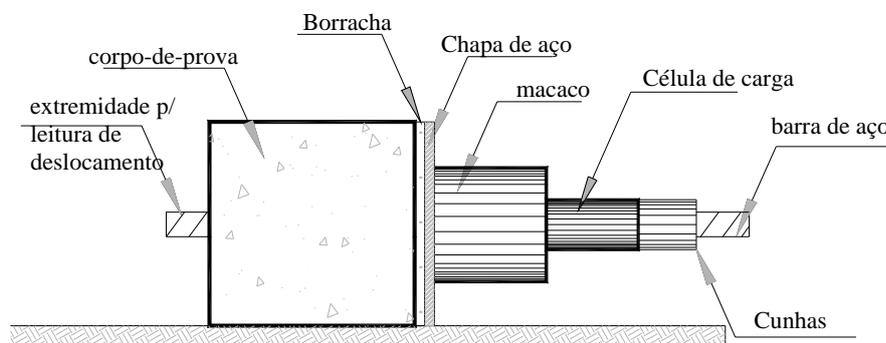


Figura 5.9 Esquema de ensaio de arrancamento



Figura 5.10 Montagem para a realização de um ensaio de arrancamento.

Antes de cada ensaio, a célula de carga, o transdutor de deslocamento e o macaco foram aferidos e seu funcionamento devidamente verificado. A velocidade do ensaio foi de acordo com a estabelecida pelo RILEM RC6, e mantida constante durante o ensaio.

Para a leitura dos deslocamentos foi criado um suporte leve, em alumínio, fixado à parte posterior do corpo-de-prova para dar apoio ao transdutor de deslocamento. Este suporte pode ser observado na Figura 5.11. Para fixação do suporte empregou-se cola Super Bond, tomando-se o cuidado de não impedir as deformações transversais do corpo-de-prova, o que iria interferir no ensaio.



Figura 5.11 Suporte para a leitura dos deslocamentos

O sistema de ancoragem foi feito através da adaptação da ancoragem utilizada em concreto protendido para cordoalhas engraxadas. Para cada diâmetro foi projetado um par de cunhas. A Figura 5.12 abaixo mostra as cunhas e os porta-cunhas.



Figura 5.12 Sistema de cunhas utilizadas para os diâmetros de 8 mm, 10 mm 12,5 mm e 16 mm

## CAPITULO VI – ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

### 6.1 Introdução

Neste capítulo são mostrados os resultados dos ensaios de arrancamento. A influência de variáveis como: diâmetro da barra, resistência à compressão do concreto e percentual de fibras são investigadas. Os dados obtidos apresentam uma certa variabilidade inerente ao ensaio como relatado por ELIGEHAUSEN et al (1982) e COX (1994). Além disto, os resultados mostraram-se muito influenciáveis pelas condições de ensaio, como por exemplo, alinhamento da barra em relação ao eixo do corpo-de-prova.

### 6.2 Efeito das variáveis nos resultados dos ensaios

Nos itens subseqüentes relata-se a influência dos parâmetros estudados na tensão de aderência. Todos os corpos-de-prova romperam por arrancamento da barra. Nos gráficos apresentados a seguir, a tensão de aderência é a média aritmética das tensões obtidas nos ensaios. Para cada conjunto de variáveis foram ensaiados quatro corpos-de-prova na SÉRIE I e três na SÉRIE II, desta forma as curvas mostradas na Figura 6.1, por exemplo, a tensão relativa a um determinado deslocamento é a média das quatro leituras obtidas nos ensaios.

Para o cálculo da média foi desenvolvida uma rotina em Fortran. Essa rotina fixa um deslocamento de uma das curvas e procura valores iguais nas demais. Caso encontre em todas as outras curvas, a tensão associada àquele deslocamento será a média aritmética das quatro (ou três) leituras. Caso não encontre valor igual, a rotina interpola linearmente a tensão entre o valor imediatamente inferior e o superior mais próximo, para cada uma das curvas e calcula a média. A Figura 6.0 mostra com detalhes o esquema para cálculo da média das tensões. No caso mostrado, a tensão relativa ao deslocamento  $\delta_A$  será:

$$\sigma_{\text{média}} = (\sigma_1 + \sigma_B' + \sigma_C')/3,$$

Onde:

- $\sigma_B'$  é a tensão obtida por interpolação linear na curva B, entre os valores  $\sigma_{1B}$  e  $\sigma_{2B}$
- $\sigma_C'$  é a tensão obtida por interpolação linear na curva C, entre os valores  $\sigma_{1C}$  e  $\sigma_{2C}$

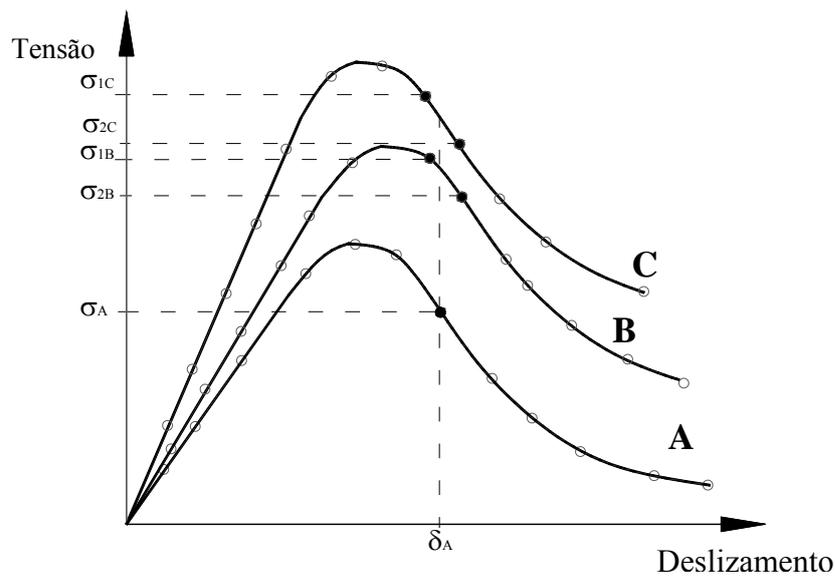


Figura 6.0 Esquema da obtenção das curvas com tensões médias

### 6.2.1 Efeito do confinamento do concreto

Conforme dito anteriormente, todos os corpos-de-prova ensaiados romperam por arrancamento, o que é típico do corpo-de-prova com concreto confinado. A relação  $c/\phi$ , onde  $c$  é o cobrimento do concreto e  $\phi$  é o diâmetro da barra foi maior que 5, o que, segundo alguns autores, (ELIGEHAUSEN et al, 1982) gera um certo confinamento no trecho da barra aderido ao concreto. Esse comportamento repetiu-se mesmo para os corpos-de-prova com 110 MPa, com ou sem fibra de aço.

### 6.2.2 Efeito do diâmetro da barra

No caso dos corpos-de-prova sem fibra, a influência do diâmetro da barra não se mostrou significativo tanto na tensão de aderência máxima como no gráfico tensão de aderência x deslizamento, como pode ser visto nas Figuras 6.1 e 6.2. Nestas Figuras e na Tabela 6.1 pode ser visto que há uma variação na tensão máxima, a qual é maior para menores

diâmetros. Aqui a tensão máxima se refere ao maior valor de tensão obtido no ensaio. No caso dos corpos-de-prova com resistência igual a 64 MPa, por exemplo, a tensão máxima de aderência para as barras de 6,3 mm foi de 40 MPa, muito próximo do valor obtido para as barras de 12,5 mm e 17% maior que a menor tensão (34 MPa para as barras de 16 mm). Comportamento semelhante foi observado por outros autores, como por exemplo, ELIGEHAUSEN et al (1982) e ALAVI-FARD (1999). Entretanto, no caso dos corpos-de-prova com resistência igual a 80 MPa isto não foi observado, como mostra a figura 6.2, muito embora os corpos-de-prova com barras de 8,0 mm e 16 mm apresentem valores próximos de tensão máxima, como pode ser observado na tabela 6.1

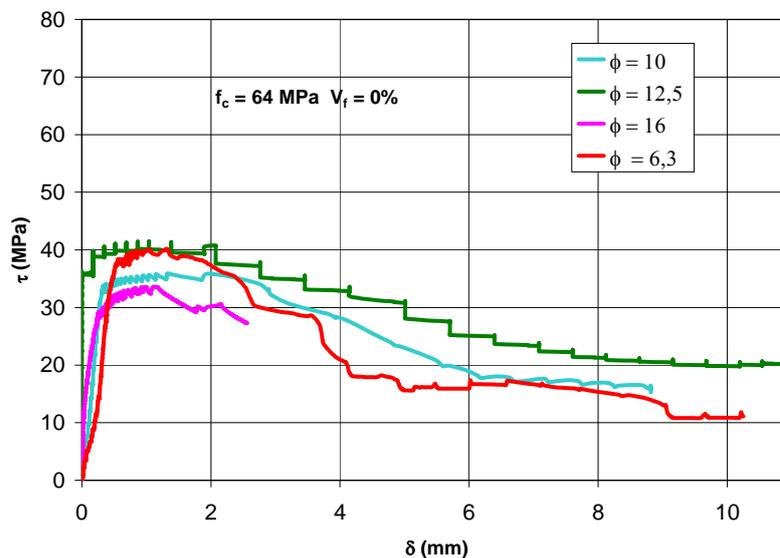


Figura 6.1 Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos com  $f_c = 64$  MPa

Os autores supracitados relatam uma pequena diminuição na tensão máxima para diâmetros maiores. Pode ser visto nos gráficos que, para uma mesma faixa de resistência à compressão, o comportamento da curva permanece o mesmo, demonstrando, portanto, que esta independe do diâmetro da barra.

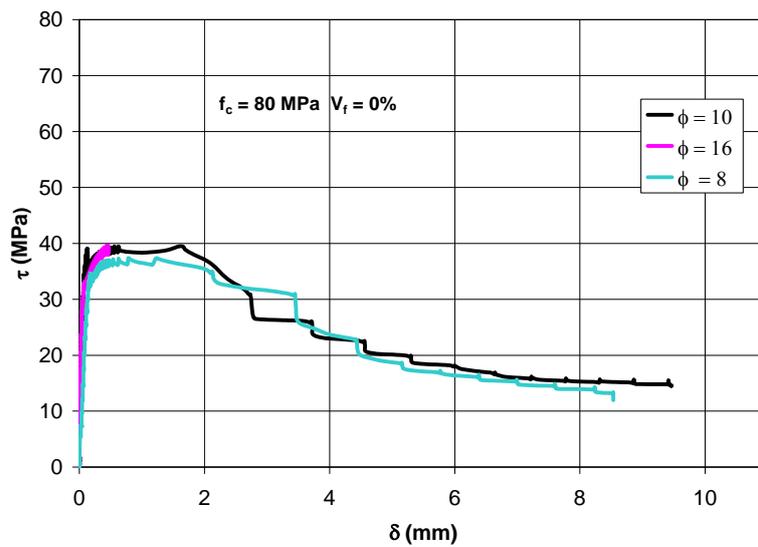


Figura 6.2 Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos com  $f_c = 80$  MPa

As barras de todos os corpos-de-prova de concreto com resistência à compressão de 110 MPa romperam antes da ruptura do corpo-de-prova ou de seu arrancamento. Os dados obtidos referem-se apenas ao trecho ascendente da curva.

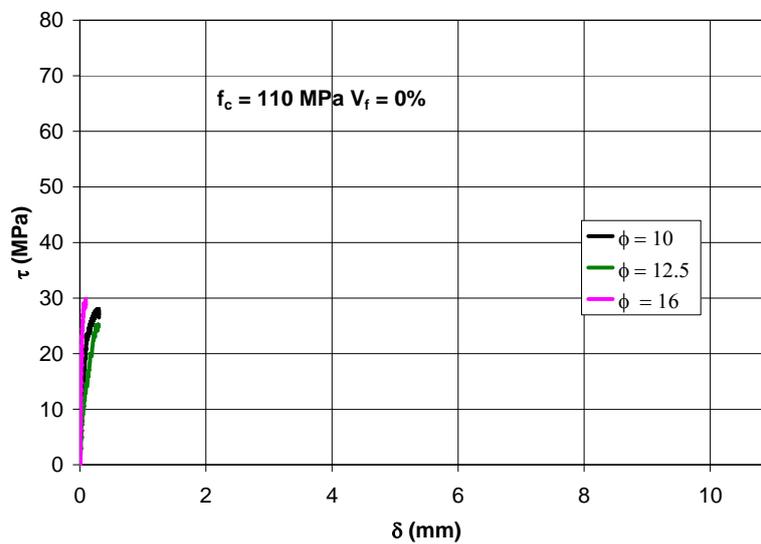
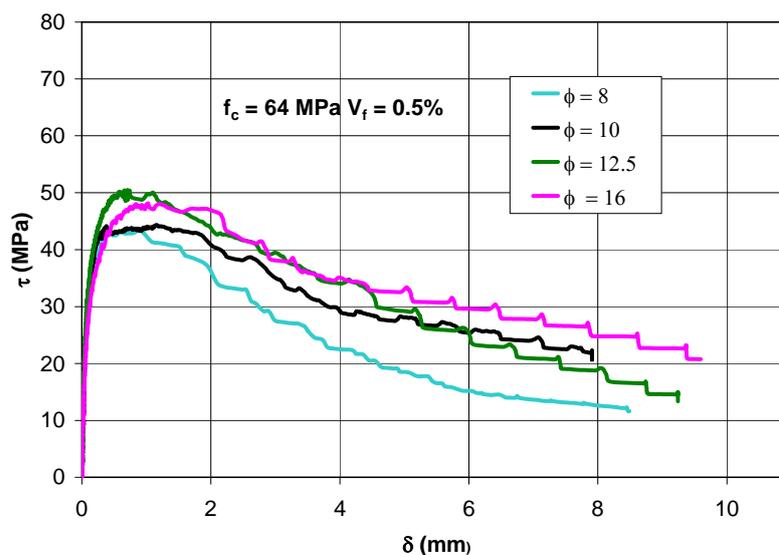


Figura 6.3 Curva tensão de aderência x deslizamento dos modelos com  $f_c = 110$  MPa

Tabela 6.1 Tensões máximas de aderência

$f_c$ (MPa)	$\phi$ (mm)	$\tau_{max}$ (MPa)
64	6,3	40,0
	10,0	35,9
	12,5	41,4
	16,0	34,0
80	8,0	37,4
	10,0	39,4
	12,5	40,0
	16,0	39,6
110	10,0	28,0
	12,5	29,1
	16,0	29,3

Para os corpos-de-prova com fibra de aço a variação do diâmetro influenciou a tensão máxima. Neste caso, a variação também foi inferior a 20%. Entretanto, os modelos com diâmetros maiores apresentaram uma maior ductilidade, como pode ser visto nas Figuras 6.4 a 6.12. Para uma mesma resistência à compressão e mesmo percentual de fibra, a parte do gráfico pós-pico torna-se menos inclinada. Para avaliação da ductilidade foi empregada a relação entre a tensão final ( $\tau_f$ ), definida como a tensão para um deslocamento de 8 mm, e a tensão máxima ( $\tau_{max}$ ). A Tabela 6.2 traz valores dessa relação, além dos valores das tensões máximas e tensão final dos modelos com resistência à compressão de 64 MPa e percentuais de fibra iguais a 0,5 %, 0,75 % e 1%.

Figura 6.4 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 64$  MPa e  $V_f = 0,5\%$

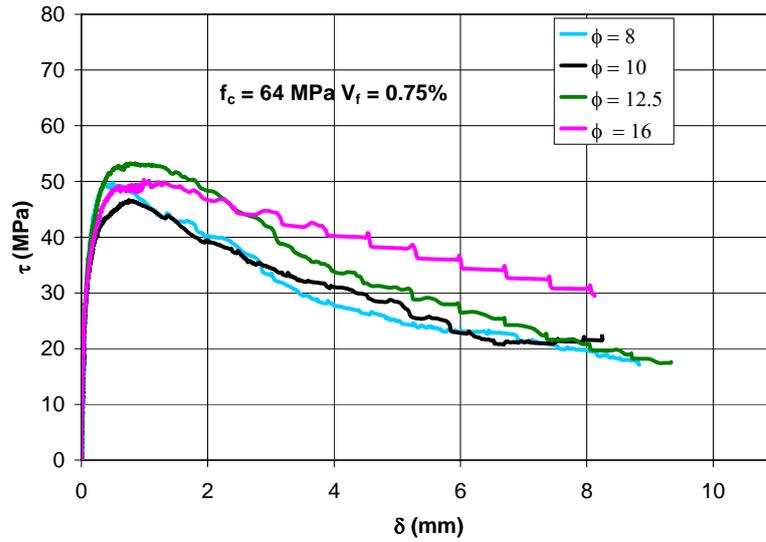


Figura 6.5 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 64$  MPa e  $V_f = 0,75\%$

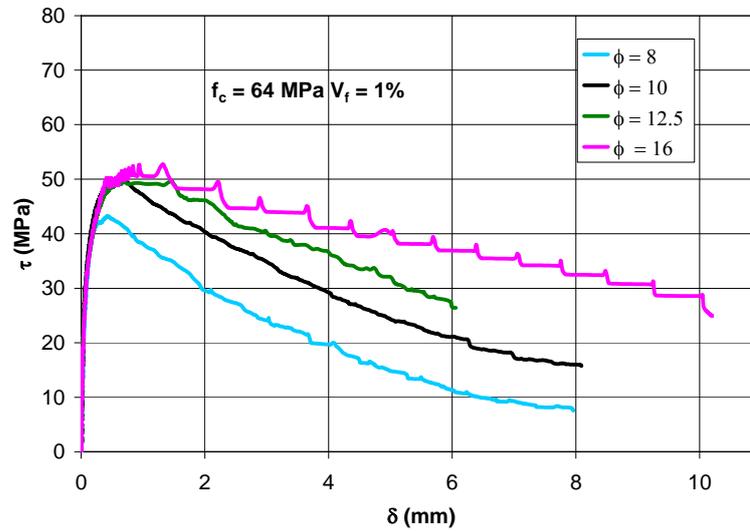


Figura 6.6 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 64$  MPa e  $V_f = 1\%$

Tabela 6.2 – Resultados experimentais dos modelos com  $f_c = 64$  MPa e fibra de aço

$f_c$ (MPa)	$V_f$ (%)	$\phi$ (mm)	$\tau_{max}$ (MPa)	$\tau_f$ (MPa)	$\tau_f/\tau_{max}$
64	0,5	8,0	43,6	12,58	0,28
		10,0	44,3	21,49	0,48
		12,5	50,4	19,18	0,38
		16,0	48,1	24,78	0,51
	0,75	8,0	49,7	19,44	0,39
		10,0	46,6	21,56	0,46
		12,5	53,2	20,70	0,39
		16,0	50,2	29,92	0,60
	1	8,0	43,2	8,0	0,19
		10,0	49,9	8,1	0,18
		12,5	49,6	20,0	0,40
		16,0	52,7	32,0	0,61

Como pode se visto nas Figuras 6.4, 6.5 e 6.6, para um mesmo percentual de fibra e uma mesma resistência à compressão, há um aumento na tensão final  $\tau_f$  em relação à tensão máxima. Como pode ser observado na Tabela 6.2, para uma resistência igual a 64 MPa e 0,5% de fibra, o menor diâmetro apresentou o menor índice  $\tau_f/\tau_{max}$  (0,29), enquanto que este mesmo índice para o maior diâmetro foi igual a 0,58. Comportamento semelhante pode ser observado nos resultados dos ensaios dos corpos-de-prova com percentual de 0,75 %. Neste caso os índices foram 0,48 e 0,56 para as barras de 8,0 mm e 16,0 mm, respectivamente. A mesma tendência é mostrada para 1% de fibra.

As Figuras 6.7, 6.8 e 6.9 mostram os resultados dos ensaios dos corpos-de-prova com a resistência à compressão igual a 80 MPa. Analogamente ao observado para os corpos-de-prova com resistência igual a 64 MPa, o índice  $\tau_f/\tau_{max}$  foi maior para diâmetros maiores. Para 0,5% de fibra os modelos com barra de 8 mm de diâmetro apresentaram um índice igual a 0,28 e para as barras de 16 mm foi de 0,63. O mesmo ocorreu para os modelos com 1% de fibra. Os corpos-de-prova com 0,75% de fibra e barras com diâmetro de 8,0 mm apresentaram comportamento fora do padrão repetido pelos demais ensaios, apresentando um índice igual a 0,48, maior que o obtido para os modelos com barras de 10 mm. Ao comparar-se o índice dos modelos com barras de 10 mm com o dos modelos com barras de 16 mm, vê-se que a tendência demonstrada para os demais percentuais se repete.

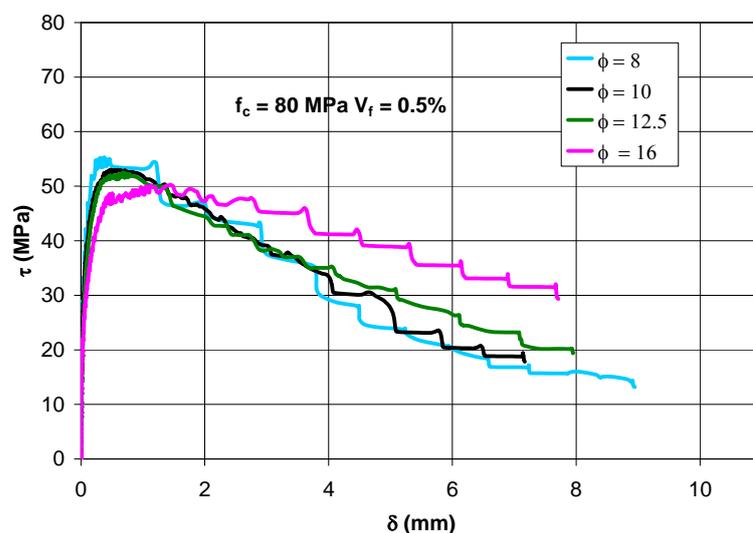


Figura 6.7 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 80$  MPa e  $V_f = 0,5\%$

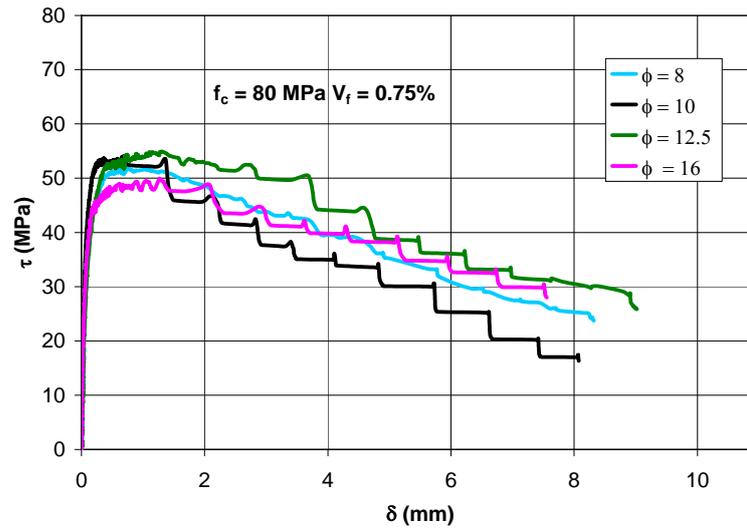


Figura 6.8 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 80$  MPa e  $V_f = 0,75\%$

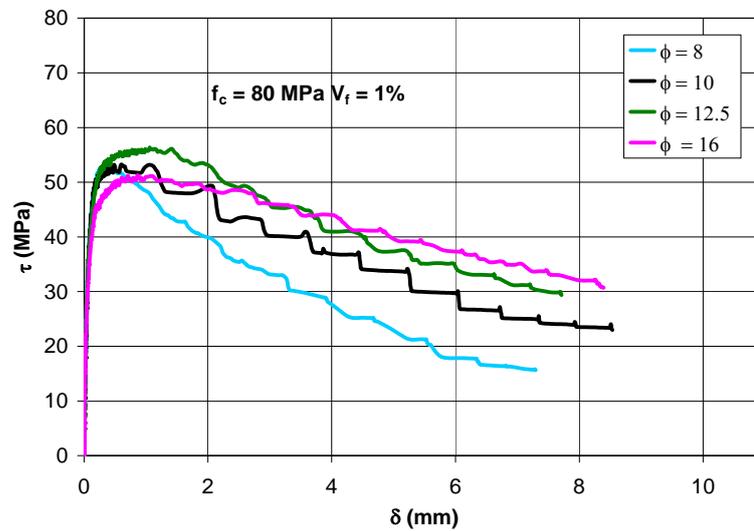


Figura 6.9 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 80$  MPa e  $V_f = 1\%$

Tabela 6.3 – Resultados experimentais dos modelos com  $f_c = 80$  MPa e fibra de aço

$f_c$ (MPa)	$V_f$ (%)	$\phi$ (mm)	$\tau_{max}$ (MPa)	$\tau_f$ (MPa)	$\tau_f/\tau_{max}$
80	0,5	8,0	55,2	16,0	0,29
		10,0	53,0	17,0	0,32
		12,5	52,4	20,0	0,38
		16,0	50,0	29,0	0,58
	0,75	8,0	51,9	25,0	0,48
		10,0	54,1	16,8	0,31
		12,5	54,9	30,4	0,55
		16,0	49,9	28,0	0,56
	1	8,0	53,0	15,0	0,28
		10,0	53,2	23,5	0,44
		12,5	56,3	29,0	0,52
		16,0	51,2	32,0	0,63

As Figuras 6.11, 6.12 e 6.13 mostram os gráficos tensão de aderência x deslizamento dos modelos com resistência à compressão igual a 110 MPa e percentuais de fibra iguais a 0,5% , 0,75 % e 1%, respectivamente. Nestes gráficos, como nos apresentados nas Figuras 6.4 a 6.9, também é possível observar uma maior ductilidade para os modelos com barras de diâmetro maiores. Ou seja, os deslizamentos acontecem de forma mais lenta. Na Tabela 6.4 é possível ver que os índices  $\tau_f/\tau_{max}$  obtidos para os modelos repete os mesmos resultados dos modelos com resistência igual a 80 MPa e 64 MPa.

De acordo com ELIGEHAUSEN et al (1983), as fissuras inclinadas surgem sob tensões de contato entre aço e concreto relativamente baixas, como mostrado na Figura 6.10. Aumentando-se a tensão na barra a partir do ponto A da Figura 6.10, os deslocamentos ocorrerão basicamente devido ao esmagamento do concreto em contato com as nervuras e então fissuras de cisalhamento terão início. Percebe-se que no diagrama há uma rápida diminuição da inclinação do diagrama tensão de aderência x deslizamento devido a esta maior fissuração (ponto B do diagrama da Figura 6.10). Neste estágio o concreto em frente às nervuras será parcialmente ou totalmente cisalhado, dependendo da relação entre o espaçamento e a altura das nervuras. Para relações abaixo de 6, apenas uma parte será cisalhada. REHM relaciona o comprimento das fissuras de cisalhamento à altura das nervuras, tomando valores variáveis de duas a seis vezes a altura destas.

As fibras empregadas foram do tipo longa, ou seja, atuam nas chamadas macro fissuras (ROSSI, 2001), desta forma, o fato da influência das fibras de aço ser mais acentuada para diâmetros maiores pode ter explicação na maior altura das nervuras das barras de maior diâmetro, o que segundo REHM(1958), produzirá fissuras de cisalhamento com comprimentos maiores e, estas fissuras têm início aproximadamente após o máximo de tensão de aderência.

Os resultados obtidos estão de acordo com EZELDIN(1989), que afirma que a presença de fibras é mais significativa para maiores diâmetros, fornecendo ao concreto um efeito semelhante ao confinamento. Conclusões semelhantes foram obtidas por CATTANEO(2000), HARAJLI(1995) e BALAGURU (1996).

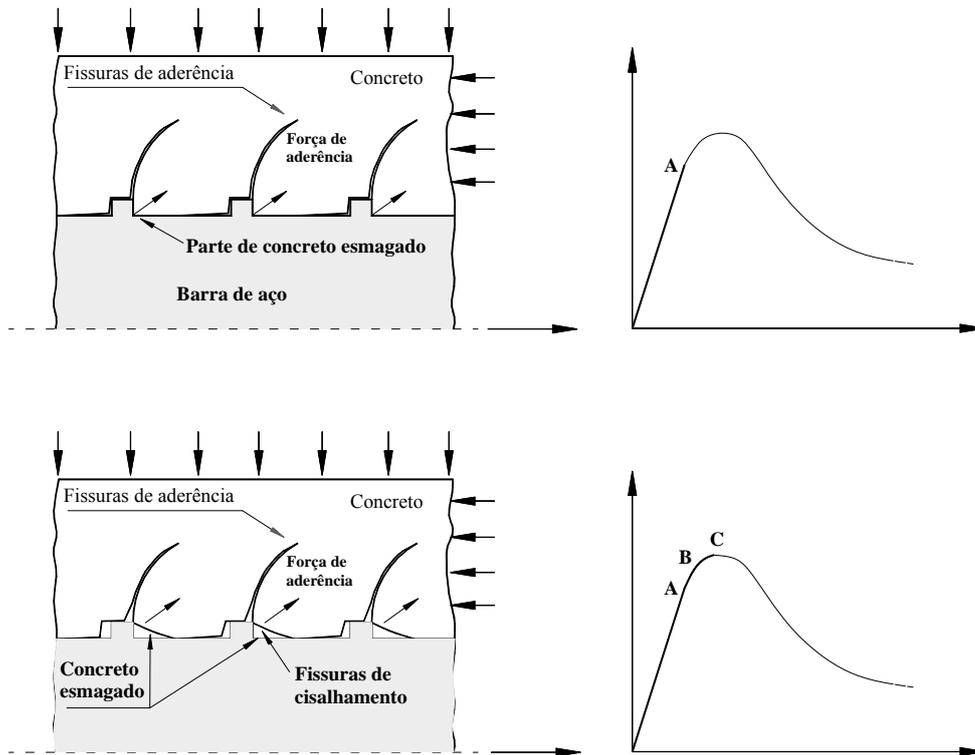


Figura 6.10 – Mecanismos da resistência da aderência (segundo ELIGEHAUSEN, 1983)

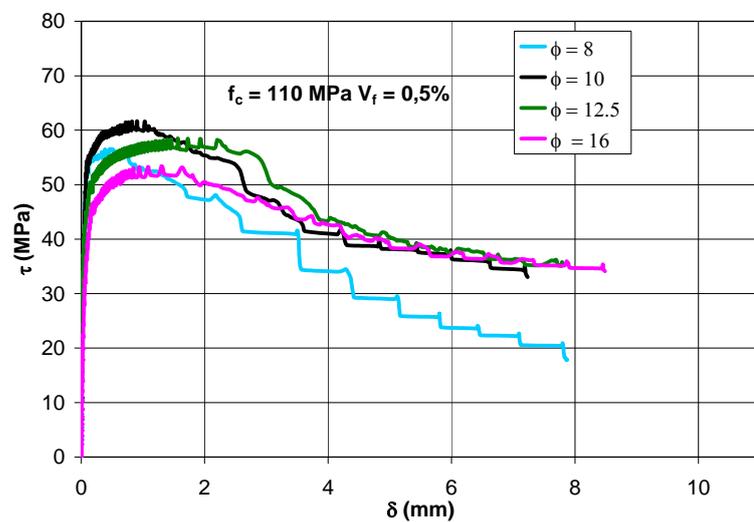


Figura 6.11 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 110 \text{ MPa}$   $V_f = 0,5 \%$

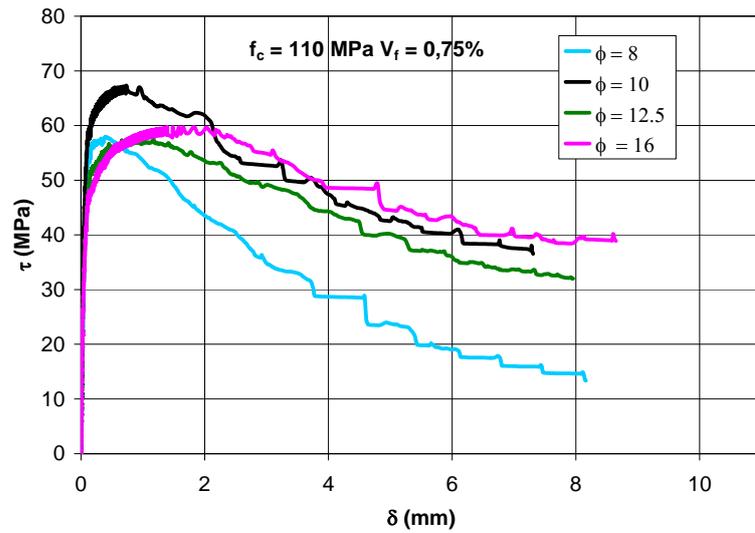


Figura 6.12 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 110$  MPa  $V_f = 0,75\%$

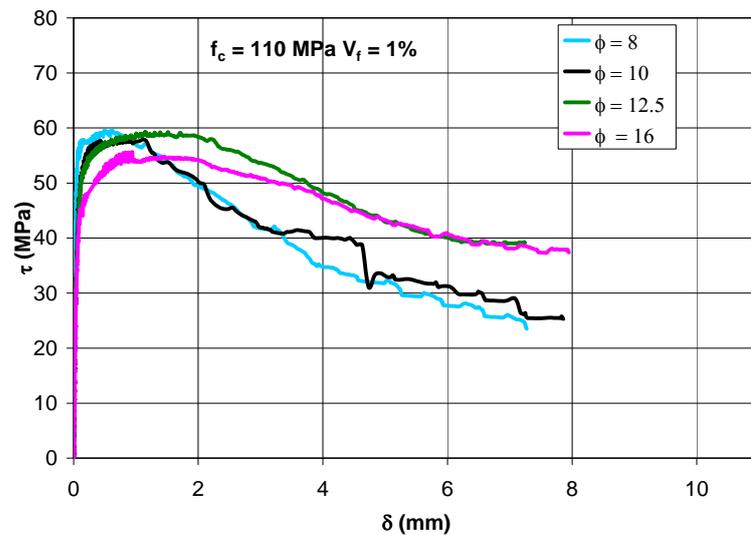


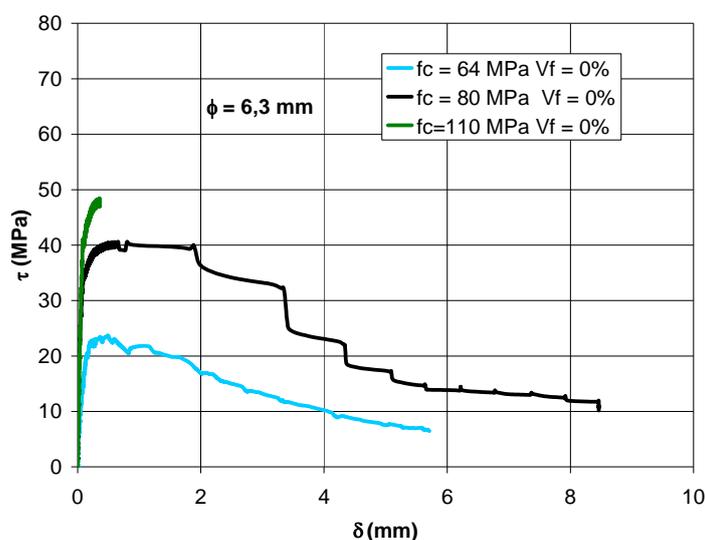
Figura 6.13 Curva tensão de aderência x deslizamento p/ modelos com  $f_c = 110$  MPa  $V_f = 1\%$

Tabela 6.4 – Resultados experimentais dos modelos com  $f_c = 110$  MPa e fibra de aço

$f_c$ (MPa)	$V_f$ (%)	$\phi$ (mm)	$\tau_{max}$ (MPa)	$\tau_f$ (MPa)	$\tau_f/\tau_{max}$
110	0,5	8,0	56,5	19,0	0,34
		10,0	61,7	32,0	0,52
		12,5	58,5	35,0	0,60
		16,0	53,4	34,7	0,66
	0,75	8,0	57,9	14,0	0,24
		10,0	67,3	36,0	0,53
		12,5	57,5	32,0	0,56
		16,0	59,7	39,0	0,65
	1	8,0	59,6	22,0	0,37
		10,0	66,0	29,0	0,44
		12,5	59,2	37,0	0,63
		16,0	55,6	37,0	0,67

### 6.2.3 Efeito da resistência à compressão do concreto

As Figuras 6.14, a 6.16 mostram a influência da resistência à compressão na tensão máxima de aderência, bem como no formato da curva tensão de aderência x deslizamento, dos modelos sem fibra de aço. Pode ser visto que há um acréscimo na tensão máxima de aderência à medida que se aumenta a resistência à compressão. Para o caso dos modelos com resistência à compressão igual a 64 MPa e barras com diâmetro ( $\phi$ ) igual a 6,3 mm, a média das tensões máximas obtidas foi de 23,7 MPa. Esta média foi de 40,6 MPa e 48,4 MPa, para  $f_c = 80$  MPa e 110 MPa, respectivamente.

Figura 6.14 Influência da resistência à compressão na tensão máxima (modelos com  $\phi = 6,3$  mm)

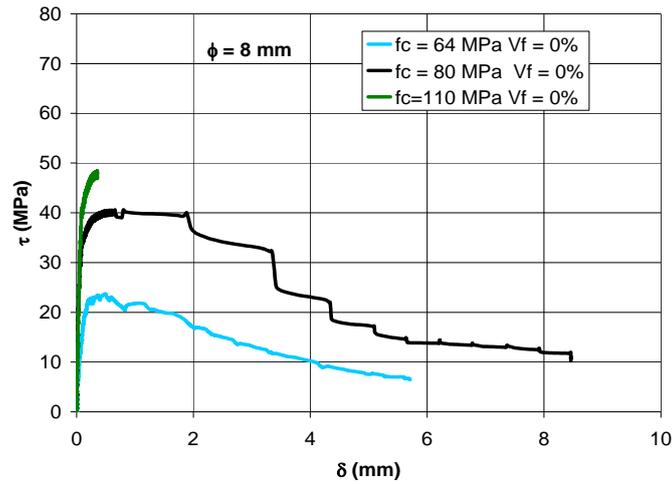


Figura 6.15 Influência da resistência à compressão na tensão máxima (modelos com φ= 8 mm)

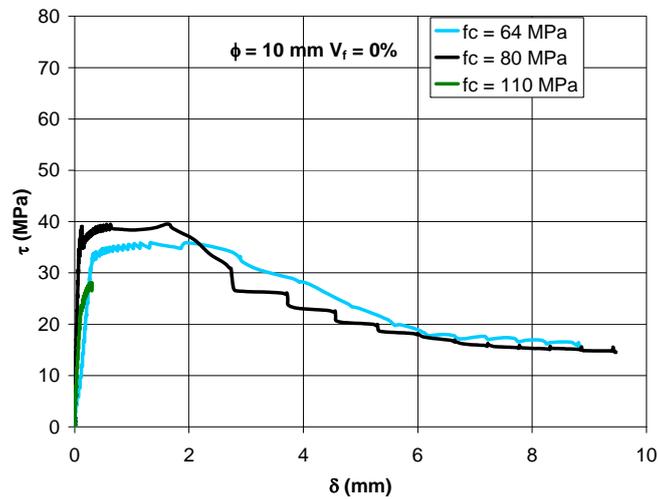


Figura 6.16 Influência da resistência à compressão na tensão máxima (modelos com φ= 10 mm)

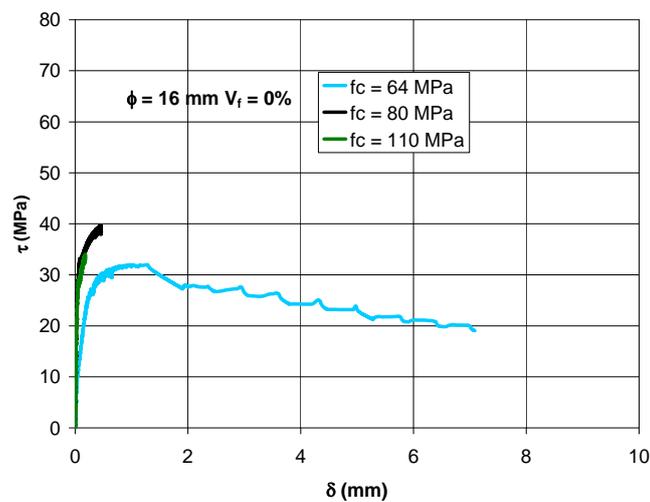


Figura 6.17 Influência da resistência à compressão na tensão máxima (modelos com φ= 16 mm)

Resultados semelhantes foram obtidos nos ensaios dos modelos com fibra de aço. As Figuras 6.18, 6.19 e 6.20 mostram as curvas tensão de aderência x deslizamento para os modelos com barras de 8 mm e percentual de fibra iguais a 0,5%, 0,75% e 1% respectivamente. É possível notar que para um mesmo percentual de fibra a tensão máxima de aderência aumenta com o aumento da resistência à compressão do concreto.

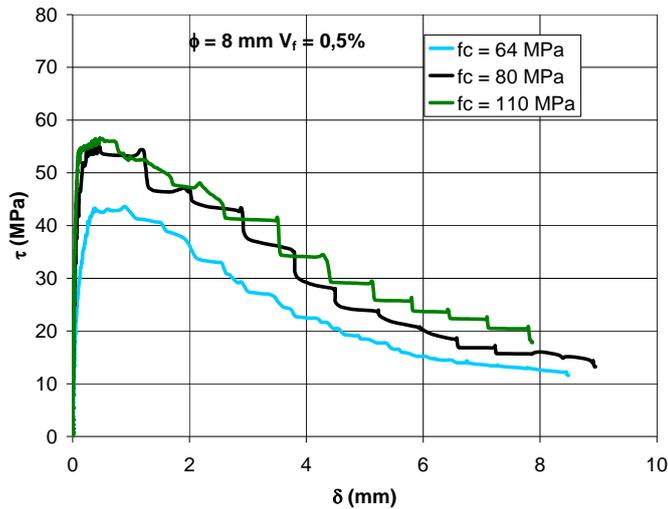


Figura 6.18 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 8$  mm e 0,5% de fibra)

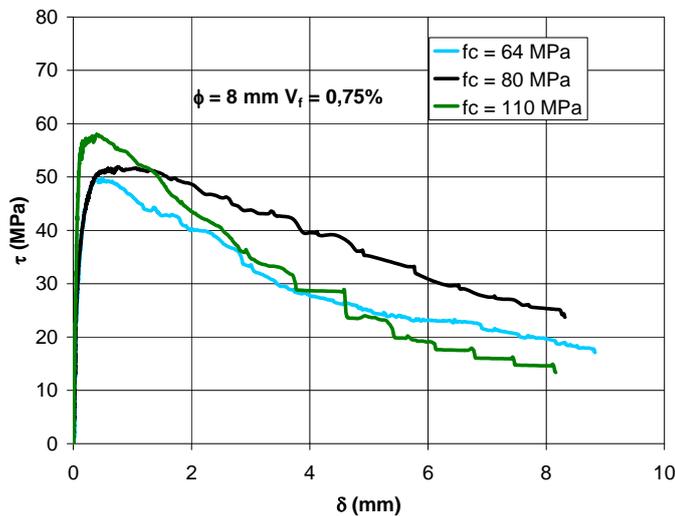


Figura 6.19 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 8$  mm e 0,75% de fibra)

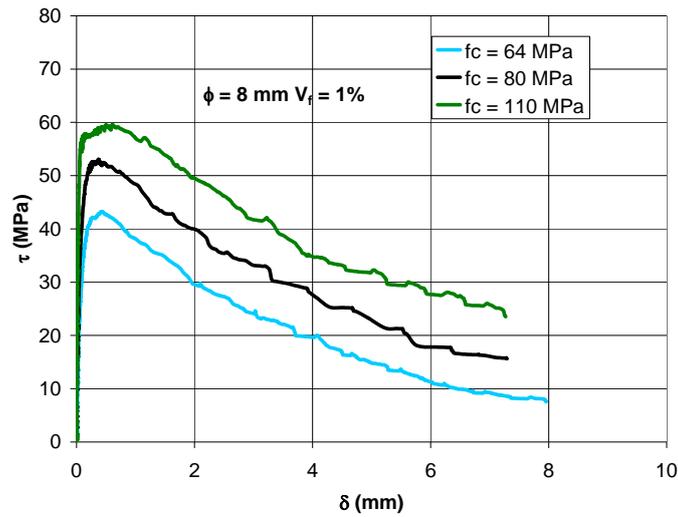


Figura 6.20 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 8$  mm e 1% de fibra)

As Figuras 6.21 a 6.23 mostram os resultados obtidos para os modelos com diâmetro da barra igual a 10 mm. O comportamento mostrado para os modelos com 8,0 mm de diâmetro também se repete, ou seja, a tensão máxima de aderência aumenta com o aumento de  $f_c$ .

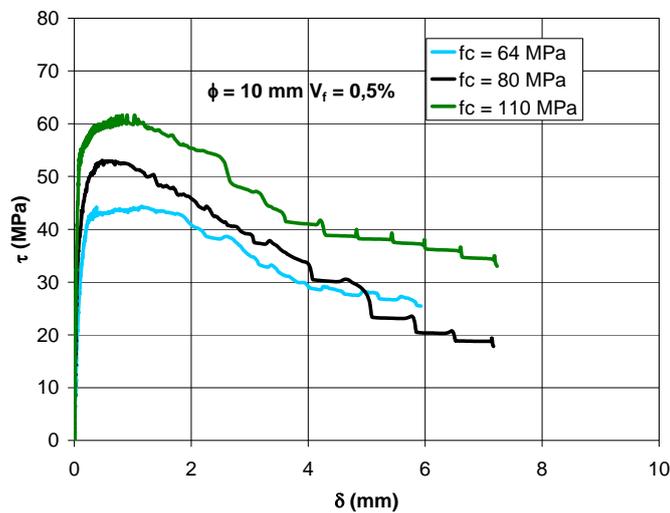


Figura 6.21 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 10$  mm e 0,5% de fibra)

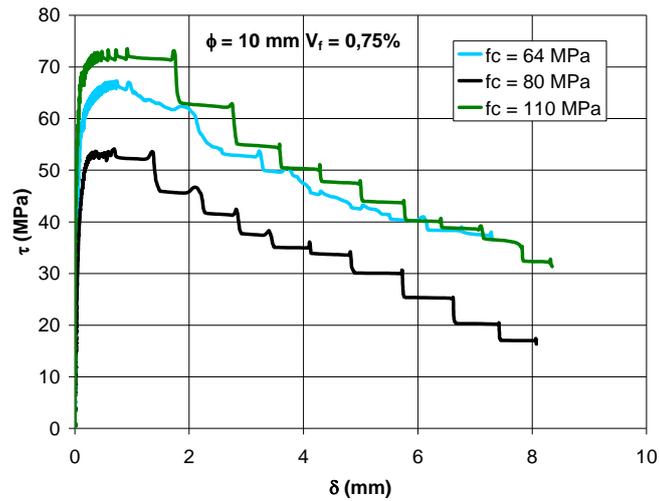


Figura 6.22 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 10$  mm e 0,75% de fibra)

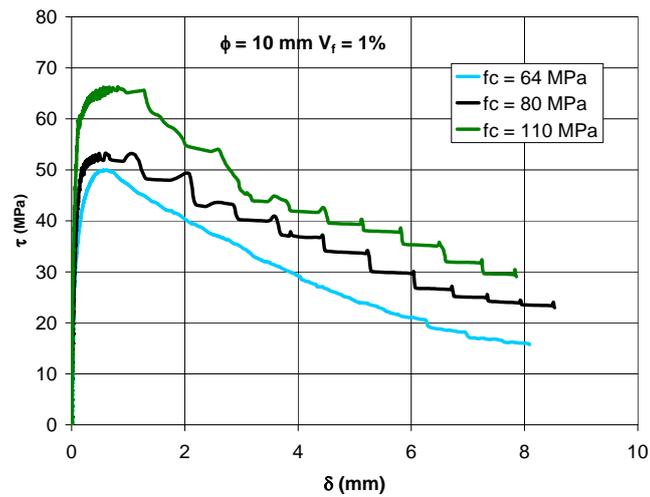
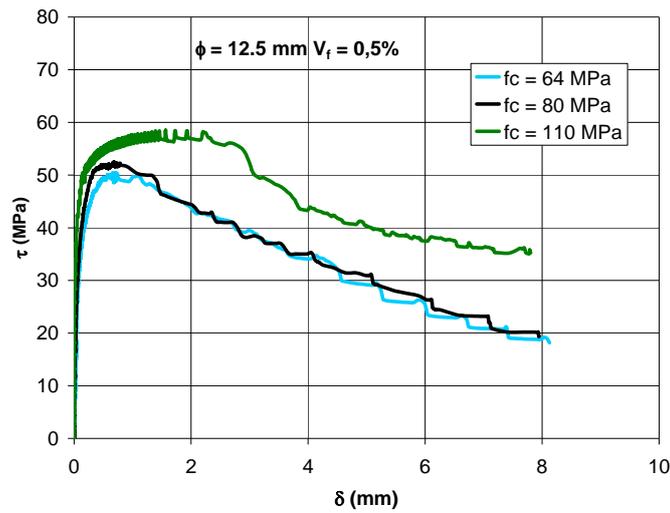
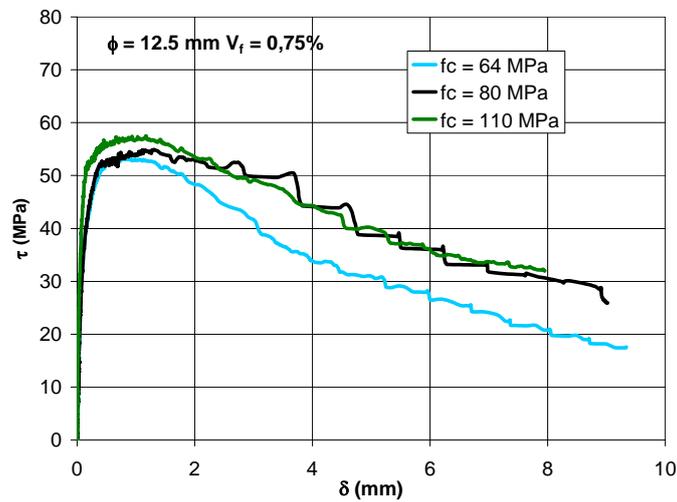
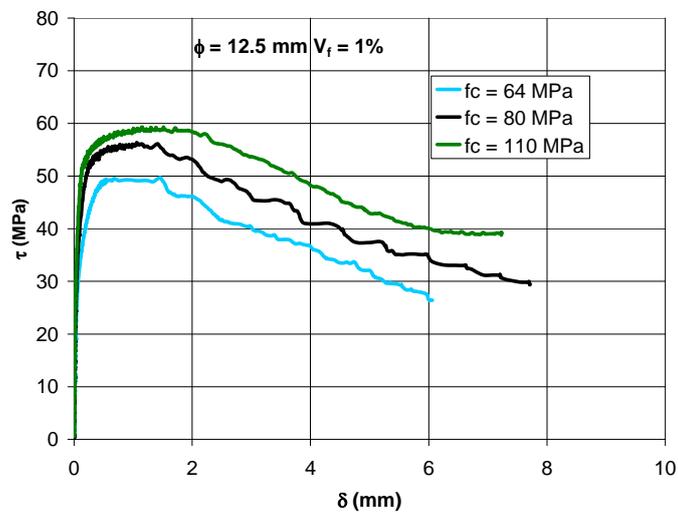


Figura 6.23 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 10$  mm e 1 % de fibra)

O mesmo pode ser observado nos resultados dos modelos com os demais diâmetros, como pode ser visto nas Figuras 6.24 a 6.26, para barras com diâmetro igual a 12,5 mm e 6.27 a 6.29 para barras de 16 mm de diâmetro.

Figura 6.24 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 12,5 \text{ mm}$  e  $0,5 \%$  de fibra)Figura 6.25 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 12,5 \text{ mm}$  e  $0,75 \%$  de fibra)Figura 6.26 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 12,5 \text{ mm}$  e  $1 \%$  de fibra)

Pode ser observado nas curvas que o trecho ascendente torna-se mais linear com o aumento da resistência.

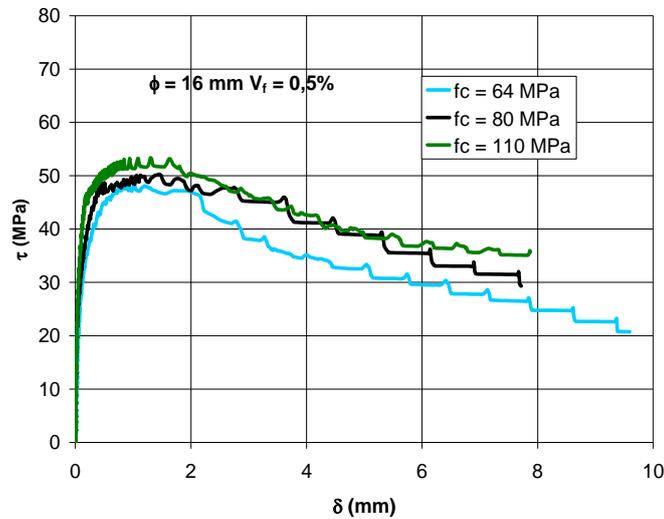


Figura 6.27 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 16 \text{ mm}$  e  $0,5\%$  de fibra)

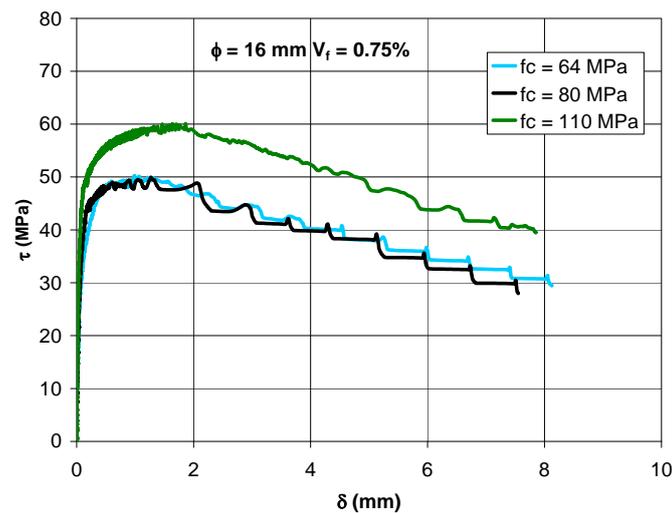


Figura 6.28 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 16 \text{ mm}$  e  $0,75\%$  de fibra)

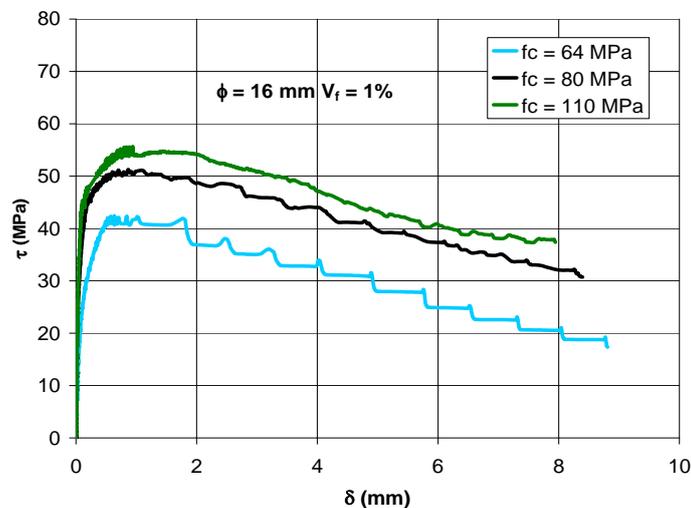


Figura 6.29 Influência da resistência à compressão na tensão máxima ( $\phi = 16 \text{ mm}$  e  $1\%$  de fibra)

A Tabela 6.5 mostra os valores da tensão máxima de aderência. É possível ver que para um mesmo diâmetro e mesmo percentual de fibra, a tensão máxima aumenta com o aumento da resistência do concreto.

Tabela 6.5 – Variação da tensão máxima com a resistência do concreto

$\phi$ (mm)	$V_f$ (%)	$f_c$ (MPa)	$\tau_{max}$ (MPa)
8,0	0,5	64	43,6
		80	55,2
		110	56,5
	0,75	64	49,7
		80	51,9
		110	57,9
	1	64	43,2
		80	53,0
		110	59,6
10,0	0,5	64	44,3
		80	53,0
		110	61,7
	0,75	64	46,6
		80	54,1
		110	67,3
	1	64	49,9
		80	53,2
		110	66,0
12,5	0,5	64	50,4
		80	52,4
		110	58,5
	0,75	64	53,2
		80	54,9
		110	57,5
	1	64	49,6
		80	56,3
		110	59,2
16,0	0,5	64	48,1
		80	50,0
		110	53,4
	0,75	64	50,2
		80	49,9
		110	59,7
	1	64	52,7
		80	51,2
		110	55,6

### 6.2.4 Influência do teor de fibra de aço na aderência

O efeito da adição de fibras de aço na aderência foi investigado através da comparação das curvas tensão de aderência x deslizamento de modelos com mesma resistência à compressão e mesmo diâmetro. As Figuras 6.30 a 6.32 mostram as curvas dos modelos cuja resistência à compressão do concreto foi igual a 64 MPa e diâmetros das barras iguais a 8,0 mm, 10,0 mm, 12,5 mm e 16 mm. Na Figura 6.32 pode ser visto que o comportamento observado para os demais diâmetros não se repete. Os modelos com percentual de 1% apresentaram uma tensão máxima inferior ao valor da tensão dos modelos com 0,5%. O mesmo ocorreu para os modelos com diâmetro igual a 12,5 mm e 1% de fibra, cuja tensão de aderência foi inferior à dos modelos com 0,75 % de fibra.

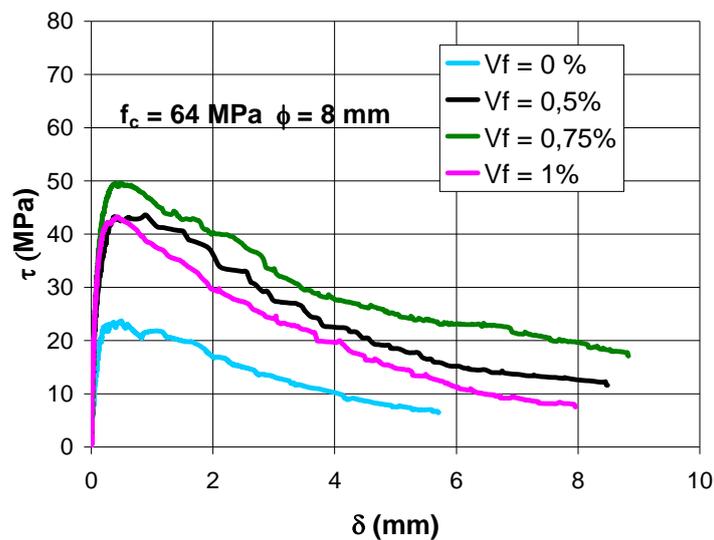


Figura 6.30 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi = 8$  mm e  $f_c = 64$  MPa )

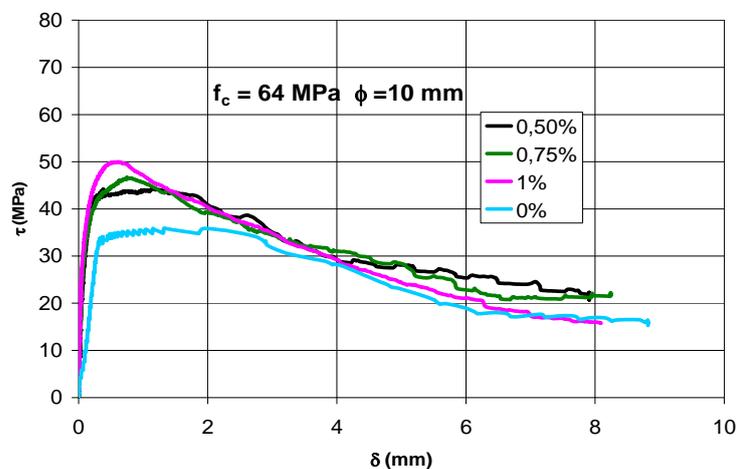


Figura 6.31 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi = 10$  mm e  $f_c = 64$  MPa )

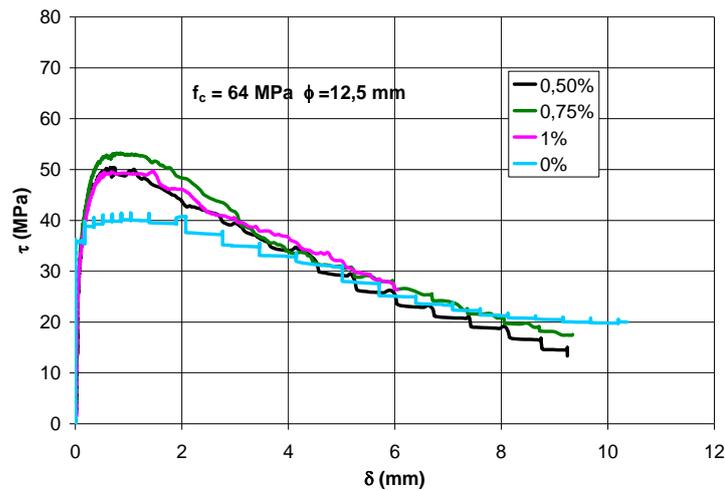


Figura 6.32 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi = 12,5$  mm e  $f_c = 64$  MPa)

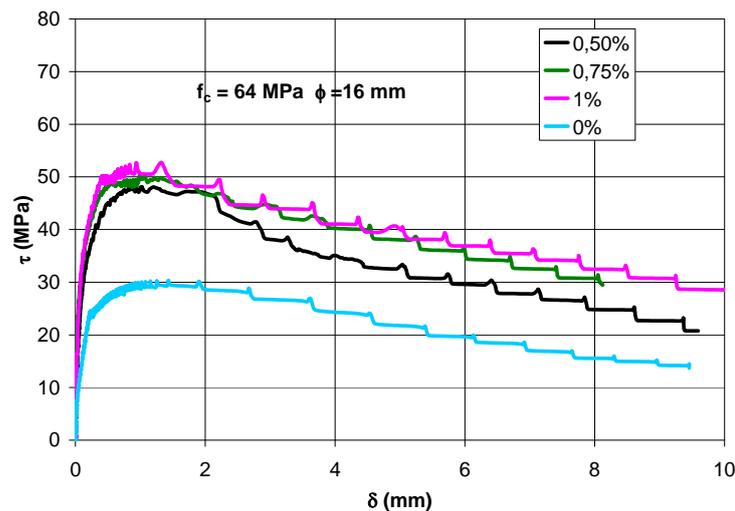


Figura 6.33 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi = 16$  mm e  $f_c = 64$  MPa)

A Tabela 6.6 mostra os valores das tensões máximas obtidas para os modelos com fibra e resistência à compressão igual a 64 MPa. Esta Tabela ainda apresenta a relação entre as tensões máximas dos modelos com fibra ( $\tau_{max,cf}$ ) e dos modelos sem fibra ( $\tau_{max,sf}$ ). Pode ser visto na Tabela que o acréscimo na tensão máxima com relação aos modelos sem fibra é expressiva. A relação  $\tau_{max,cf} / \tau_{max,sf}$  variou de 1,2 até 2 ( $\phi = 8$  mm e  $V_f = 0,75$  %, respectivamente). No entanto, a variação da tensão máxima entre modelos com fibra não demonstra-se significativa. Por exemplo, para  $\phi = 16$  mm, o índice  $\tau_{max,cf} / \tau_{max,sf}$  foi em torno de 1,5 para os três percentuais. O mesmo pode ser observado para os demais diâmetros. Na Tabela é possível notar-se a tensão máxima de aderência aumenta com a inclusão de fibras de

aço no concreto, embora esta variação não seja diretamente proporcional ao percentual utilizado. Alguns modelos com 1% de fibra apresentaram resultados inferiores aos corpos-de-prova com percentuais menores. Há relatos na literatura técnica de resultados semelhantes, onde isso é atribuído ao adensamento do concreto. Com o aumento da quantidade de fibra na mistura torna-se mais difícil adensá-la de forma eficiente. Um outro fato é que, apesar da fibra ser teoricamente distribuída na mistura de concreto de forma homogênea, o percentual de fibra em cada um dos corpos-de-prova de um mesmo traço pode não ser igual.

Em relação ao aumento de tensão máxima de aderência, resultados semelhantes foram obtidos por pesquisadores como CATANNEO(2000), trabalhando com concreto de resistência à compressão igual a 155 MPa e 1% de fibra de aço. SWAMY(1974) também conclui que a tensão de aderência máxima aumenta em torno de 40% com o uso de fibra de aço com relação ao concreto simples.

Tabela 6.6 – Variação da tensão máxima com o percentual de fibra

$f_c$ (MPa)	$\phi$ (mm)	$V_f$ (%)	$\tau_{max}$ (MPa)	$\tau_{max,cf}/\tau_{max,sf}$
64	8,0	0	23,7	1
		0,5	43,6	1,8
		0,75	49,7	2,09
		1	43,2	1,8
	10,0	0	35,9	1
		0,5	44,3	1,2
		0,75	46,6	1,3
		1	49,9	1,4
	12,5	0	41,4	1
		0,5	50,4	1,2
		0,75	53,2	1,3
		1	49,6	1,2
	16,0	0	34,0	1
		0,5	48,1	1,4
		0,75	50,2	1,5
		1	52,8	1,5

Nas Figuras 6.34 a 6.37 são mostradas as curvas tensão de aderência x deslizamento para os modelos com resistência à compressão igual a 80 MPa. A mesma tendência dos corpos-de-prova com  $f_c = 64$  MPa pode ser observada. Além disto, nota-se que para diâmetros maiores o percentual de fibra influencia a parte pós-pico do gráfico, contribuindo para uma maior ductilidade, conforme se vê nas Figuras 6.35, 6.36 e 6.37. EZELDIN(1989) em seu trabalho afirma que o acréscimo de tensão máxima ao usar-se fibra de aço é pequeno para pequenos diâmetros e que a contribuição destas para a ductilidade é considerável.

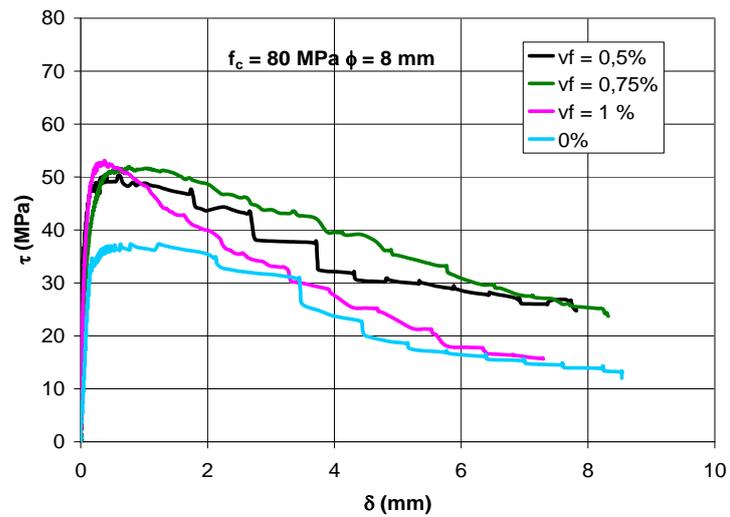


Figura 6.34 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi = 8 \text{ mm}$  e  $f_c = 80 \text{ MPa}$  )

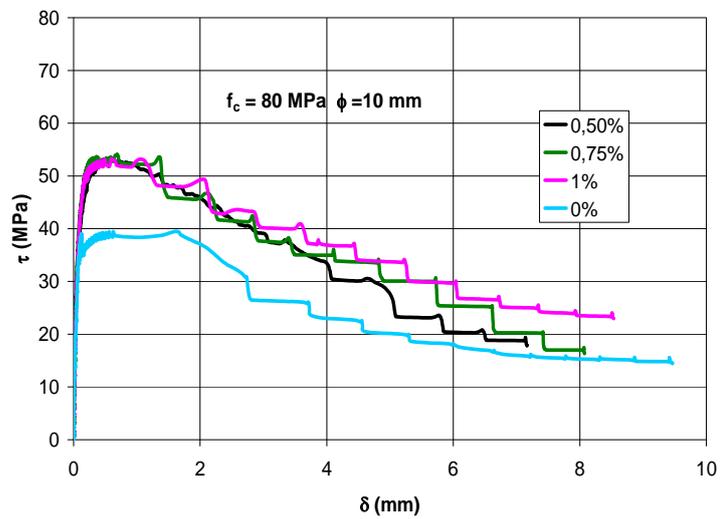


Figura 6.35 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi = 10 \text{ mm}$  e  $f_c = 80 \text{ MPa}$  )

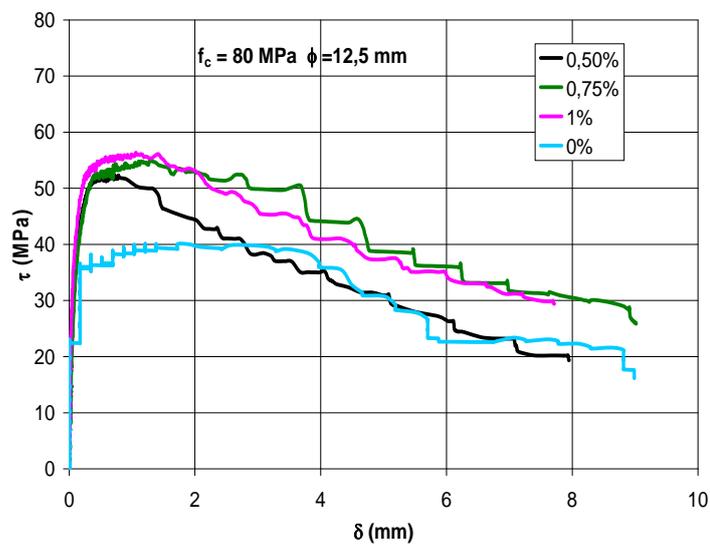


Figura 6.36 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi = 12,5 \text{ mm}$  e  $f_c = 80 \text{ MPa}$  )

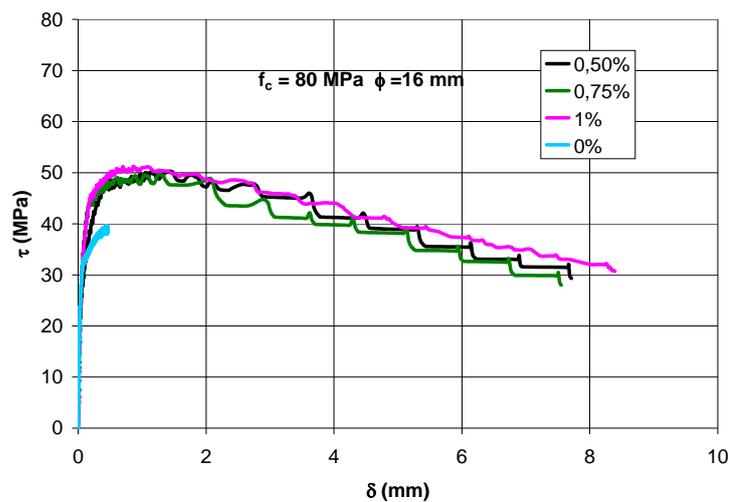


Figura 6.37 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi = 16$  mm e  $f_c = 80$  MPa )

Tabela 6.7 – Variação da tensão máxima com o percentual de fibra

$f_c$ (MPa)	$\phi$ (mm)	$V_f$ (%)	$\tau_{max}$ (MPa)	$\tau_{max,cf}/\tau_{max,sf}$
80	8,0	0	37,4	1
		0,5	55,2	1,47
		0,75	51,9	1,39
		1	53,0	1,42
	10,0	0	39,4	1
		0,5	53,0	1,34
		0,75	54,1	1,37
		1	53,2	1,35
	12,5	0	40,0	1
		0,5	52,5	1,31
		0,75	54,9	1,37
		1	56,3	1,40
	16,0	0	39,6	1
		0,5	50,3	1,27
		0,75	49,9	1,26
		1	51,2	1,29

As Figuras 6.38 a 6.41 mostram a influência do percentual de fibras na tensão de aderência para os modelos com  $f_c = 110$  MPa e diâmetros variando de 8,0 mm a 16,0 mm. Também é possível ver a melhoria da ductilidade com o percentual de fibras, e a variação da tensão máxima com relação aos modelos de concreto simples

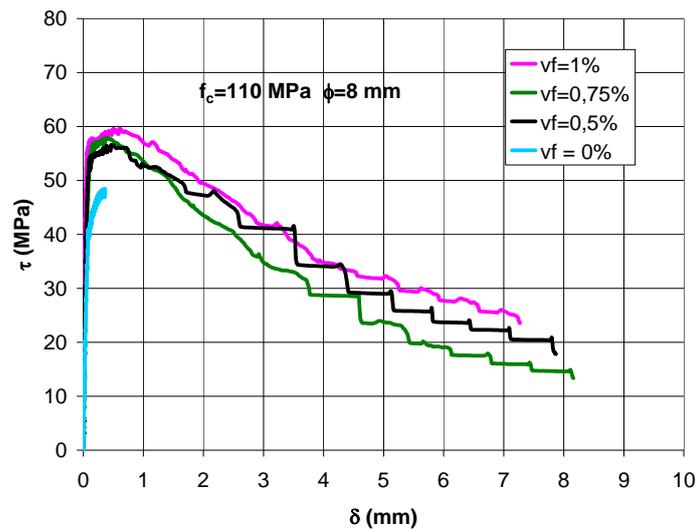


Figura 6.38 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 8,0$  mm e  $f_c = 110$  MPa )

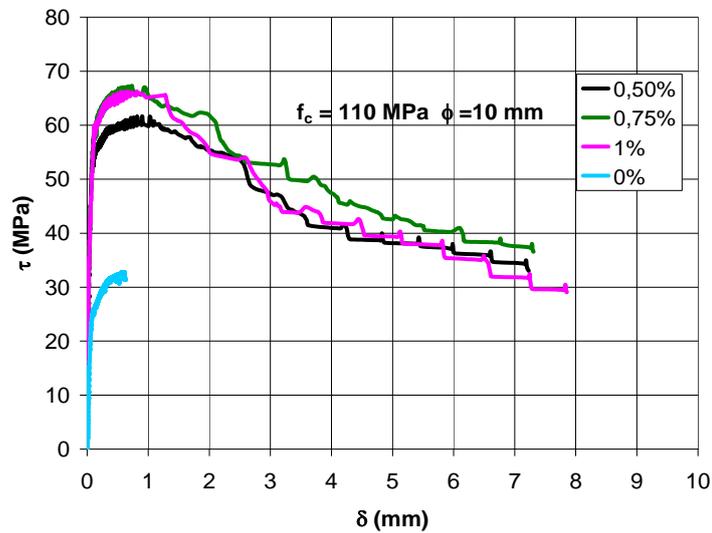


Figura 6.39 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 10,0$  mm e  $f_c = 110$  MPa )

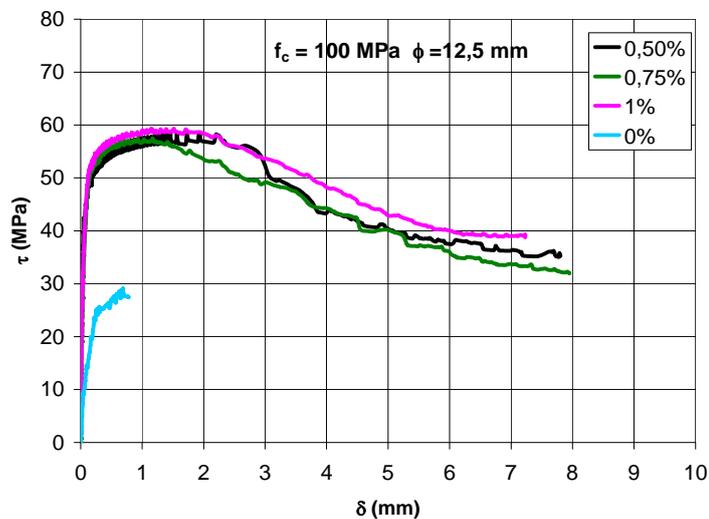


Figura 6.40 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi= 12,5$  mm e  $f_c = 110$  MPa )

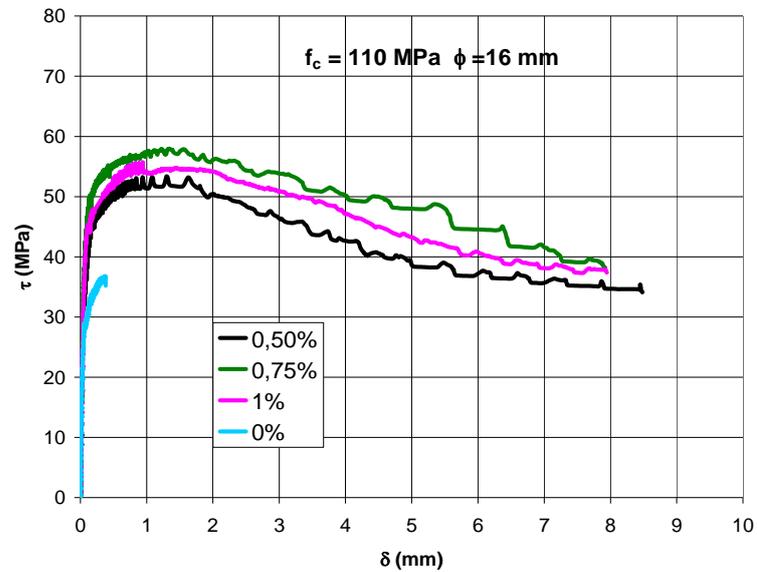


Figura 6.41 Influência do teor de fibras na aderência ( $\phi = 16 \text{ mm}$  e  $f_c = 110 \text{ MPa}$ )

Tabela 6.8 – Variação da tensão máxima com o percentual de fibra

$f_c$ (MPa)	$\phi$ (mm)	$V_f$ (%)	$\tau_{max}$ (MPa)	$\tau_{max,cf}/\tau_{max,sf}$
110	8,0	0	48,4	1,0
		0,5	56,6	1,2
		0,75	57,9	1,2
		1	59,6	1,2
	10,0	0	32,8	1
		0,5	61,7	1,8
		0,75	67,3	2,0
		1	66,3	2,0
	12,5	0	29,2	1,0
		0,5	58,5	2,0
		0,75	57,5	2,0
		1	59,3	2,0
16.0	0	36,7	1	
	0,5	53,4	1,4	
	0,75	59,7	1,6	
	1	55,6	1,5	

Como comentado no início do capítulo, alguns modelos com 1% de fibra apresentaram resultados inferiores a de modelos com percentuais menores. Alguns autores atribuem isto ao adensamento insuficiente do concreto (TUE, 2001). Além disso, há a dispersão própria de resultados experimentais e a grande variabilidade inerente ao ensaio, conforme salientado por diversos autores (ELIGEHAUSEN, COX, EZELDIN).

## CAPÍTULO VII – MODELO PARA A CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO

### 7.1 Introdução

Neste capítulo são feitas comparações entre os resultados dos ensaios de arrancamento e alguns modelos teóricos existentes. É importante salientar que o modo de ruptura de todos os corpos-de-prova foi por arrancamento da barra de aço e desta forma, algumas das formulações teóricas apresentadas no capítulo IV não são aplicáveis. Os modelos válidos para este caso (HARAJLI, HUANG, etc.) em sua maioria se baseiam na formulação desenvolvida por ELIGEHAUSEN et al(1983).

É proposto ainda um modelo analítico para a curva tensão de aderência x deslizamento, baseado nos resultados dos ensaios e no modelo apresentado por ELIGEHAUSEN.

### 7.2 Modelo proposto pelo CEB/Eligehausen

O gráfico da Figura 7.1 apresenta uma comparação entre os dados dos ensaios dos corpos-de-prova sem fibra de aço e com resistência à compressão igual a 64 MPa, e o modelo teórico apresentado pelo CEB (ver item 4.3.1). Conforme pode ser visto na Figura 7.1, este último descreve o comportamento da curva tensão de aderência x deslizamento, contudo, apresenta valores das tensões que são, praticamente, 50% dos resultados experimentais.

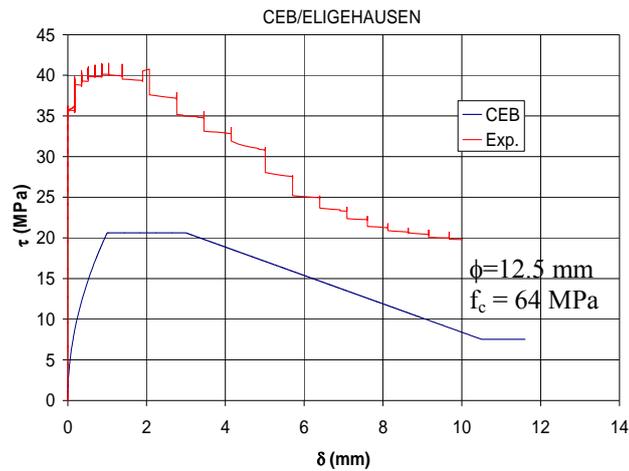


Figura 7.1 – Curva tensão de aderência x deslizamento conforme o CEB e experimental (S/fibra)

O mesmo acontece ao comparar-se o modelo do CEB com os resultados experimentais dos corpos-de-prova com fibra, como mostra a Figura 7.2. Entretanto, pode ser visto que o formato da curva corresponde ao observado experimentalmente. Os gráficos exibem um trecho inicial não-linear seguido de um patamar e uma reta com valores decrescentes de tensão após esse patamar. Apesar desta semelhança, as tensões máximas obtidas experimentalmente superam em muito os valores fornecidos pelo CEB, como mostra a Tabela 7.1. Nesta Tabela, a terceira coluna é referente ao valor máximo da tensão de aderência calculada de acordo com o modelo do CEB, a quarta e quinta colunas se referem aos valores experimentais das tensões máximas dos corpos-de-prova sem fibra e com 0,5% de fibra respectivamente, a sexta traz a relação entre a tensão máxima teórica e experimental para modelos sem fibra, e a sétima para os corpos-de-prova com 0,5% de fibra ( $\tau_{\max,cf}/\tau_{\max,t}$ ).

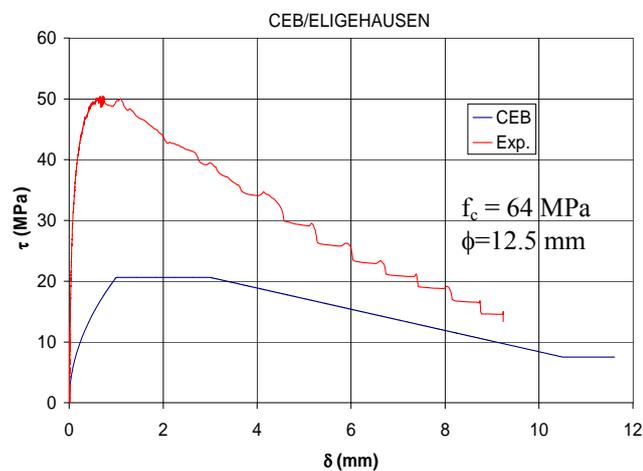


Figura 7.2 – Curva tensão de aderência x deslizamento conforme o CEB e experimental ( $V_f = 0,5\%$ )

Ao observar a Tabela 7.1 pode ser visto que a relação entre a tensão experimental e teórica é sempre maior que 2 para os modelos com fibra, variando de 2,04 até 2,52. O mesmo foi observado para os modelos sem fibra, para os quais a relação foi maior que 1,5 para  $f_c$  igual a 64 e 80 MPa. No caso dos corpos-de-prova com resistência igual a 110 MPa houve uma melhor aproximação entre os valores teóricos e experimentais. Com relação aos demais corpos-de-prova com 0,75% e 1% de fibra, o comportamento foi semelhante a estes com 0,5%.

Tabela 7.1 Tensões máximas teóricas e experimentais

$f_c$ (MPa)	$\phi$ (mm)	CEB		Experimental		$\tau_{\max,sf}/\tau_{\max,teo}$	$\tau_{\max,cf}/\tau_{\max,teo}$
		$\tau_{\max,teo}$ (MPa)	$V_f = 0,5\%$				
			S/fibra	$\tau_{\max,cf}$ (MPa)			
64	8	20	-	43,6	-	2,18	
	10	20	35,9	44,3	1,80	2,22	
	12,5	20	40	50,4	2,00	2,52	
	16	20	34	48,1	1,70	2,41	
80	8	22,4	37,4	55,2	1,67	2,47	
	10	22,4	39,4	53,0	1,76	2,37	
	12,5	22,4	40	52,4	1,79	2,34	
	16	22,4	39,6	50,0	1,77	2,24	
110	8	26,2	-	56,5	-	2,15	
	10	26,2	28	61,7	1,07	2,35	
	12,5	26,2	29,1	58,5	1,11	2,23	
	16	26,2	29,3	53,4	1,12	2,04	

Eligehausen sugere que o valor de  $s_1$  (início do patamar) deve ser modificado proporcionalmente a  $(f_c)^{1/2}$ . Entretanto, o que se constatou experimentalmente é que à medida que se aumenta a resistência do concreto, o valor de  $s_1$  diminui. As Figuras 7.3 a 7.14 mostram, em uma escala apropriada, este patamar de forma nítida.

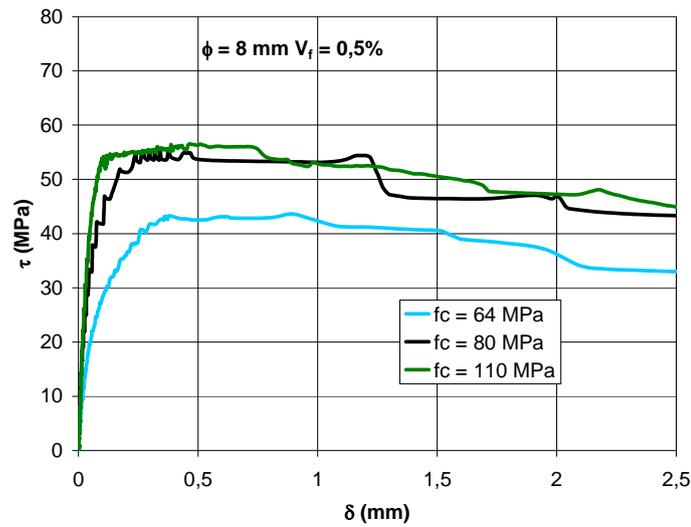


Figura 7.3 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=8 \text{ mm}$  e  $V_f = 0,5\%$ )

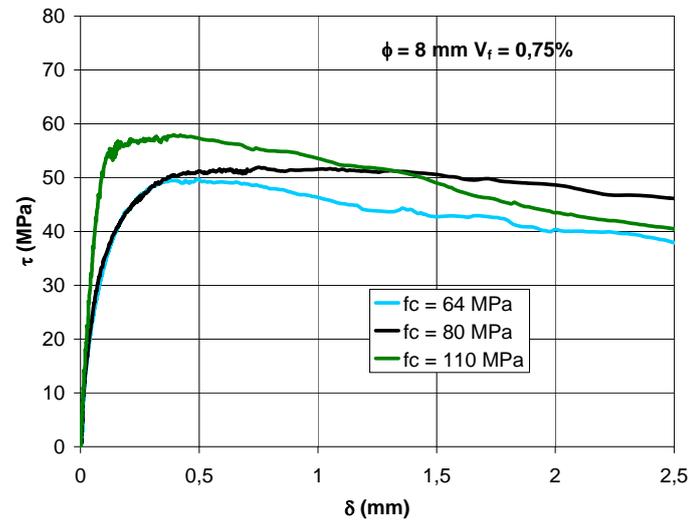


Figura 7.4 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=8 \text{ mm}$  e  $V_f = 0,75\%$ )

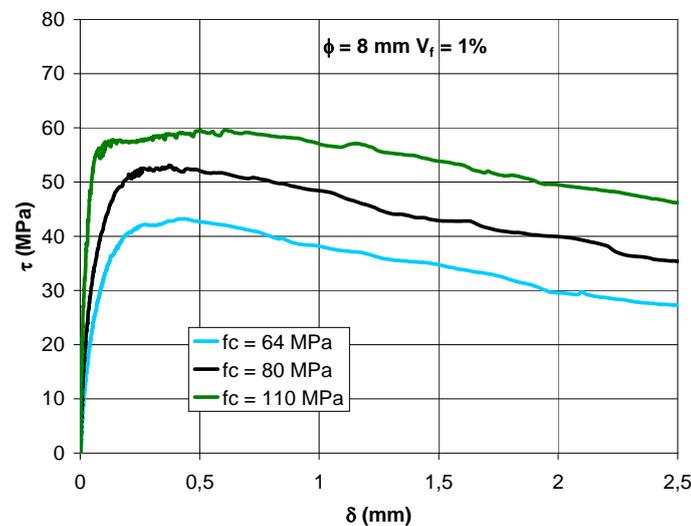


Figura 7.5 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=8 \text{ mm}$  e  $V_f = 1\%$ )

A análise dos gráficos mostra ainda que em praticamente todos os ensaios os deslocamentos referentes ao início do patamar são inferiores a 0,5 mm, independente do diâmetro da barra e do percentual de fibra.

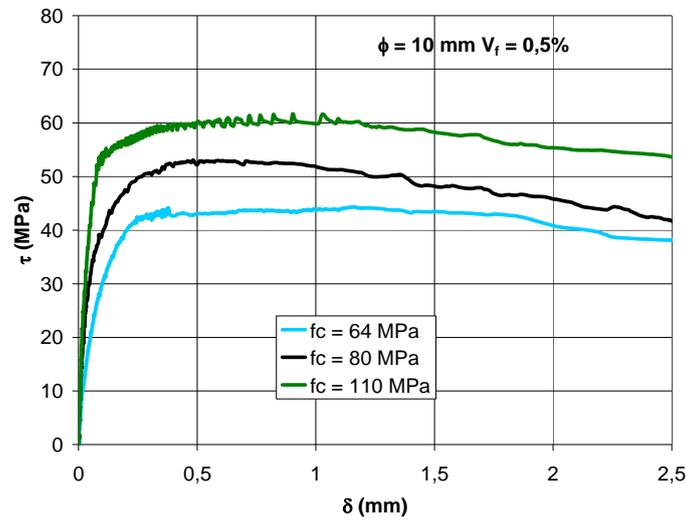


Figura 7.6 Início da curva tensão de aderência x deslocamento ( $\phi=10$  mm e  $V_f = 0,5\%$ )

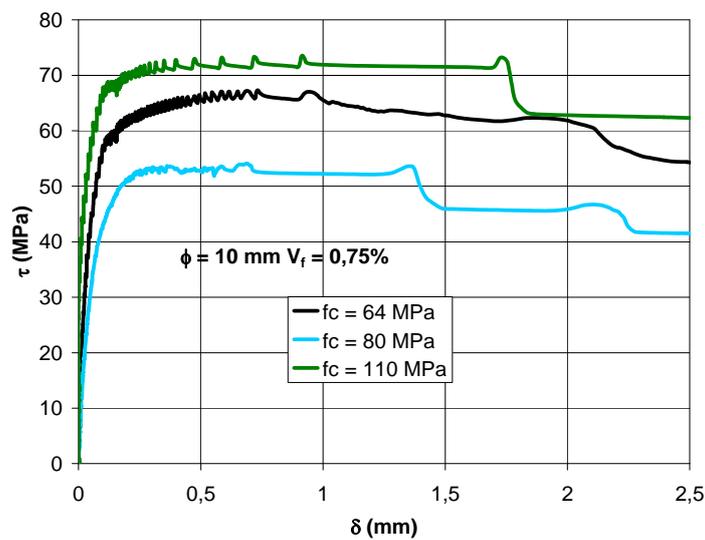
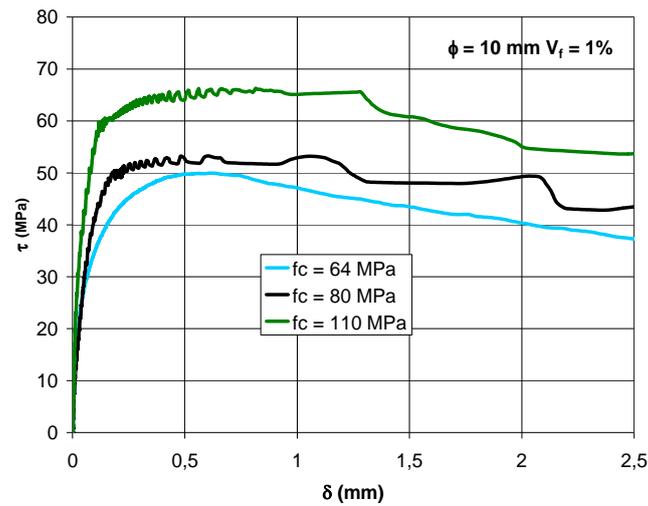
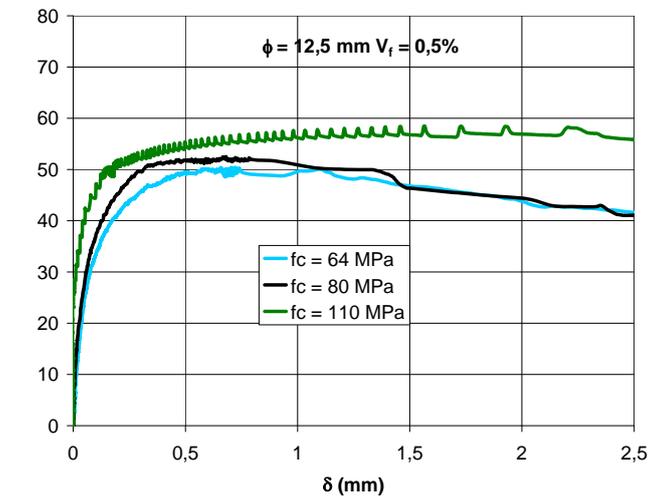
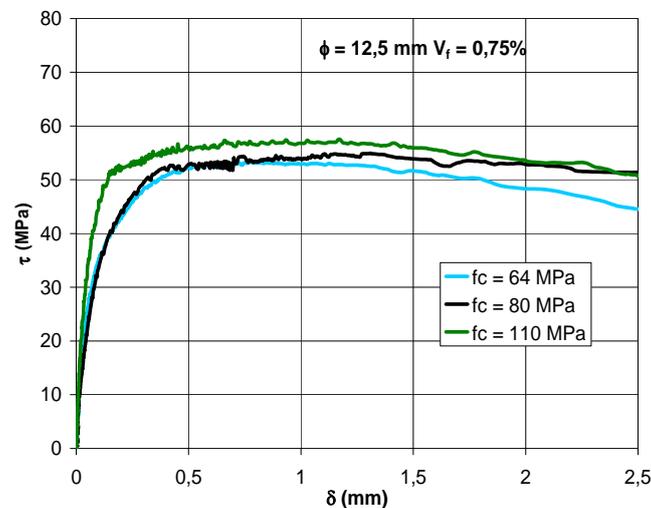


Figura 7.7 Início da curva tensão de aderência x deslocamento ( $\phi=10$  mm e  $V_f = 0,75\%$ )

Figura 7.8 Patamar da curva tensão de aderência x deslocamento ( $\phi=10$  mm e  $V_f = 1\%$ )Figura 7.9 Início da curva tensão de aderência x deslocamento ( $\phi=12,5$  mm e  $V_f = 0,5\%$ )Figura 7.10 Início da curva tensão de aderência x deslocamento ( $\phi=12,5$  mm e  $V_f = 0,75\%$ )

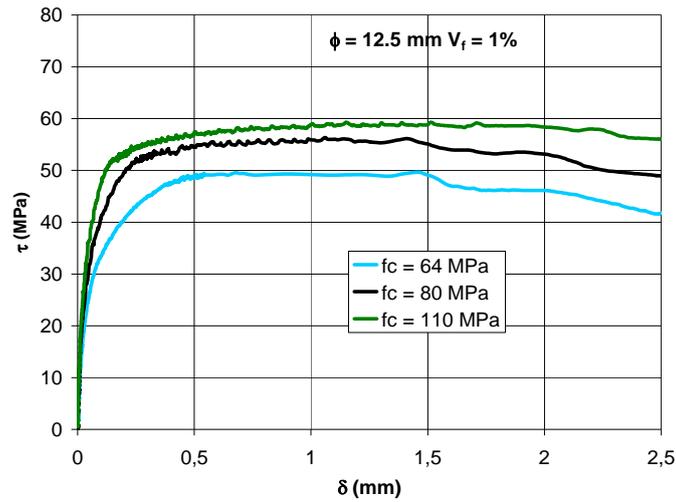


Figura 7.11 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=12,5 \text{ mm}$  e  $V_f = 1 \%$ )

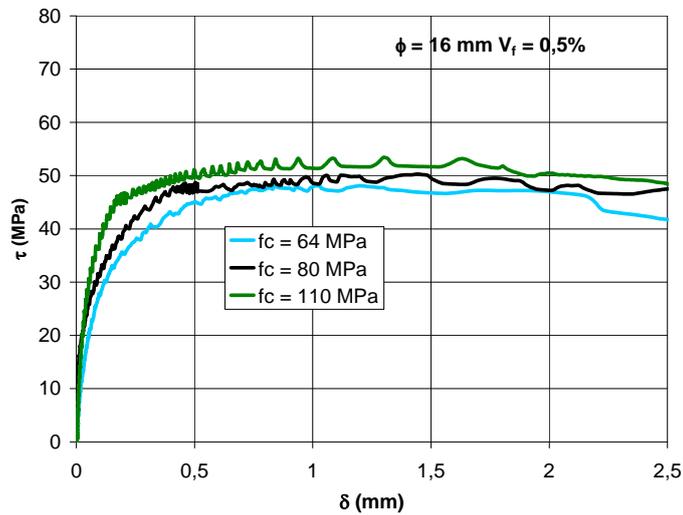


Figura 7.12 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=16 \text{ mm}$  e  $V_f = 0,5 \%$ )

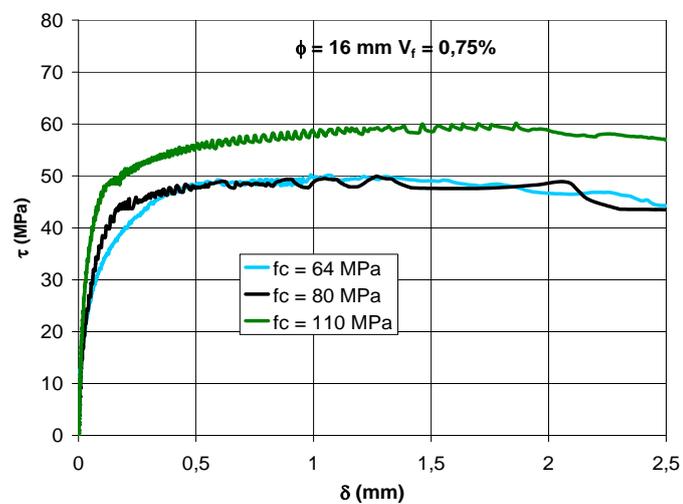


Figura 7.13 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=16 \text{ mm}$  e  $V_f = 0,75 \%$ )

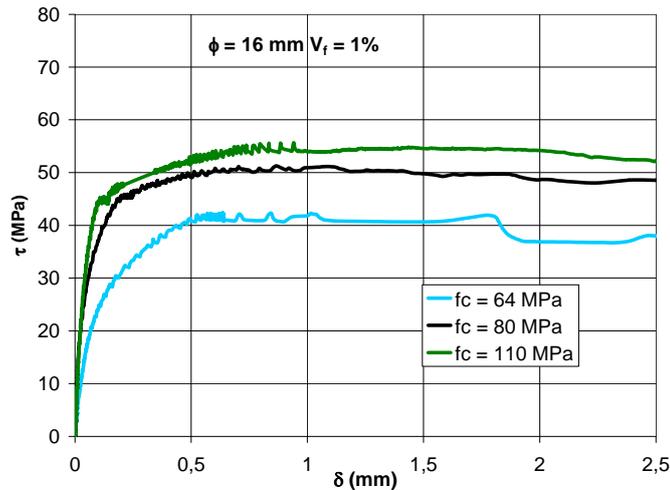


Figura 7.14 Início da curva tensão de aderência x deslizamento ( $\phi=16$  mm e  $V_f = 1$  %)

### 7.3 Modelos propostos por BARBOSA (2001) para tensão máxima de aderência e curva tensão de aderência x deslizamento

Essas formulações apresentadas no item 4.3.3 são aplicáveis ao CAD e ao concreto de resistência normal. Uma comparação entre os dados experimentais e os valores teóricos obtidos com esse modelo é mostrada na Figura 7.15.

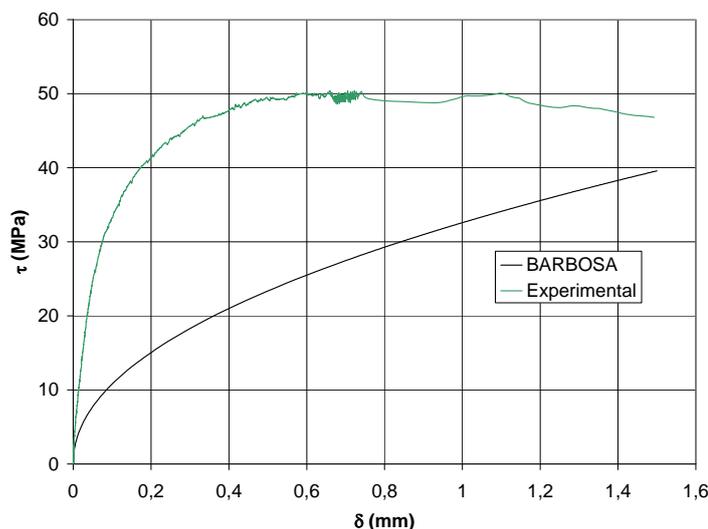


Figura 7.15 Modelo de BARBOSA e curva experimental ( $\phi=12,5$  mm,  $f_c= 64$  MPa,  $V_f = 0,5$  %)

BARBOSA propõe um valor máximo para os deslizamentos dado pela Equação 4.10, a qual fornece para  $\phi = 12,5$  mm um deslizamento igual 1,5 mm. Devido à instrumentação

utilizada pela autora, apenas o trecho ascendente da curva foi obtido. Mesmo comparando esta parte do gráfico é possível ver na Figura 7.15 que a curva experimental apresenta uma inclinação maior e é sempre ascendente, não apresentando o patamar característico, como obtido nos ensaios.

No citado trabalho, é proposta uma expressão para o cálculo da tensão máxima de aderência (Equação 4.50). A Tabela 7.2 mostra os valores obtidos com esta expressão e os valores obtidos nos ensaios para os modelos sem fibra. É possível ver que as tensões fornecidas pela expressão são menores do que os valores experimentais para todos os diâmetros.

Tabela 7.2 Valores teóricos de acordo com BARBOSA ( $\tau_{\max, \text{teo}}$ ) e experimentais ( $\tau_{\max, \text{exp}}$ )

$\phi$ (mm)	$f_c$ (MPa)	$\tau_{\max, \text{teo}}$ (MPa)	$\tau_{\max, \text{exp}}$ (MPa)
6,3	64	9,55	40,00
10	64	10,12	35,00
12,5	64	10,61	40,00
16	64	11,49	34,00
8	80	9,85	37,40
10	80	10,18	39,40
12,5	80	10,67	40,00
16	80	11,55	39,60
10	110	10,30	28,00
12,5	110	10,79	29,10
16	110	11,67	29,30

#### 7.4 Modelo proposto por HARAJLI (1995) para a curva tensão de aderência x deslizamento

A formulação matemática da relação entre a tensão de aderência e o deslizamento desenvolvida por HARAJLI, foi descrita no item 4.3.5. A Figura 7.16 mostra as curvas tensão de aderência x deslizamento obtida com o modelo de HARAJLI e a experimental, para diâmetro da barra igual a 12,5 mm e concreto com resistência igual a 64 MPa. Como esse modelo é baseado no trabalho de ELIGEHAUSEN, as mesmas observações feitas no item 7.2 servem para este caso. Por considerar valores menores para o deslizamento  $s_1$ , o trecho inicial

da curva torna-se mais inclinado, entretanto, ainda assim há uma discrepância entre esse modelo e os resultados experimentais.

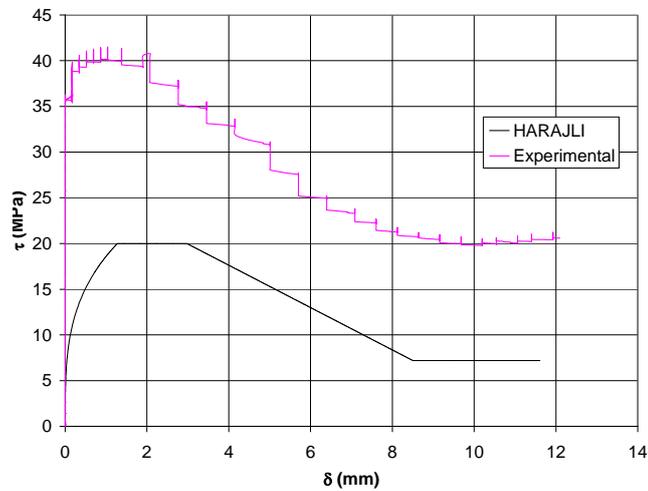


Figura 7.16 Modelo de HARAJLI e curva experimental ( $\phi=12,5$  mm,  $f_c=64$  MPa,  $V_f=0,5$  %)

Tabela 7.3 Tensão máxima segundo HARAJLI e experimental para concreto com fibra

$\phi$ (mm)	$f_c$ (MPa)	$\tau_{\max,t}$ (MPa)	$\tau_{\max,cf}$ (MPa)	$\tau_{\max,cf}/\tau_{\max,t}$
8	64	20	43,6	2,18
10	64	20	44,3	2,22
12,5	64	20	50,4	2,52
16	64	20	48,1	2,41
8	80	22,36	55,2	2,47
10	80	22,36	53	2,37
12,5	80	22,36	52,4	2,34
16	80	22,36	50	2,24
8	110	26,22	56,5	2,15
10	110	26,22	61,7	2,35
12,5	110	26,22	58,5	2,23
16	110	26,22	53,4	2,04

A Tabela 7.3 mostra os valores das tensões máximas de aderência obtidas a partir do modelo de HARAJLI e experimentais para os corpos-de-prova com 0,5% de fibra. É possível ver que em todos os casos a relação entre a tensão experimental ( $t_{\max,cf}$ ) e teórica ( $t_{\max,t}$ ) é sempre maior do que 2, independente do diâmetro da barra e da resistência do concreto.

## 7.5 Modelo proposto por HUANG (1996) para a curva tensão de aderência x deslizamento

Este modelo foi apresentado no item 4.3.2 A Figura 7.17 mostra uma comparação entre a curva teórica, obtida com este modelo, e experimental para corpos-de-prova com resistência de 64 MPa, barras 12,5 mm de diâmetro, com e sem a adição de fibras. Observa-se que, o valor da tensão máxima de aderência teórica, é inferior à tensão obtida experimentalmente, mesmo para o modelo sem fibra. Entretanto, a forma do gráfico é condizente com o observado experimentalmente, exceto no que se refere ao final do gráfico, considerado por HUANG como linear, até uma tensão nula. Experimentalmente observa-se que o trecho final do gráfico é constante, como proposto por ELIGEHAUSEN/CEB, onde a tensão de aderência é referente ao atrito desenvolvido entre a barra e o concreto circundante, já que o concreto entre as nervuras foi totalmente cisalhado/esmagado (ELIGEHAUSEN, 1983).

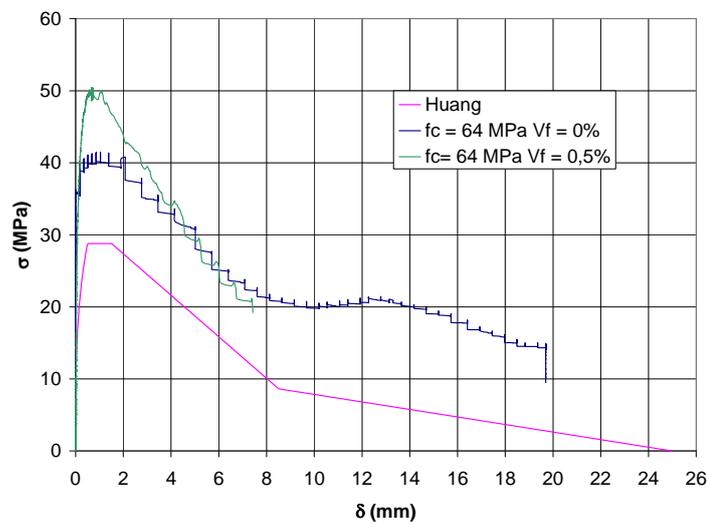


Figura 7.17 Modelo de HUANG e curva experimental ( $\phi=12,5$  mm,  $f_c=64$  MPa,  $V_f=0\%$  e  $0,5\%$ )

A Tabela 7.4 mostra os valores das tensões máximas obtidas com a formulação teórica, bem como, experimentalmente com e sem fibra. Percebe-se que o modelo teórico fornece resultados inferiores ao observado experimentalmente, sendo estes valores, contudo, mais próximos que os fornecidos com o modelo do CEB. No caso dos corpos-de-prova com  $f_c$

= 80 MPa, sem fibra, as tensões teóricas foram próximas às experimentais. Por outro lado, nos corpos-de-prova com  $f_c = 110$  MPa, sem fibra, os valores teóricos foram superiores aos experimentais. Entretanto, é importante salientar que, nestes corpos-de-prova houve escoamento da barra de aço, com conseqüente ruptura. Os modelos com fibra de aço apresentaram tensão máxima superior à teórica. Neste caso, os valores experimentais mais próximos do teórico foram dos modelos com  $f_c = 110$  MPa. É interessante observar que as relações entre os resultados experimentais e os teóricos tendem a decrescer à medida que a resistência do concreto cresce, independente do percentual de fibra.

Tabela 7.4 Tensões máximas de acordo com HUANG e resultados experimentais

$f_c$ (MPa)	$\phi$ (mm)	HUANG	S/fibra	Exp.(0,5%)	$\tau_{\max,sf}/\tau_{\max,t}$	$\tau_{\max,cf}/\tau_{\max,t}$
		$\tau_{\max}$ (MPa)	$\tau_{\max,sf}$ (MPa)	$\tau_{\max,cf}$ (MPa)		
64	8	28,8	-	43,6	-	1,51
	10	28,8	35,9	44,3	1,25	1,54
	12,5	28,8	40	50,4	1,39	1,75
	16	28,8	34	48,1	1,18	1,67
80	8	36	37,4	55,2	1,04	1,53
	10	36	39,4	53	1,09	1,47
	12,5	36	40	52,4	1,11	1,46
	16	36	39,6	50	1,10	1,39
110	8	49,5	-	56,5	-	1,14
	10	49,5	28	61,7	0,57	1,25
	12,5	49,5	29,1	58,5	0,59	1,18
	16	49,5	29,3	53,4	0,59	1,08

## 7.6 Modelo envolvendo a teoria da plasticidade para tensão máxima

A Tabela 7.5 mostra os valores dos limites inferior e superior obtidos com este modelo, descrito no item 4.4.1, e os resultados experimentais para os corpos-de-prova sem fibra. Na Tabela,  $h_r$  e  $s_r$  se referem à altura e ao espaçamento das nervuras, respectivamente.

Tabela 7.5- Tensões máximas dadas pela teoria da plasticidade e experimental, para concreto sem fibra

$\phi$ (mm)	espaçamento de nervuras	altura de nervuras	$f_c$ (MPa)	L sup (MPa)	L inf (MPa)	$\tau_{\max, sf}$ (MPa)	$\tau_{\max, sf}/\tau_{\text{sup}}$ (MPa)
10	6,1	0,65	64	18,08	7,26	35,00	1,94
12,5	8,5	0,95	64	18,43	7,70	40,00	2,17
16	11	1,25	64	18,50	7,84	34,00	1,84
8	5	0,5	80	22,50	8,50	37,40	1,66
10	6,1	0,65	80	22,60	9,08	39,40	1,74
12,5	8,5	0,95	80	23,04	9,62	40,00	1,74
16	11	1,25	80	23,13	9,80	39,60	1,71
10	6,1	0,65	110	31,08	12,48	28,00	0,90
12,5	8,5	0,95	110	31,68	13,23	29,10	0,92
16	11	1,25	110	31,80	13,48	29,30	0,92

Pode ser visto que o valor da tensão máxima experimental ( $\tau_{\max, cf}$ ) é maior que o limite superior dado pela teoria da plasticidade ( $\tau_{\text{sup}}$ ), para as resistências 64 MPa e 80, enquanto que para 110 MPa os valores são próximos, ficando um pouco abaixo do teórico.

## 7.7 Prescrição da NBR 6118 (2003) para a tensão de aderência

As expressões para o cálculo da tensão máxima de aderência a ser utilizada para o cálculo do comprimento de ancoragem foram apresentadas no item 4.4.5. A exemplo de algumas normas internacionais (ACI 318, CSA Standard A23.3), a NBR 6118 não especifica qual o deslizamento relativo a essa tensão. A Tabela 7.6 abaixo mostra os resultados obtidos de acordo com a norma e os resultados experimentais das tensões máximas e para um deslizamento igual a 0,1 mm, obtidas para os modelos com e sem fibra. Pode ser visto através da Tabela que os valores fornecidos pela expressão da NBR 6118 são muito abaixo das tensões máximas experimentais. O mesmo ocorre ao comparar-se as tensões teóricas com as experimentais para um deslizamento da barra igual a 0,1 mm. Tanto no concreto com fibra quanto sem fibra, os valores teóricos são inferiores aos experimentais

Tabela 7.6 Valores teóricos (NBR 6118) e experimentais da tensão máxima de aderência

$f_c$ (MPa)	$\phi$ (mm)	NBR6118	S/fibra	$V_f = 0,5\%$	$\tau_{0,1,sf}$ (MPa)	$\tau_{0,1,cf}$ (MPa)
		$\tau_{max,teo}$ (MPa)	$\tau_{max,sf}$ (MPa)	$\tau_{max,cf}$ (MPa)		
64	8	5,4	-	43,6	-	28
	10	5,4	35,9	44,3	9,7	30
	12,5	5,4	40	50,4	35,7	33
	16	5,4	34	48,1	19,1	27,5
80	8	6,3	37,4	55,2	25,9	41,8
	10	6,3	39,4	53,0	36,0	39,3
	12,5	6,3	40	52,4	22,5	36,7
	16	6,3	39,6	50,0	33,2	31,2
110	8	7,7	-	56,5	-	53
	10	7,7	28	61,7	21,7	52,7
	12,5	7,7	29,1	58,5	14,1	45,3
	16	7,7	29,3	53,4	28,8	40,2

## 7.8 Fatores que afetam a tensão máxima de aderência ( $\tau_{max}$ ) e a curva tensão de aderência x deslizamento

Conforme descrito no capítulo III, os principais fatores que afetam  $\tau_{max}$  são :

- Resistência à compressão ( $f_c$ );
- Diâmetro das barras;
- área relativa das nervuras ( $f_r$ );
- Posição da barra durante a concretagem;
- Percentual de fibra de aço;
- Tipo de carregamento;
- Confinamento.

### 7.8.1 – Influência do diâmetro da barra

As Figuras 7.18, 7.19 e 7.20 mostram a influência do diâmetro das barras na tensão máxima de aderência para modelos com mesmo percentual de fibra e resistência à

compressão. Pode ser visto que no caso dos modelos com resistência à compressão igual a 64 MPa há uma tendência ao acréscimo da tensão de aderência à medida que se aumenta o diâmetro. Entretanto, este comportamento não se repete para os demais modelos com resistência à compressão igual a 80 MPa e 110 MPa. Observa-se que a tendência mostrada pelos demais gráficos é de redução da tensão máxima com o aumento do diâmetro, o que está de acordo com resultados de outros pesquisadores (ELIGEHAUSEN, 1983).

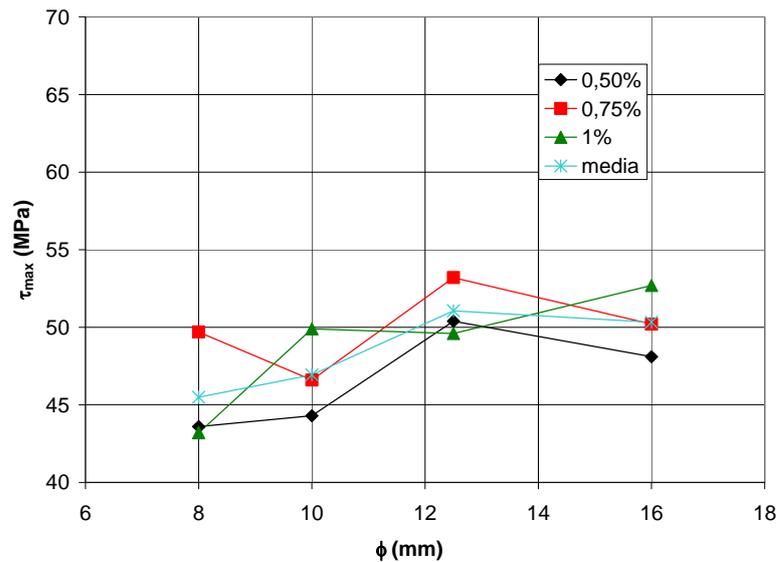


Figura 7.18 Variação da tensão de aderência com o diâmetro das barras ( $f_c = 64$  MPa)

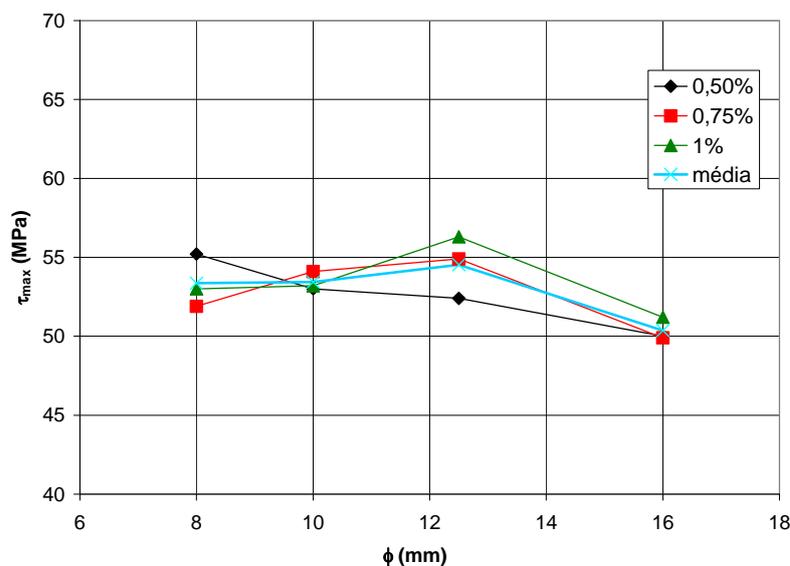


Figura 7.19 Variação da tensão de aderência com o diâmetro das barras ( $f_c = 80$  MPa)

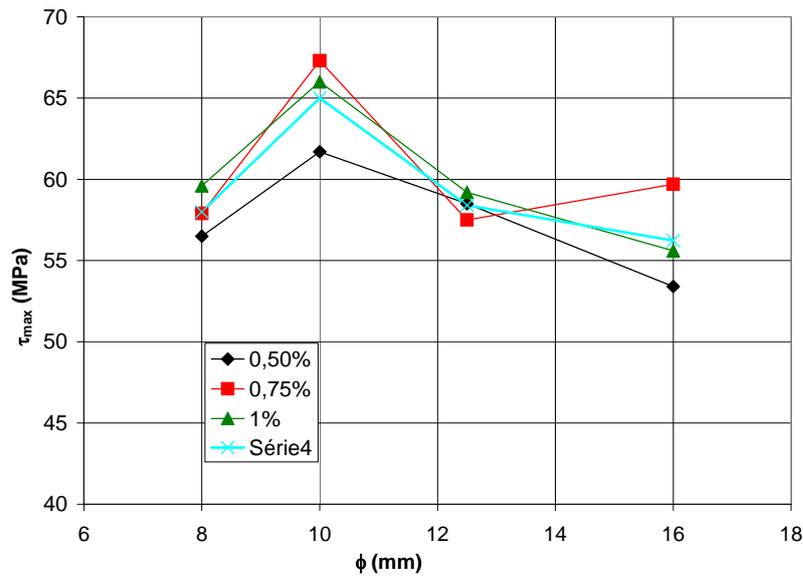


Figura 7.20 Variação da tensão de aderência com o diâmetro das barras ( $f_c = 110$  MPa)

### 7.8.2 Percentual de fibra

Com relação ao percentual de fibra, como mostrado no capítulo VI, há um aumento significativo da tensão de aderência com relação ao concreto sem fibra. Contudo, para percentuais variando de 0,5% a 1% como os empregados neste estudo, o acréscimo é em torno de 10 %. As Figuras 7.21 , 7.22 e 7.23 mostram a variação da tensão máxima de aderência com a variação do percentual de fibra ( $V_f$ ).

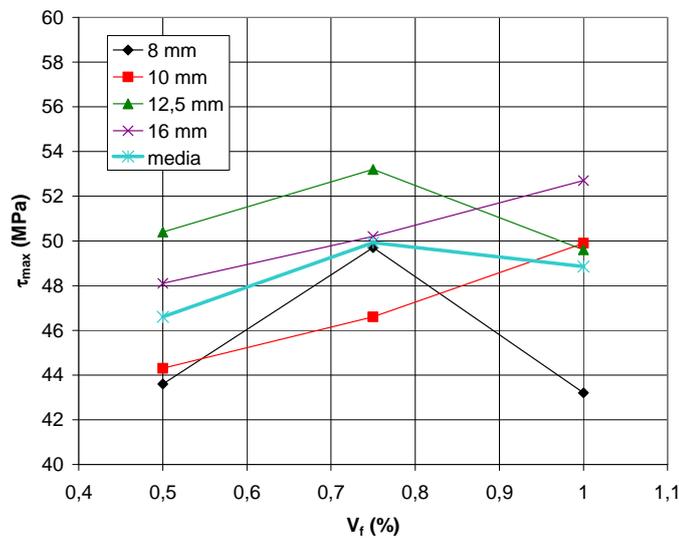


Figura 7.21 Variação da tensão de aderência com o percentual de fibra ( $f_c = 64$  MPa)

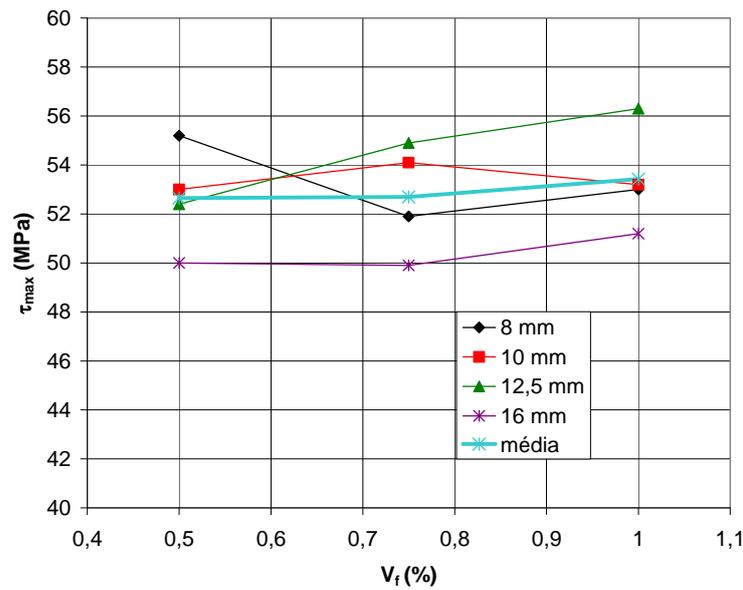


Figura 7.22 Variação da tensão de aderência com o percentual de fibra ( $f_c = 80$  MPa)

Os gráficos mostram que há uma tendência a um crescimento linear da tensão máxima de aderência à medida que se aumenta o percentual de fibra. Os resultados, porém, se limitam ao tipo de fibra utilizada (com ancoragens nas extremidades), fator de forma ( $L/d$ ), percentuais empregados, e tipo de ensaio. Necessita-se de um número maior de ensaios, com variação desses parâmetros para que se possa tirar maiores conclusões a respeito.

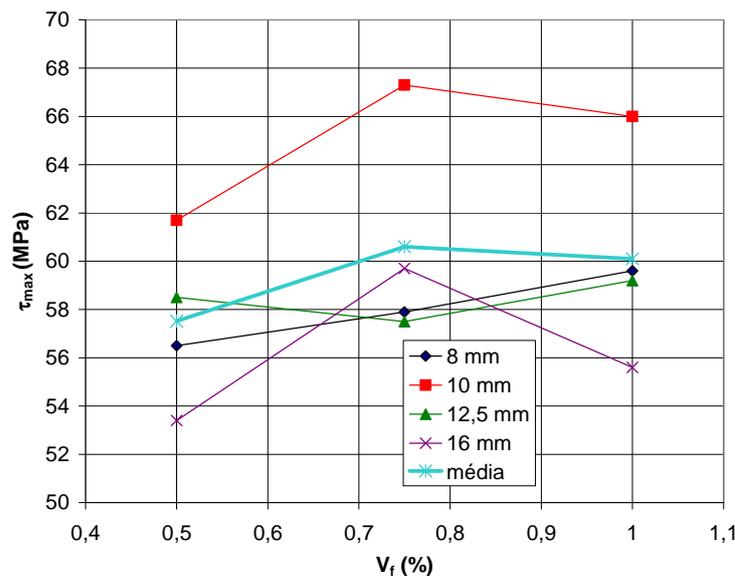


Figura 7.23 Variação da tensão de aderência com o percentual de fibra ( $f_c = 110$  MPa)

### 7.8.3 Influência da resistência à compressão

Com respeito à influência da resistência à compressão na tensão máxima, a Figura 7.24 mostra que a relação entre tensão de aderência e resistência à compressão não é linear. A mesma observação foi constatada para os outros diâmetros.

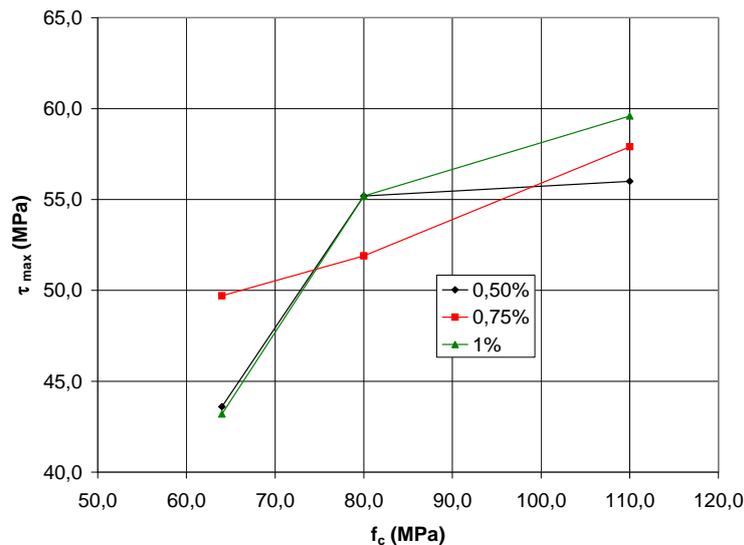


Figura 7.24 Variação da tensão de aderência com a resistência à compressão ( $\phi = 8$  mm)

### 7.9 Modelo proposto para a curva tensão de aderência x deslizamento

A partir dos resultados dos ensaios, foi possível observar que existe um trecho ascendente não-linear, como apresentado nos modelos de HUANG (1996), HARAJLI (1995) e ELIGEHAUSEN (1983), seguido de uma parte linear até um patamar e depois um trecho linear até uma tensão final. Entretanto um aspecto da curva do modelo de ELIGEHAUSEN que não se verificou experimentalmente são os deslizamentos relativos ao início e fim do patamar. É possível observar que o deslizamento inicial é variável em função da resistência à compressão do concreto e não apenas da geometria, como mostram as Figuras 7.3 a 7.14.

Uma outra observação importante é com relação ao deslizamento relativo à tensão final ( $\tau_f$ ). Nota-se que a partir de um deslizamento igual a 8 mm, a tensão se mantém constante. Provavelmente o concreto entre nervuras já está cisalhado e a única contribuição é

dada pelo atrito entre a barra e o concreto circundante como observado nos ensaios feitos por ELIGEHAUSEN (1983).

O trecho inicial apresenta uma relação não-linear até um deslizamento em torno de  $0,35\delta_2$ , onde  $\delta_2$  é o deslizamento relativo ao início do patamar. Nessa parte do gráfico o único parâmetro que tem influência é a resistência do concreto, entretanto para todas as resistências, a forma do gráfico é a mesma, como pode ser visto nas Figuras 7.25 a 7.33. Isso demonstra a coerência dos resultados obtidos, bem como a uniformidade na condução dos ensaios.

Nas Figuras 7.25 a 7.33 são plotadas curvas tensão-deslizamento adimensionais para cada diâmetro, nas quais a tensão está dividida pela máxima e os deslizamentos por  $\delta_2$ .

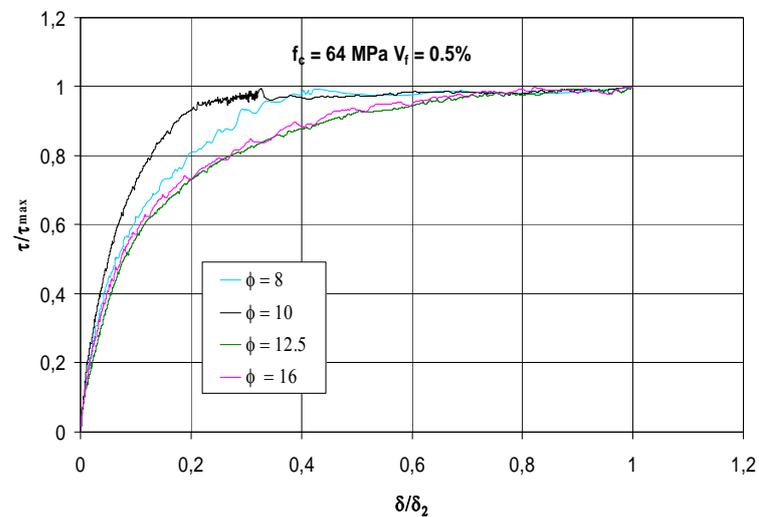


Figura 7.25 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 0,5\%$   $f_c = 64 \text{ MPa}$ )

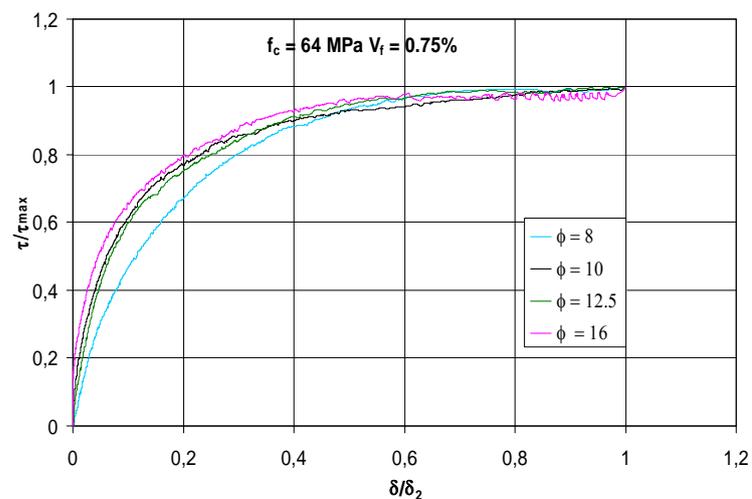
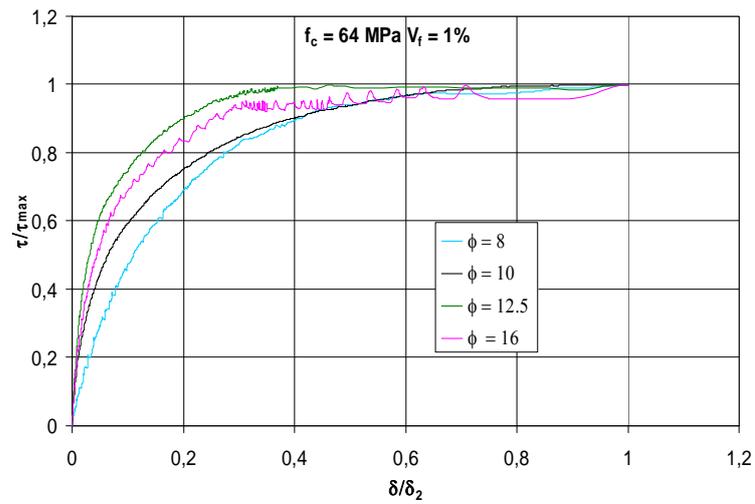
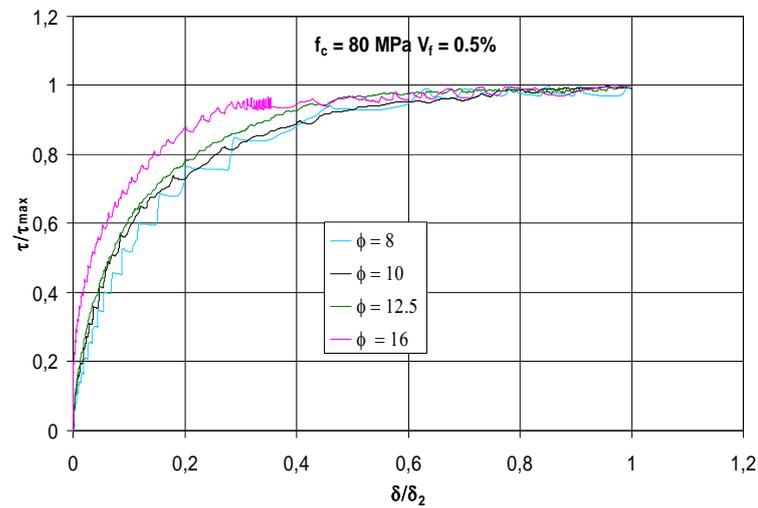
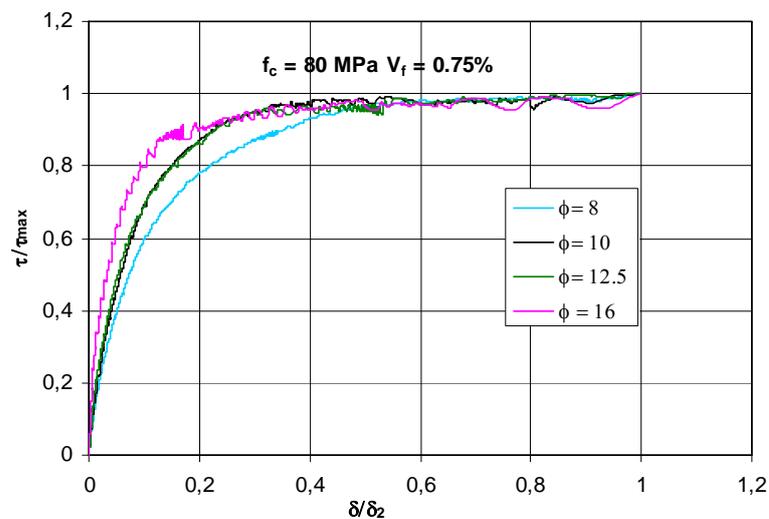


Figura 7.26 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 0,75\%$   $f_c = 64 \text{ MPa}$ )

Figura 7.27 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 1$  e  $f_c = 64 \text{ MPa}$ )Figura 7.28 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 0,5\%$  e  $f_c = 80 \text{ MPa}$ )Figura 7.29 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 0,75\%$  e  $f_c = 80 \text{ MPa}$ )

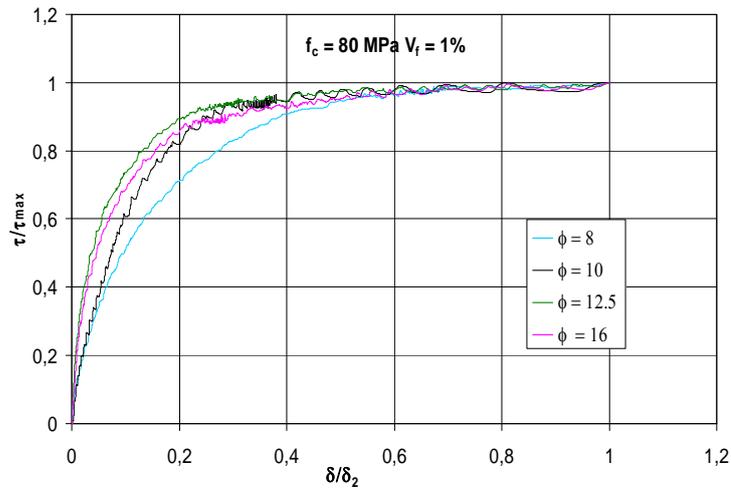


Figura 7.30 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 1\%$  e  $f_c = 80$  MPa)

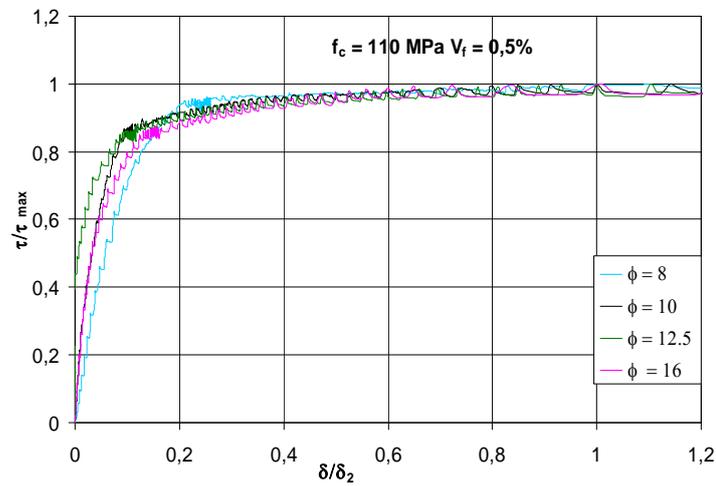


Figura 7.31 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 0,5\%$  e  $f_c = 110$  MPa)

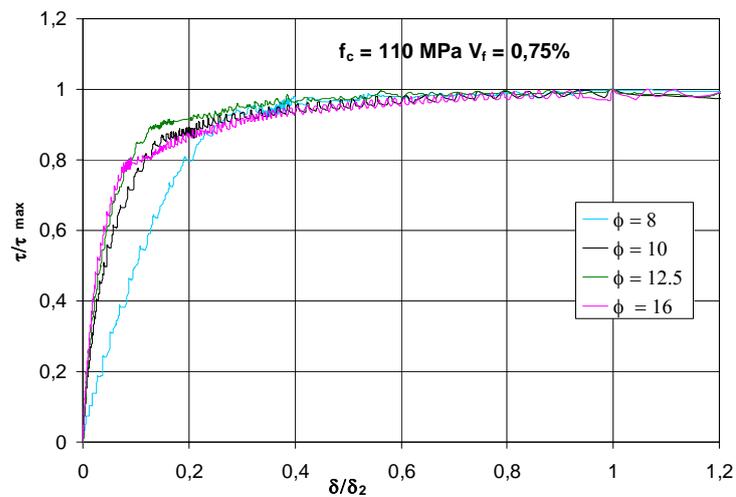


Figura 7.32 Gráfico tensão de aderência x deslizamento normalizado ( $V_f = 0,75\%$  e  $f_c = 110$  MPa)

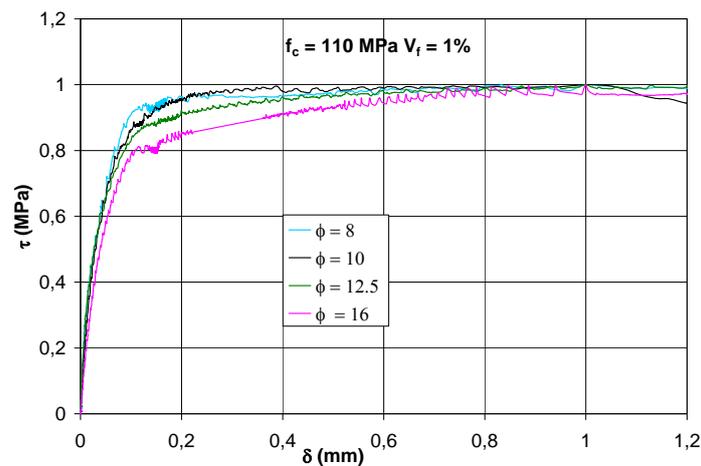


Figura 7.33 Forma do gráfico tensão de aderência x deslizamento ( $V_f = 1$  e  $f_c = 110 \text{ MPa}$ )

Levando em consideração estas observações e os dados obtidos experimentalmente, é proposto o modelo representado graficamente na Figura 7.34.

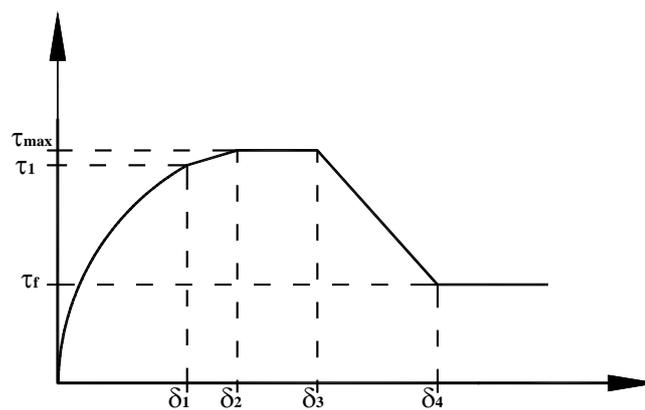


Figura 7.34 Curva tensão de aderência x deslizamento proposta

A formulação proposta é composta de uma curva não-linear que vai de zero até um deslizamento  $\delta_1$ , seguida de um segmento de reta inclinada até o deslizamento  $\delta_2$ , onde dá início a um patamar até o deslizamento  $\delta_3$ , após o qual as tensões decrescem linearmente até um valor final  $\tau_f$ .

Através de uma regressão não-linear, pode-se expressar a relação entre  $\tau$  e  $\delta$  da parte inicial do gráfico através da seguinte Equação :

$$\tau = \tau_{\max} \left( \frac{\delta}{\delta_2} \right)^{0,35} \quad 0 < \delta < \delta_1 \quad (\text{Eq. 7.1a})$$

Nos demais intervalos, a curva é obtida a partir das seguintes Equações :

$$\tau = (\tau_{\max} - \tau_1) \cdot \left( \frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} \right) + \tau_1 \quad \delta_1 < \delta < \delta_2 \quad (\text{Eq. 7.1b})$$

$$\tau = \tau_{\max} \quad \delta_2 < \delta < \delta_3 \quad (\text{Eq. 7.1c})$$

$$\tau = (\tau_{\max} - \tau_f) \cdot \left( \frac{\delta_4 - \delta}{\delta_4 - \delta_3} \right) + \tau_f \quad \delta_3 < \delta < \delta_4 \quad (\text{Eq. 7.1d})$$

Onde :

$\tau$  é a tensão relativa ao deslizamento  $\delta$ ;

$\tau_{\max}$  é a tensão máxima de aderência;

$\delta_2$  é o deslizamento relativo ao início do patamar.

$$\delta_1 = 0,35\delta_2$$

Para completa definição do gráfico é necessário definir os deslizamentos  $\delta_2$  e  $\delta_3$ . Para isso é preciso saber quais parâmetros influenciam estes deslizamentos. A Figura 7.35 mostra a variação de  $\delta_2$  com relação aos percentuais de fibra dos modelos com diâmetro da barra igual a 12,5 mm. Nota-se que há pouca ou nenhuma variação no valor do deslizamento  $\delta_2$  à medida que se aumenta o percentual de fibra. Resultado semelhante foi obtido para os demais diâmetros.

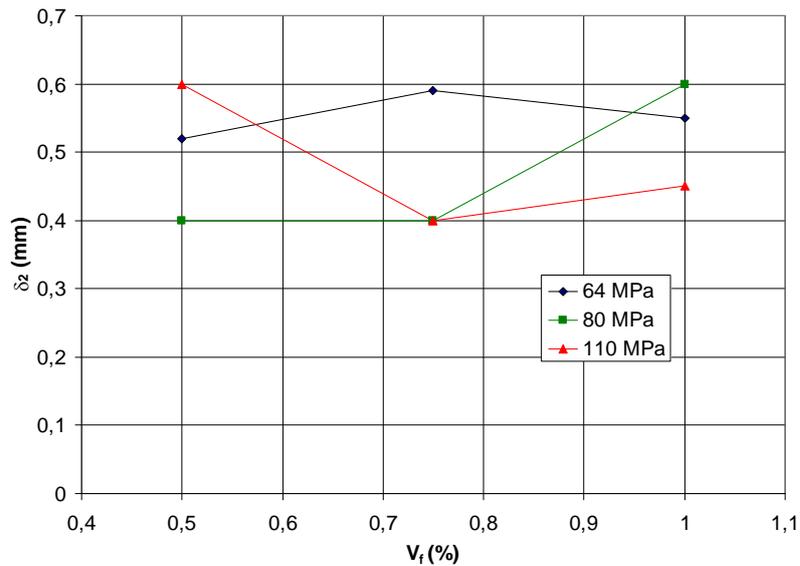


Figura 7.35 Variação do deslizamento  $\delta_2$  em função da variação do percentual de fibra

Já o efeito da variação do diâmetro é significativo no deslizamento  $\delta_2$ , como mostra a Figura 7.36. O  $\delta_{médio}$  é a média dos deslizamentos  $\delta_2$  dos três percentuais de fibra com mesma resistência à compressão. É possível perceber que relação entre  $\delta_2$  e diâmetro é não-linear e que as curvas relativas a cada resistência à compressão são paralelas. De acordo com ELIGEHAUSEN(1983) este deslizamento também é influenciado pelo espaçamento entre nervuras ( $s_r$ ).

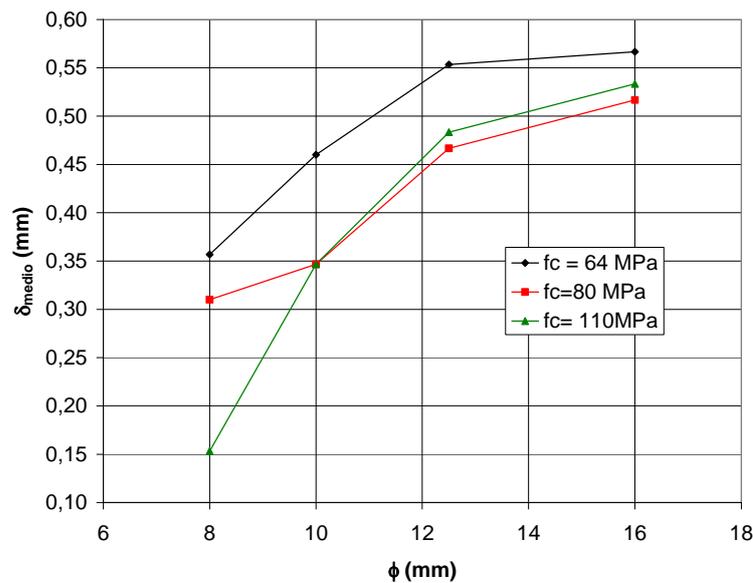


Figura 7.36 Variação do deslizamento  $\delta_{médio}$  em função do diâmetro.

Alguns autores apontam que a altura e espaçamento das nervuras também influenciam o deslizamento. Como as barras tiveram diâmetros variáveis e alturas e espaçamentos de nervuras variáveis, não se pode concluir se o que realmente influenciou foi a variação do diâmetro. Desta forma, optou-se por levar em consideração a influência da altura e espaçamento das nervuras, pois estas geralmente são expressas como uma fração do diâmetro. A Figura 7.37 mostra um gráfico onde estão plotados  $\delta_{medio} \cdot f_c$  x  $s_r \cdot h_r$ . Fazendo-se uma regressão não-linear é possível determinar uma expressão para o deslizamento  $\delta_2$  em função de  $s_r$  e  $h_r$ . Considerando que a variação causada pela resistência à compressão é linear e interpolando a expressão obtida para  $f_c = 64$  MPa e 110 MPa, obtém-se :

$$\delta_2 = \frac{a}{f_c} \cdot (s_r \cdot h_r)^{0,28} \quad \text{em mm} \quad (\text{Equação 7.2})$$

Onde

$$a = 30 - 0,174 \cdot f_c$$

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto em MPa;

$h_r$  e  $s_r$  são a altura e espaçamento das nervuras, respectivamente, em mm;

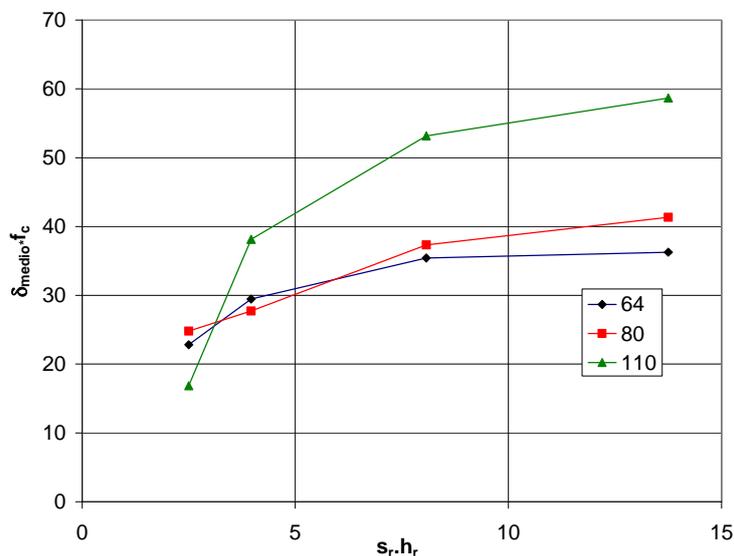


Figura 7.37- Média dos deslizamentos  $\delta_2$  em função da altura e espaçamento das nervuras

O início do trecho descendente da curva, definido pelo deslizamento  $\delta_3$ , sofre influência do diâmetro da barra, como pode ser visto nas Figuras 7.38 a 7.40.

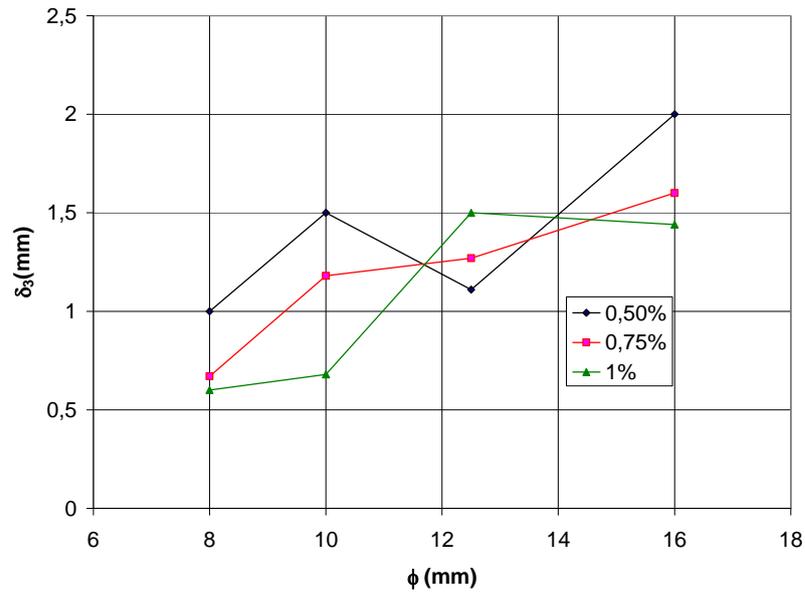


Figura 7.38- Variação do deslizamento  $\delta_3$  em função do diâmetro das barras ( $f_c = 64$  MPa)

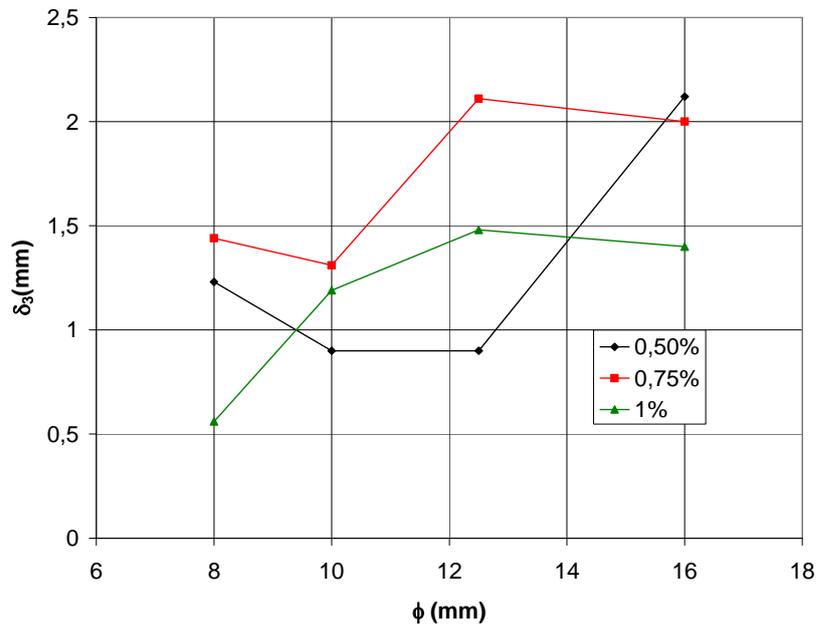


Figura 7.39- Variação do deslizamento  $\delta_3$  em função do diâmetro das barras ( $f_c = 80$  MPa)

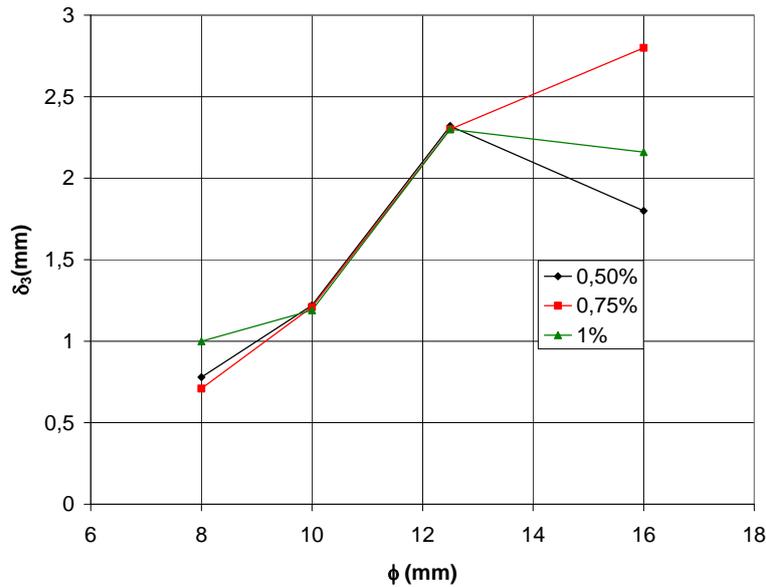


Figura 7.40- Variação do deslizamento  $\delta_3$  em função do diâmetro das barras ( $f_c = 110$  MPa)

Na Figura 7.41 é possível observar a variação do deslizamento  $\delta_3$  em função da resistência à compressão,  $f_c$ . As curvas referem-se à média dos três percentuais de fibra para cada diâmetro. Observa-se que há uma tendência a uma relação linear entre estas duas grandezas.

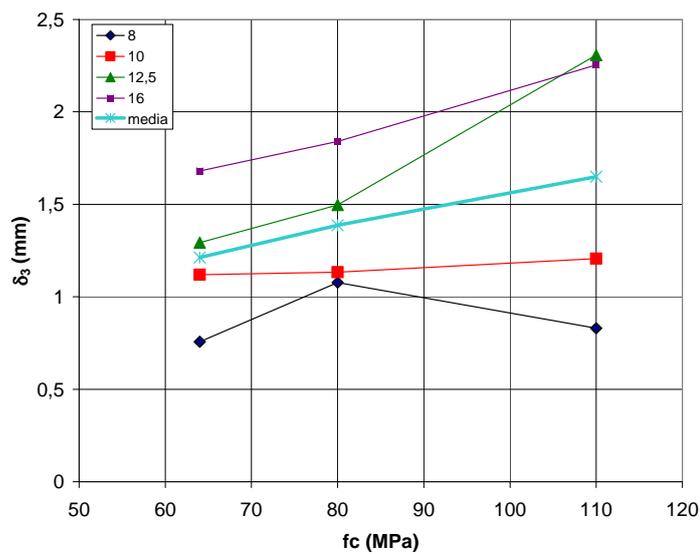


Figura 7.41- Variação do deslizamento  $\delta_3$  em função de  $f_c$

Interpolando linearmente, determina-se uma expressão para  $\delta_3$  relativa a cada um dos diâmetros. Em seguida, interpolando-se entre as curvas obtidas para  $\phi = 8$  mm e 16 mm, obtém-se :

$$\delta_3 = b.f_c + c \quad (\text{Equação 7.3})$$

Onde :

$$b = 0,0164.h_r - 0,0079$$

$$c = 0,85$$

$h_r$  é altura das nervuras em mm

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto em MPa.

A tensão máxima de aderência,  $\tau_{max}$  é afetada principalmente pela resistência à compressão do concreto. Há uma certa divergência entre vários autores sobre a expressão para cálculo desta tensão quando se trata de CAD, como mostrado no capítulo IV. Os resultados obtidos indicam que a tensão máxima de aderência é proporcional a  $f_c^{0,35}$ , todavia, existe uma dispersão de resultados inerente ao próprio ensaio, conforme citado no capítulo VI e este expoente poderá variar. Como mostrado no capítulo III, um outro fator que tem influência na tensão máxima de aderência é a área relativa de nervura.

A Figura 7.42 mostra o gráfico tensão máxima em função do produto entre  $f_c$  e  $f_r$ , onde  $f_r$  é a área relativa de nervura, conforme definido pelo EUROCODE 2 (1993) e o Bulletin d'Information CEB 1 (1999). Optou-se por este gráfico para que pudessem ser comparados todos os ensaios para cada percentual de fibra e porque ele relaciona as variáveis diretamente envolvidas na tensão de aderência.

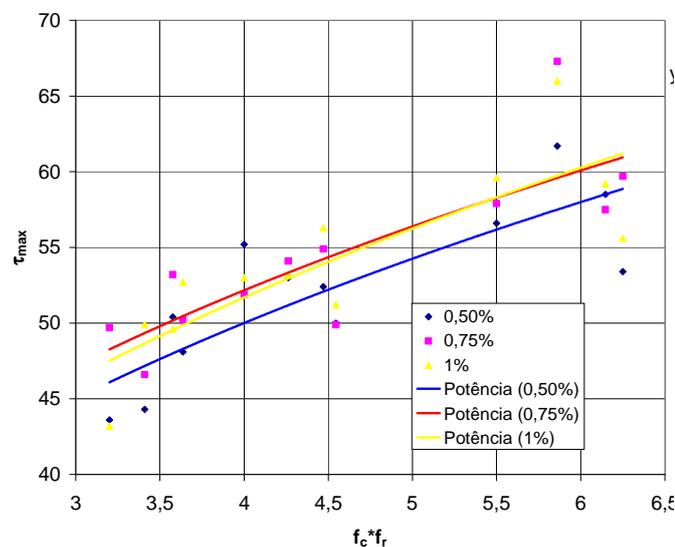


Figura 7.42- Variação da tensão máxima em função de  $f_c$  e da área relativa de nervura ( $f_r$ )

Através de uma regressão não-linear chega-se a expressões para  $\tau_{max}$  para cada percentual de fibra. Para se obter uma Equação válida para qualquer percentual entre 0,5% e 1% interpola-se linearmente entre estas expressões, o que conduz à Equação :

$$\tau_{max} = (400.v_f + 28).(f_c.f_r)^{0,35}, \text{ em MPa} \quad (\text{Eq. 7.4})$$

Onde :

- $v_f$  – percentual volumétrico de fibra ;
- $f_c$  – resistência à compressão em MPa;
- $f_r$  – área relativa das nervuras =  $0,5.h_r/s_r$
- $h_r$  – altura das nervuras;
- $s_r$  – espaçamento das nervuras

A Figura 7.43 mostra a variação da relação entre a tensão final ( $\tau_f$ ) e a tensão máxima com a resistência à compressão do concreto para os corpos-de-prova com barras de 16 mm. Nota-se que a relação  $\tau_f/\tau_{max}$  tende a crescer à medida que o  $f_c$  aumenta. O mesmo pode ser observado para os corpos-de-prova com barras de 10 mm e 8 mm, como mostram as Figuras 7.44 e 7.45.

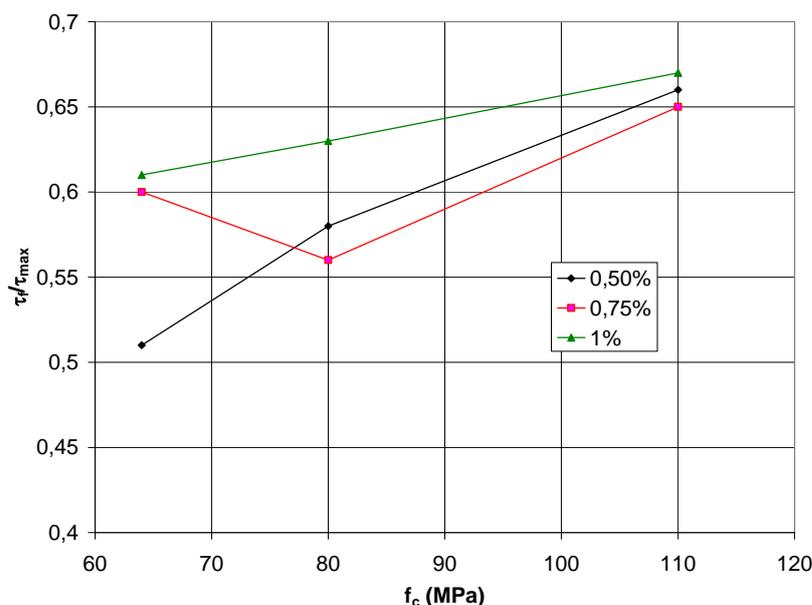


Figura 7.43- Variação de  $\tau_f/\tau_{max}$  em função de  $f_c$  ( $\phi = 16$  mm)

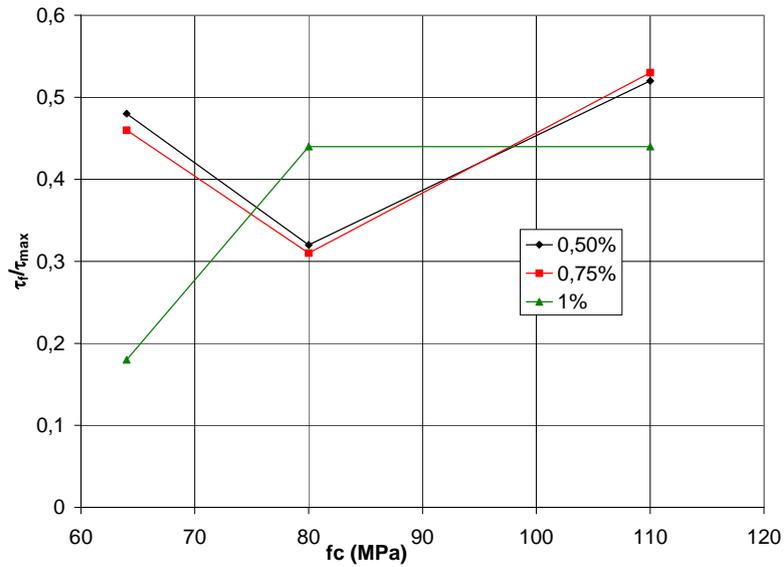


Figura 7.44- Variação de  $\tau_f/\tau_{max}$  em função de  $f_c$  ( $\phi = 10$  mm)

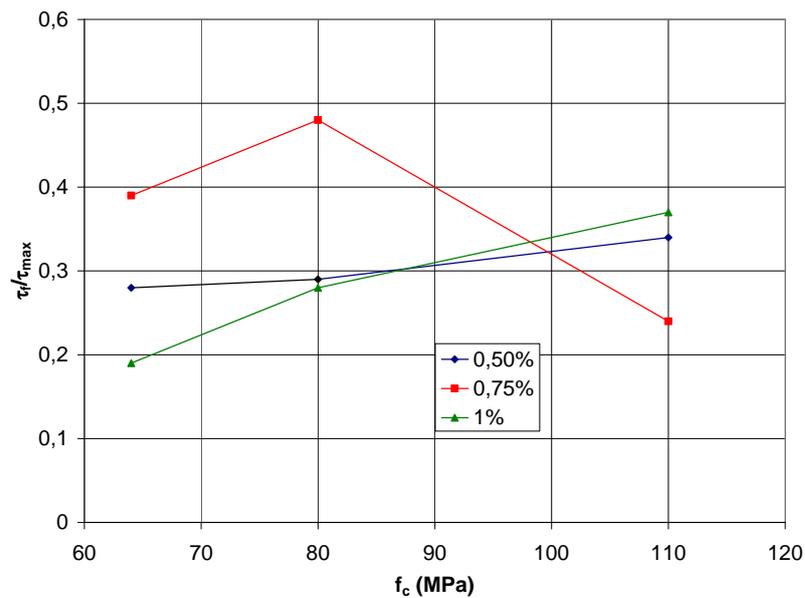


Figura 7.45- Variação de  $\tau_f/\tau_{max}$  em função de  $f_c$  ( $\phi = 8$  mm)

Na Figura 7.46 vê-se o gráfico da relação  $\tau_f/\tau_{max}$  versus  $f_r$ . É possível notar que à medida que se aumenta  $f_r$  há um acréscimo do valor desta relação.

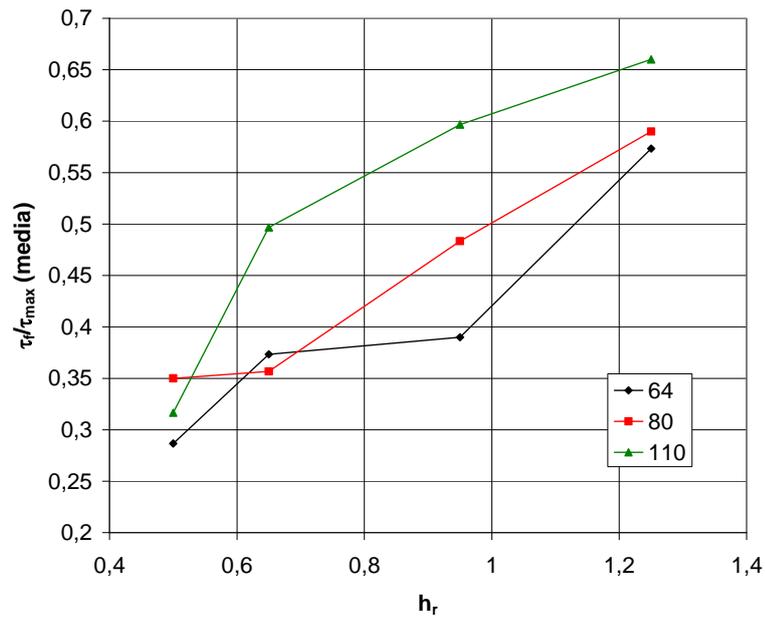


Figura 7.46- Variação de  $\tau_f/\tau_{\max}$  em função de  $h_r$

Através de uma interpolação linear obtém-se uma expressão para cada resistência à compressão. Considerou-se que o deslizamento relativo à tensão  $\tau_f$  é igual a 8 mm. Interpolando os valores entre 64 MPa e 110 MPa, a tensão final pode ser expressa por :

$$\frac{\tau_f}{\tau_{\max}} = 0,0013 \cdot f_c (1 + h_r) + 0,23 \cdot h_r + 0,05 \quad (\text{Equação 7.5})$$

Onde :

$f_c$  – resistência à compressão do concreto em MPa;

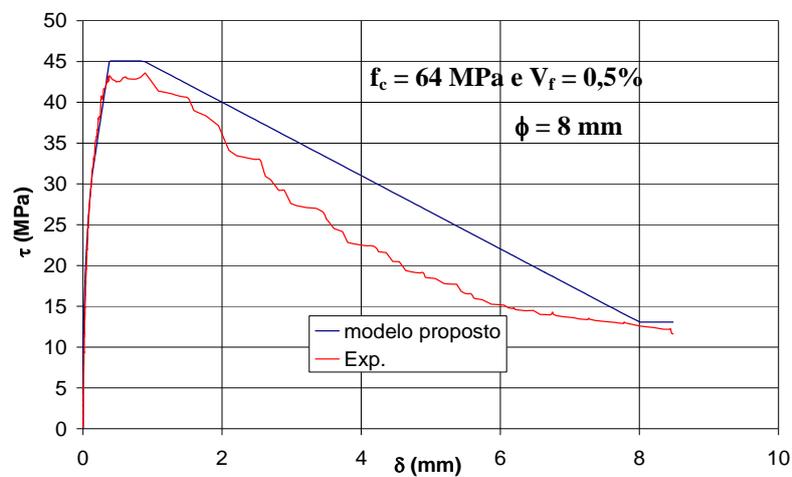
$h_r$  – altura das nervuras em mm;

$\tau_{\max}$  – tensão máxima de aderência.

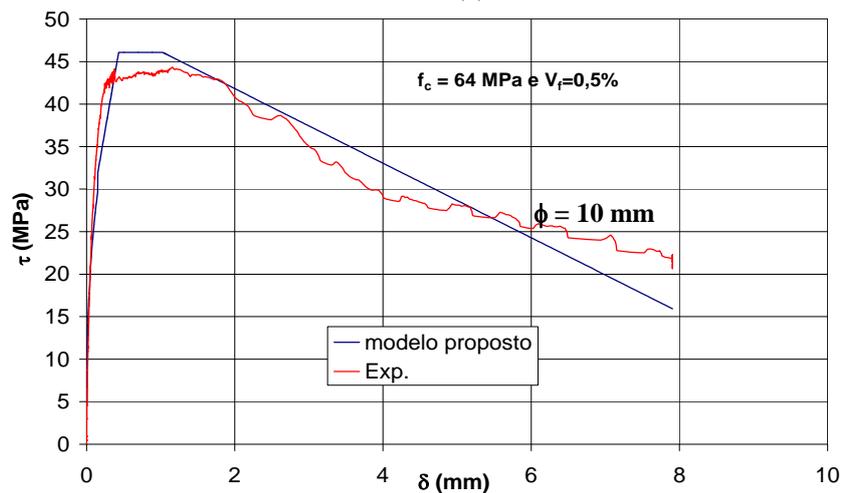
As Equações 7.1 a 7.5 definem todos os trechos do gráfico tensão de aderência x deslizamento. Procurou-se para cada parte do gráfico envolver entre as variáveis as que mais influenciam a curva.

## 7.10 Comparação dos resultados experimentais e fornecidos pelo modelo proposto

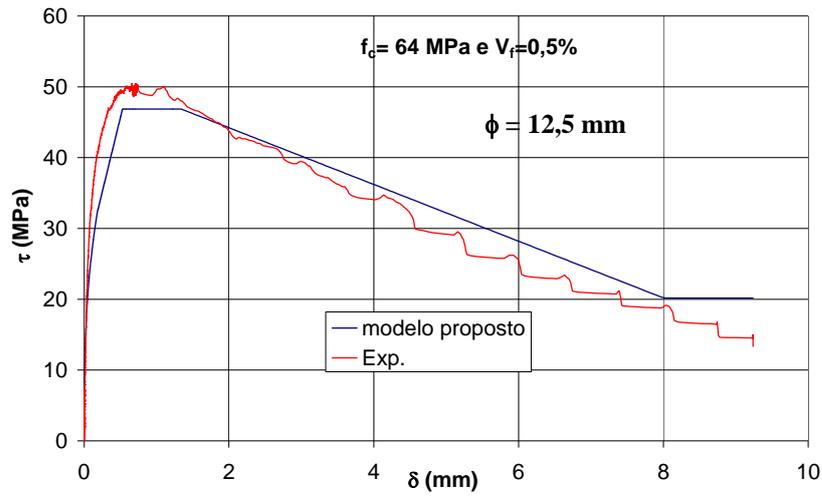
Nas Figuras 7.47 (a) a 7.47 (d) são feitas comparações entre as curvas obtidas experimentalmente e com o modelo teórico para os corpos-de-prova com resistência à compressão igual a 64 MPa e volume de fibra igual a 0,5%. Já as Figuras 7.48 (a) a 7.48 (d) mostram a mesma comparação para corpos-de-prova com  $f_c = 64$  MPa e volume de fibra igual a 0.75%.



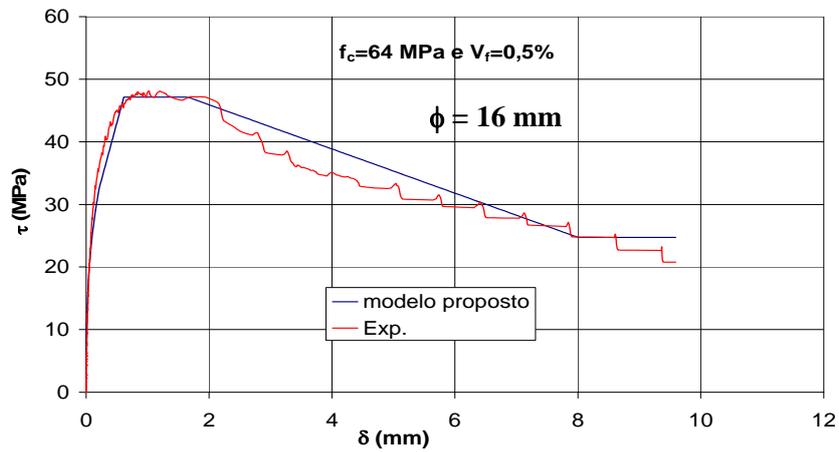
(a)



(b)

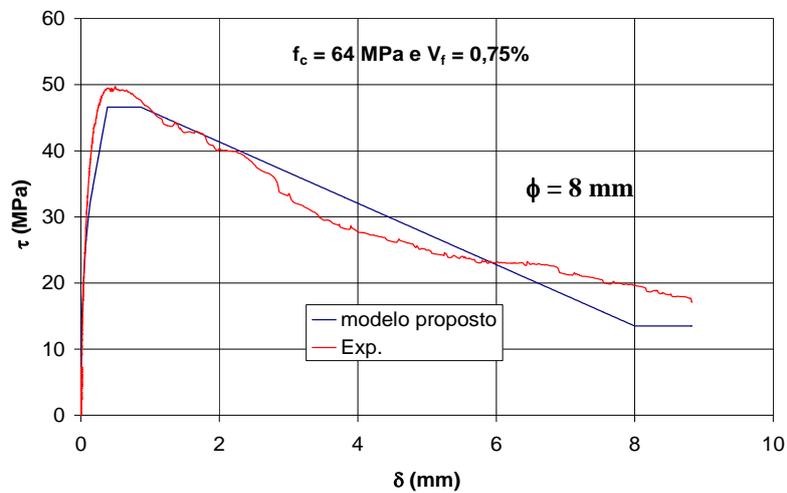


(c)

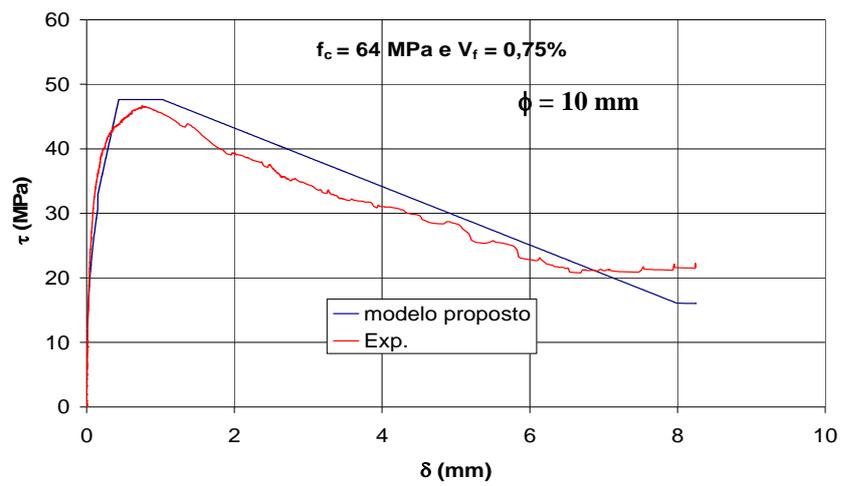


(d)

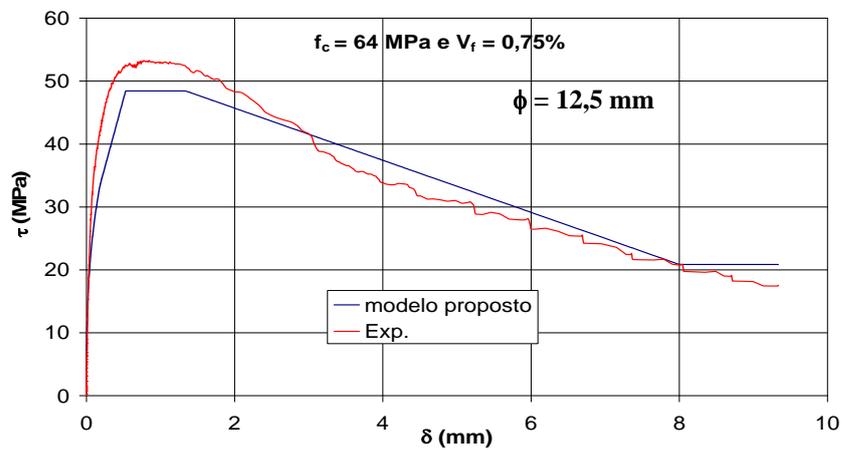
Figura 7.47 Curva teórica e experimental para  $f_c = 64 \text{ MPa}$ ,  $V_f = 0,5\%$  e  $\phi$  de 8 mm a 16 mm



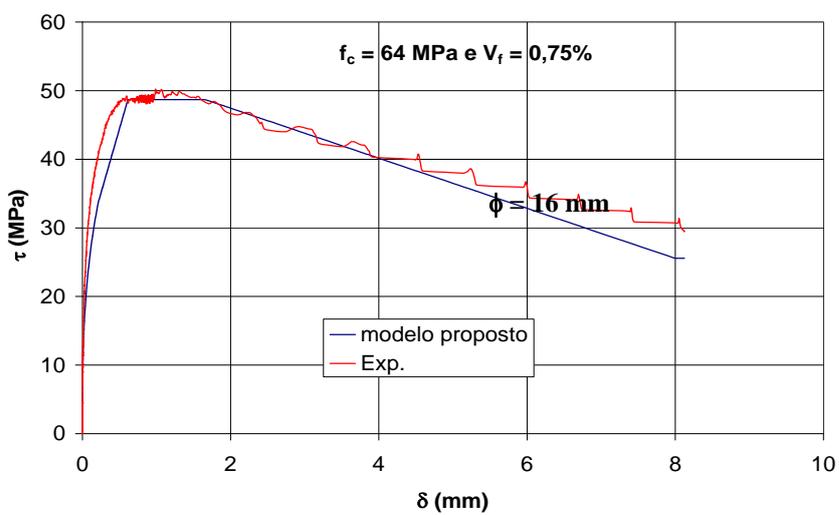
(a)



(b)



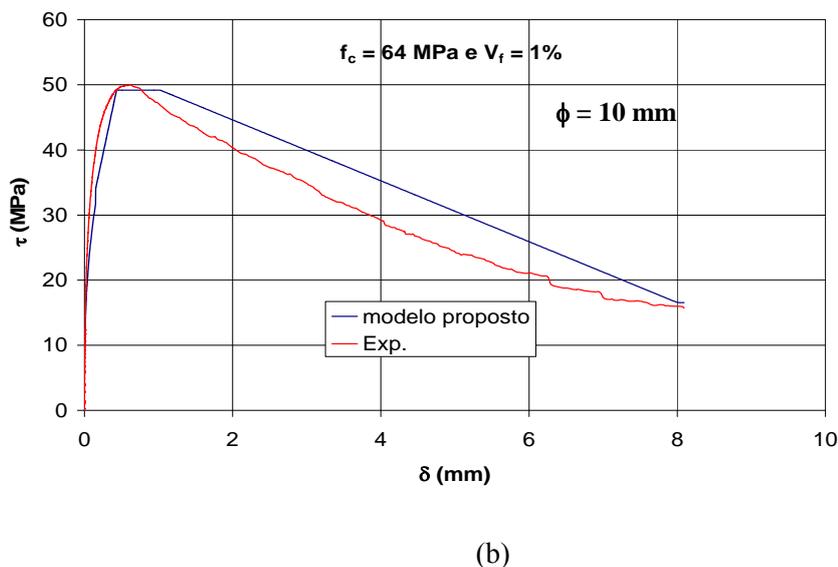
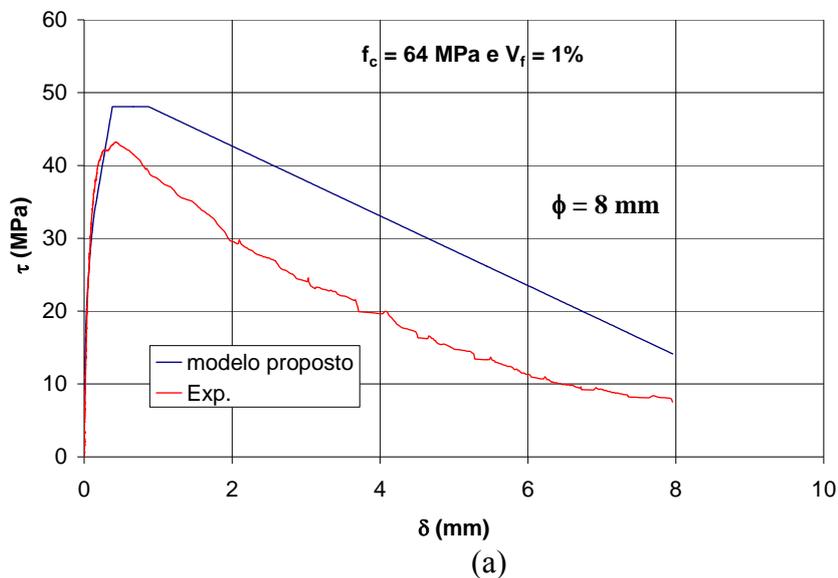
(c)

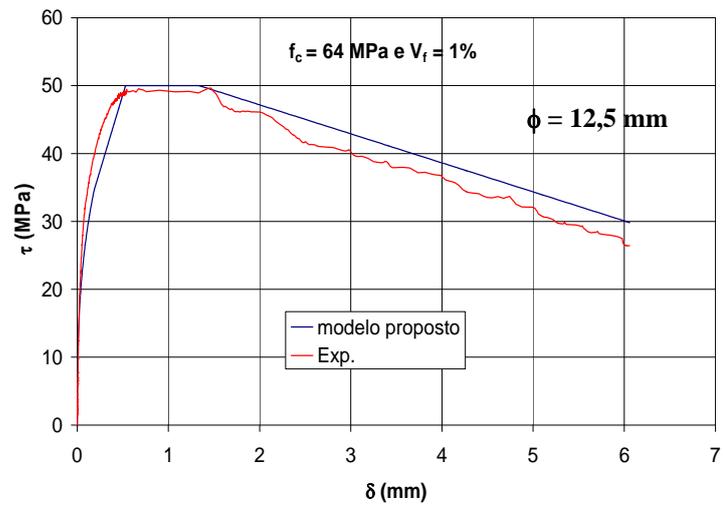


(d)

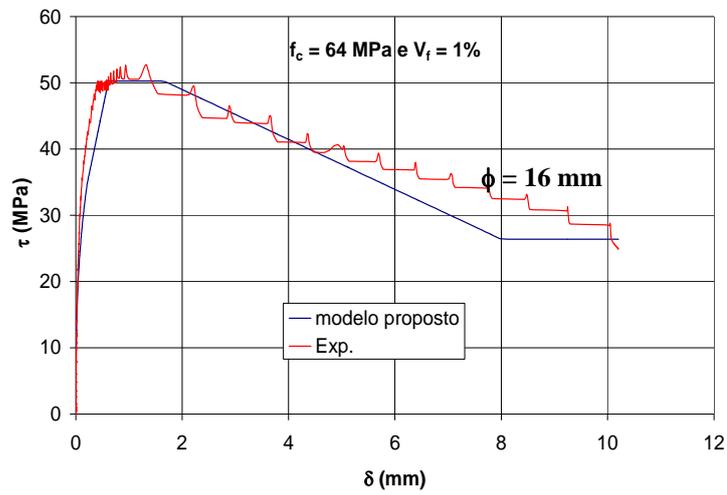
Figura 7.48 Curva teórica e experimental para  $f_c = 64 \text{ MPa}$ ,  $V_f = 0,75\%$  e  $\phi$  de 8 mm a 16 mm

É possível ver nas Figuras 7.47 e 7.48 que o modelo representa bem a curva experimental, sobretudo no que diz respeito às tensões máxima e final. As Figuras 7.49 (a) a 7.49 (d) mostram as curvas teóricas e experimentais para os corpos-de-prova com  $f_c$  igual a 64 MPa e  $V_f = 1\%$ . A maior diferença entre o modelo proposto e os resultados experimentais foram obtidos para o corpo-de-prova com  $\phi = 8$  mm, no qual a relação entre tensão máxima teórica e experimental foi igual a 1,14. As Figuras 7.50 (a) a 7.50 (d), 7.51 (a) a 7.51 (d) e 7.52 (a) a 7.52 (d) mostram a boa aproximação também obtida com o modelo proposto para os corpos-de-prova com  $f_c = 80$  MPa  $V_f$  igual a 0,5%, 0,75% e 1% respectivamente.



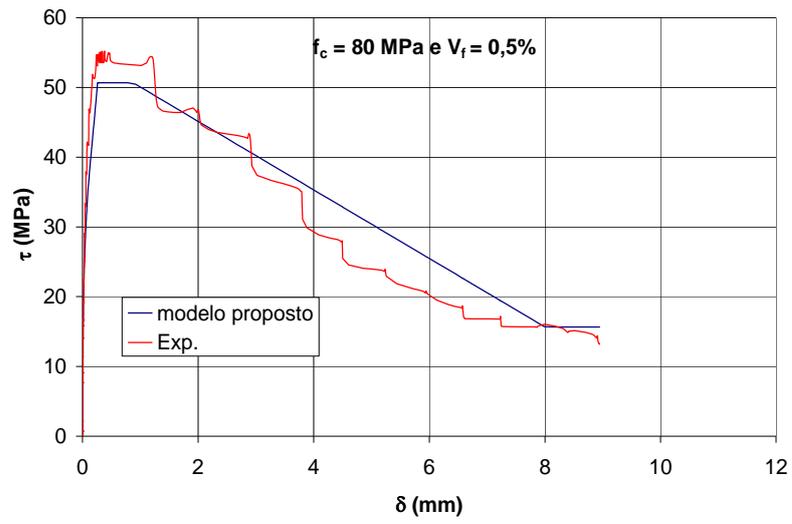


(c)

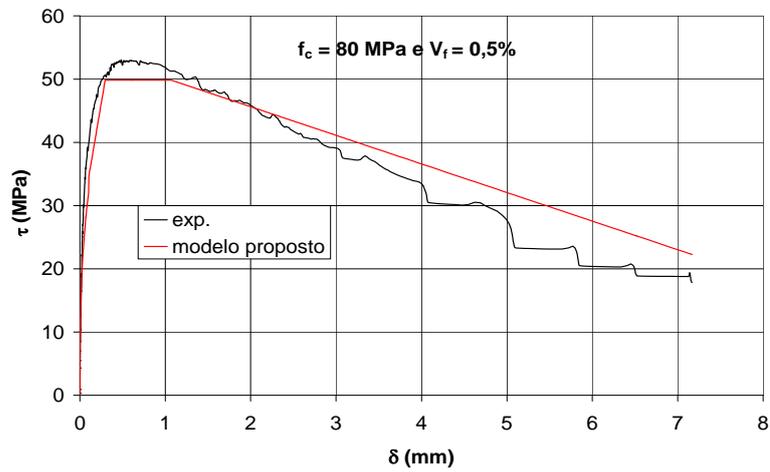


(d)

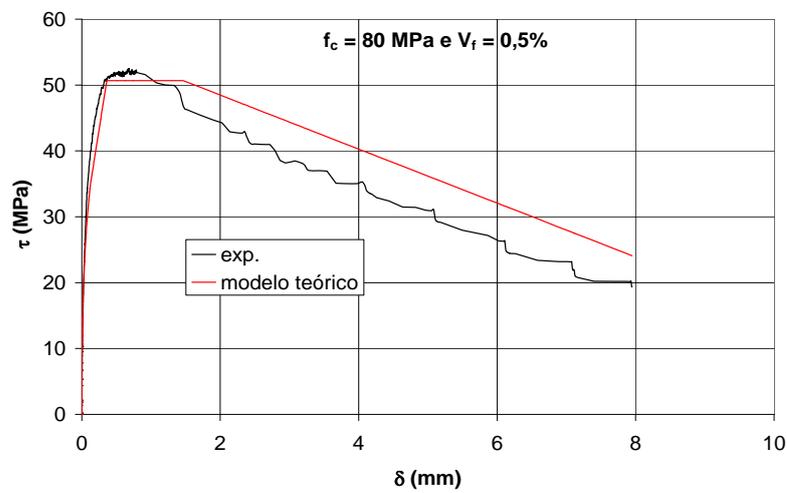
Figura 7.49 Curva teórica e experimental para  $f_c = 64 \text{ MPa}$  ,  $V_f = 1\%$



(a)



(b)



(c)

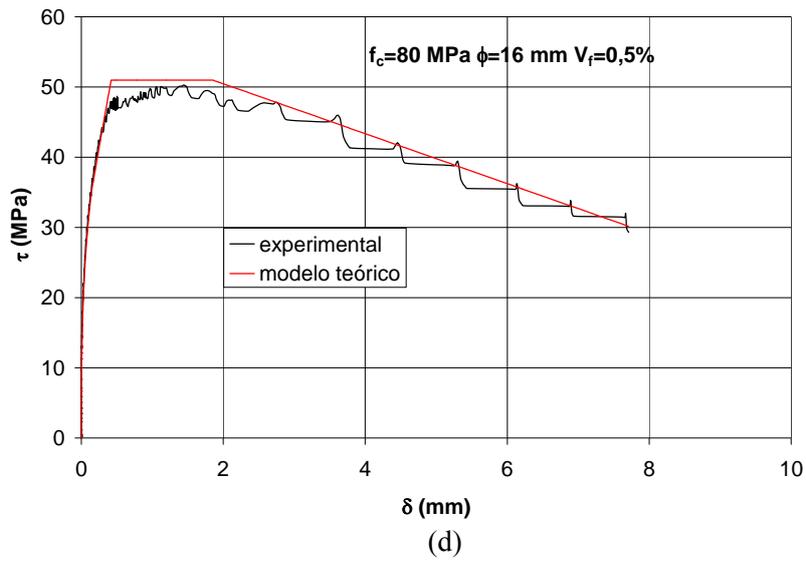
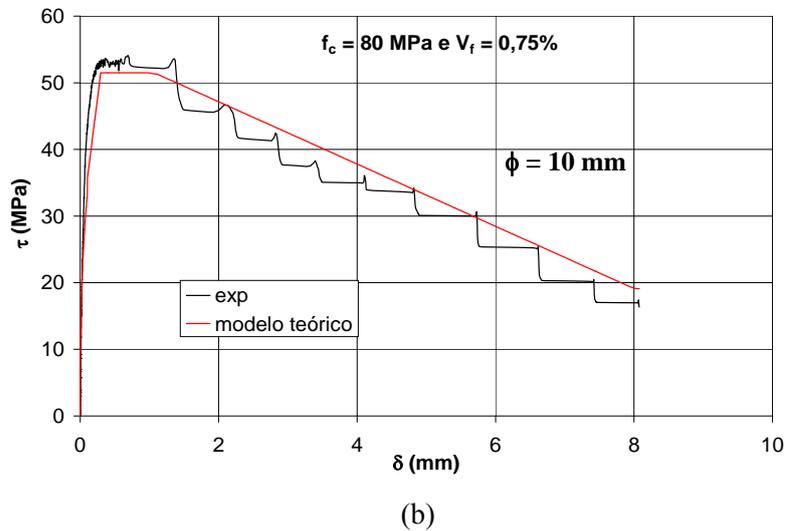
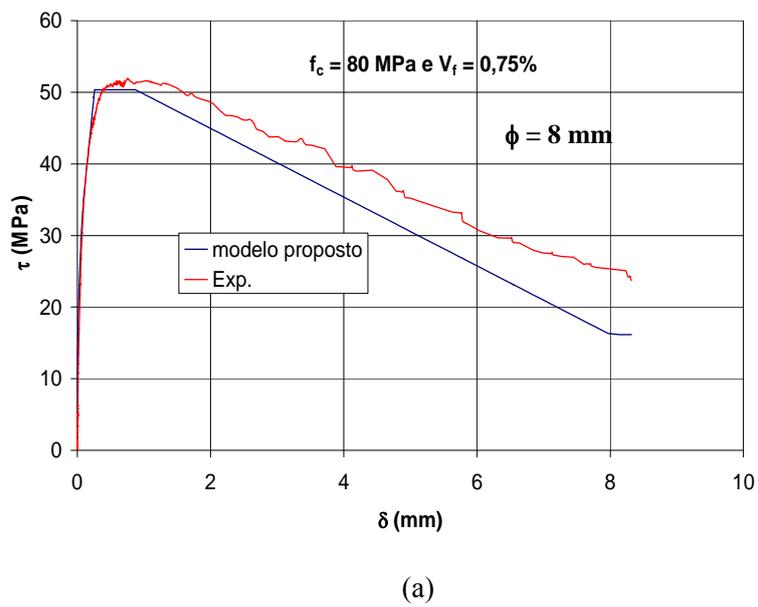
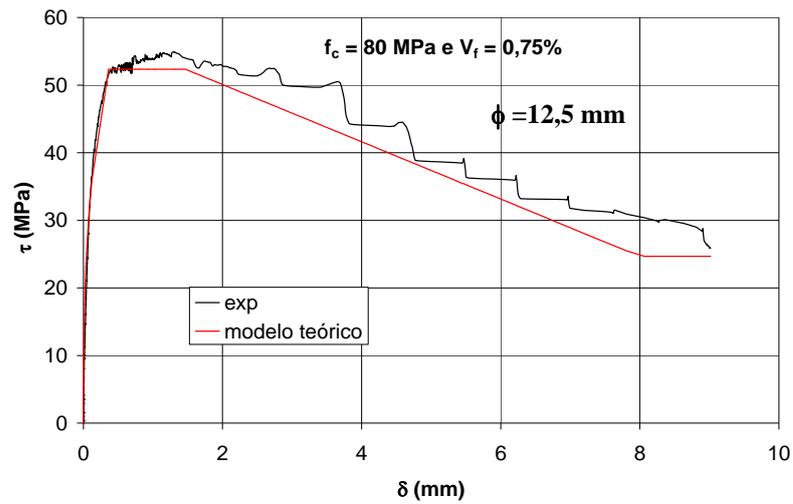
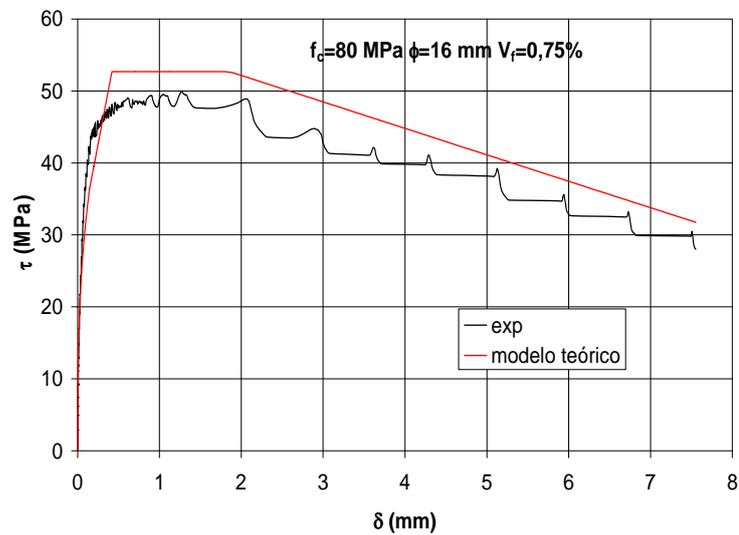


Figura 7.50 Curva teórica e experimental para  $f_c = 80 \text{ MPa}$ ,  $V_f = 0,5 \%$



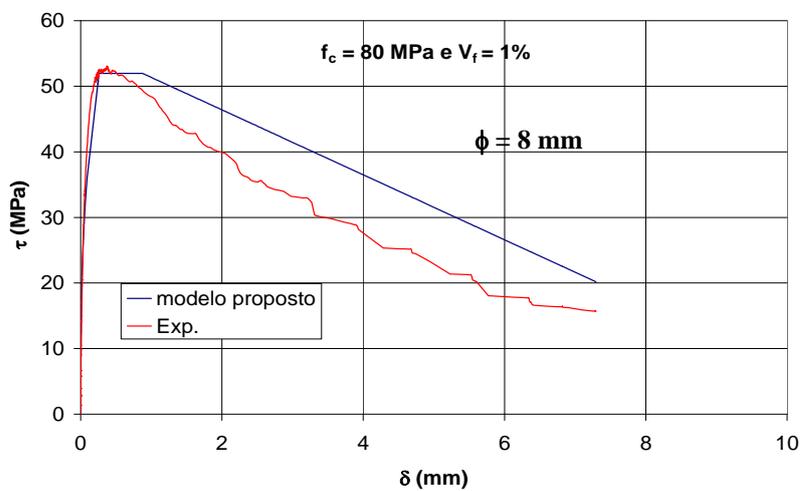


(c)

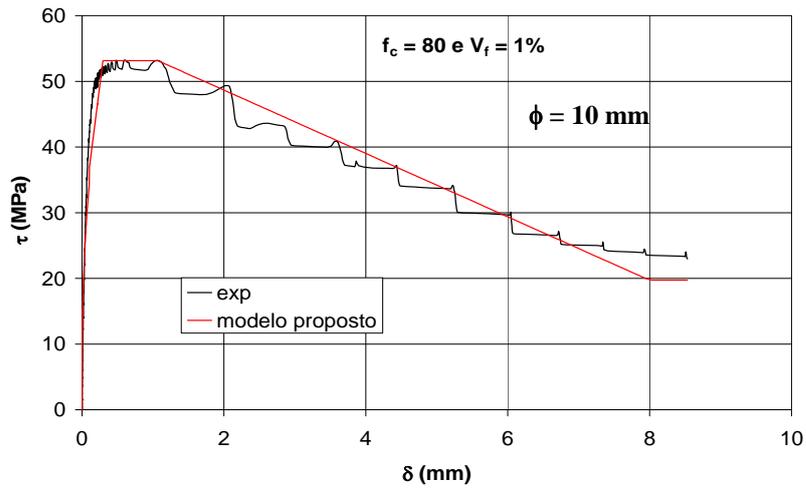


(d)

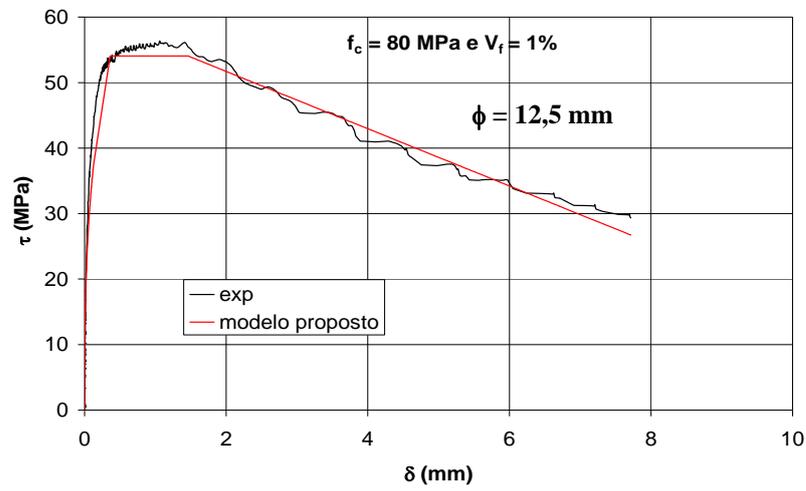
Figura 7.51 Curva teórica e experimental para  $f_c = 80 \text{ MPa}$ ,  $V_f = 0,75 \%$



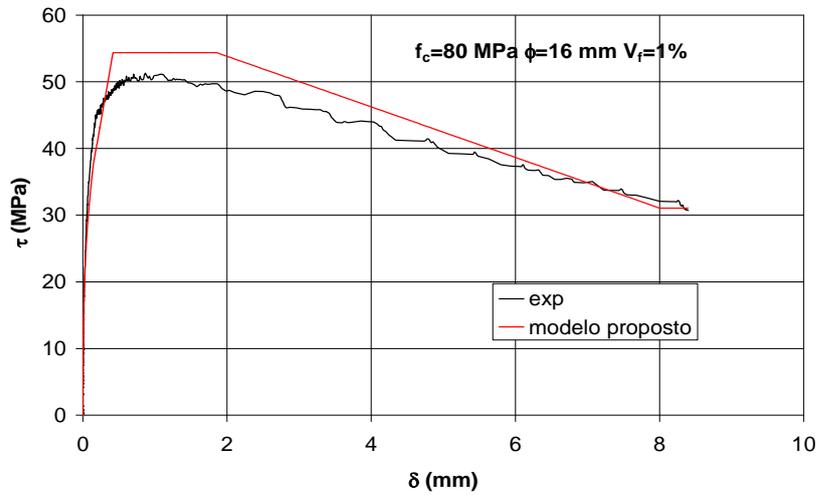
(a)



(b)

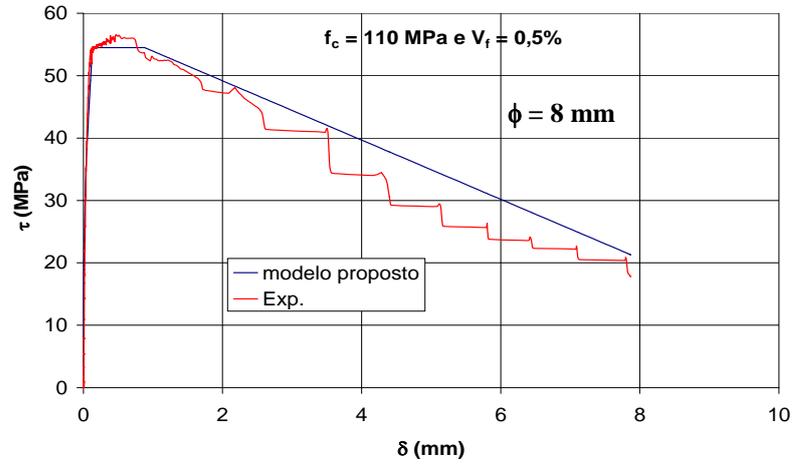


(c)

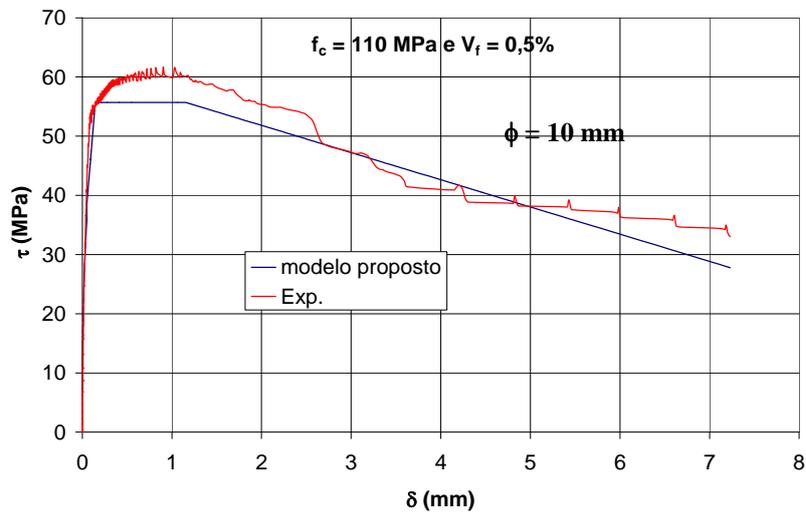


(d)

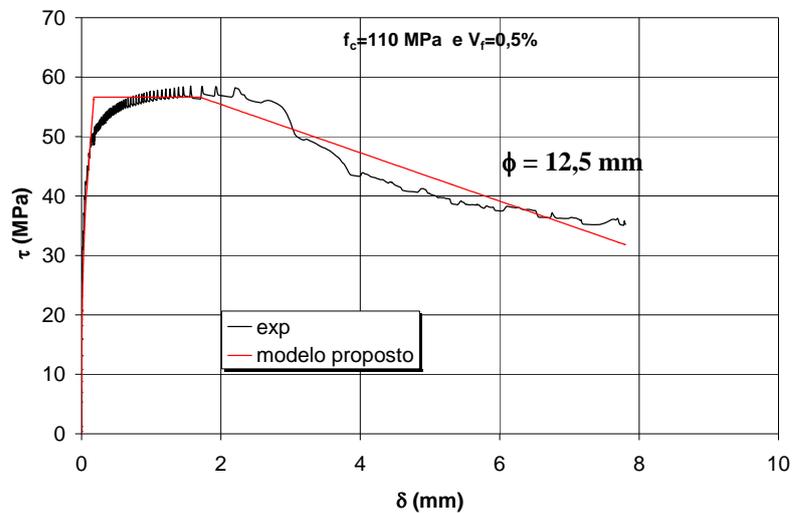
Figura 7.52 Curva teórica e experimental para  $f_c = 80$  MPa ,  $V_f = 1\%$



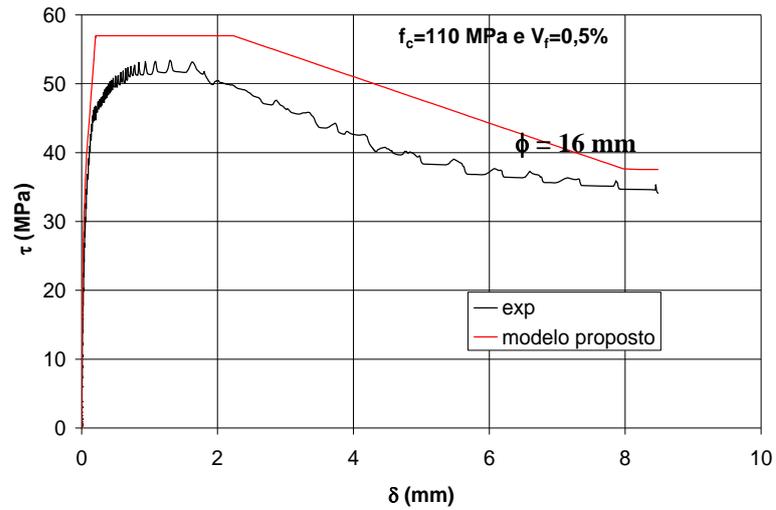
(a)



(b)

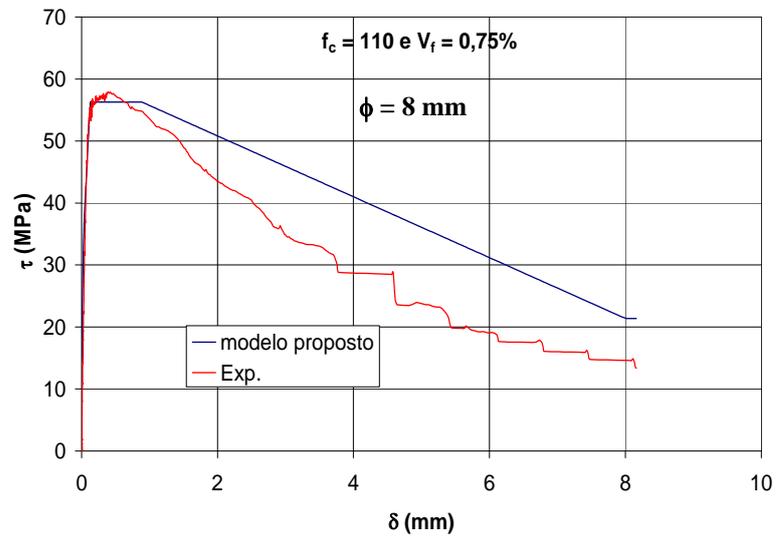


(c)

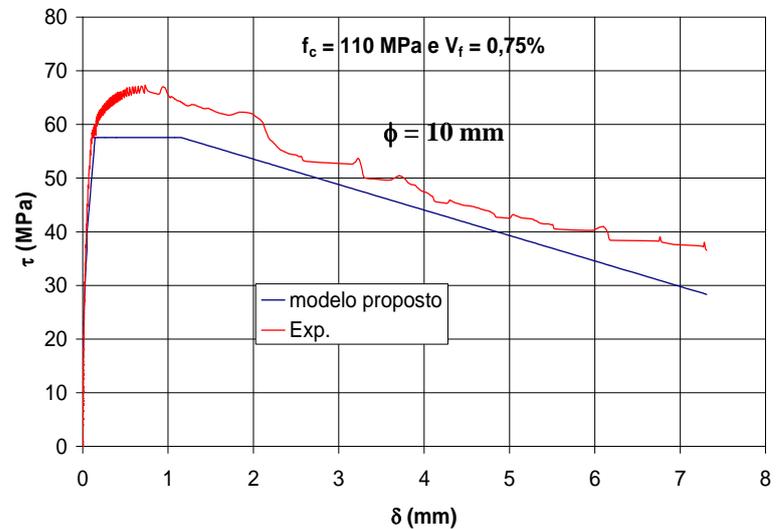


(d)

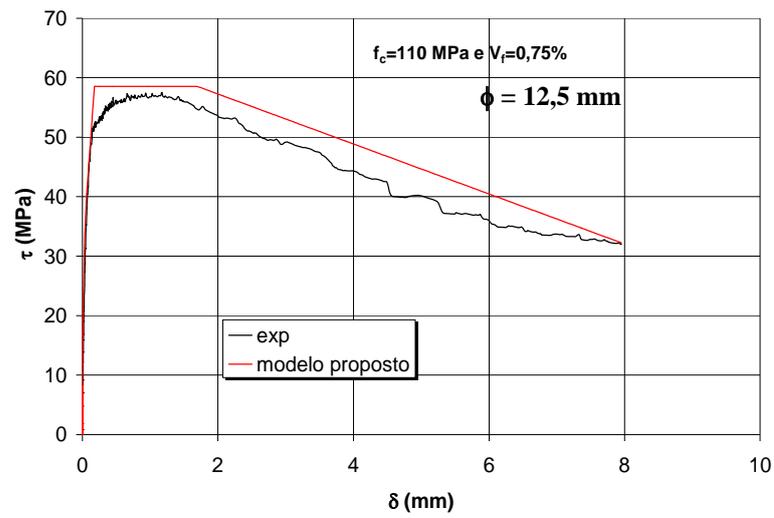
Figura 7.53 Curva teórica e experimental para  $f_c = 110$  MPa ,  $V_f = 0,5$  %



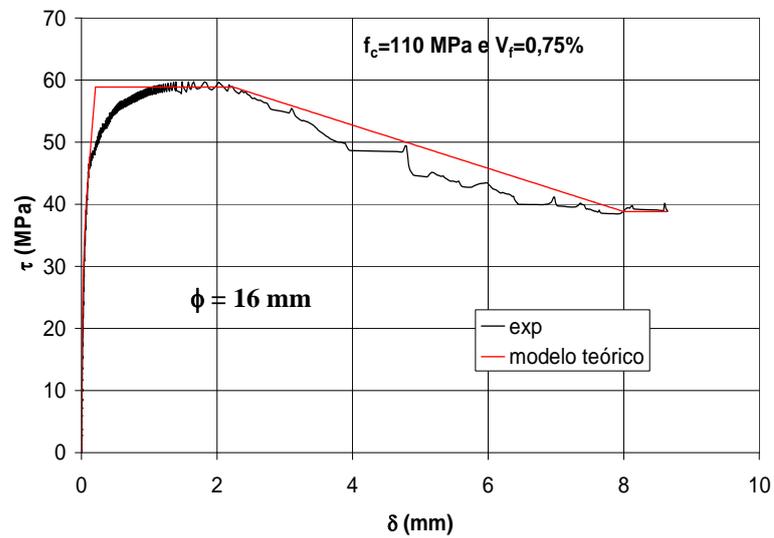
(a)



(b)

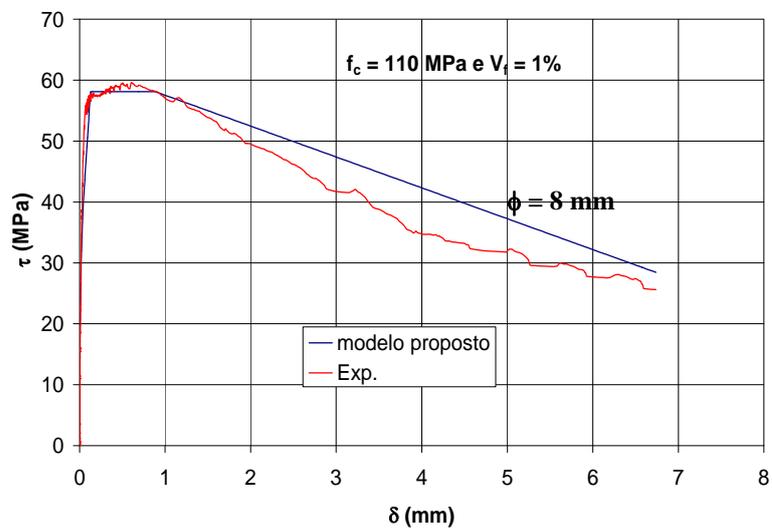


(c)



(d)

Figura 7.54 Curva teórica e experimental para  $f_c = 110$  MPa ,  $V_f = 0,75$  %



(a)

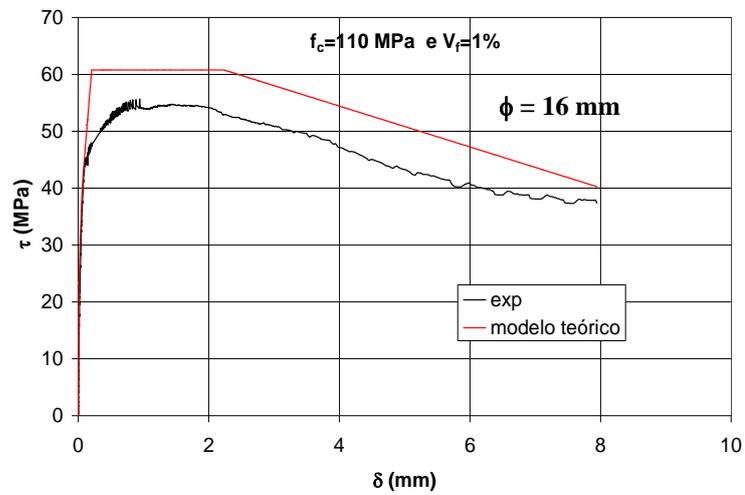
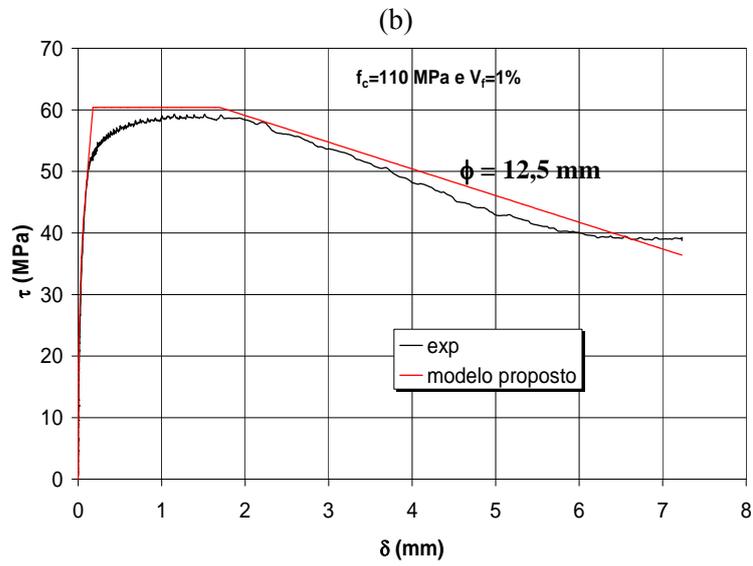
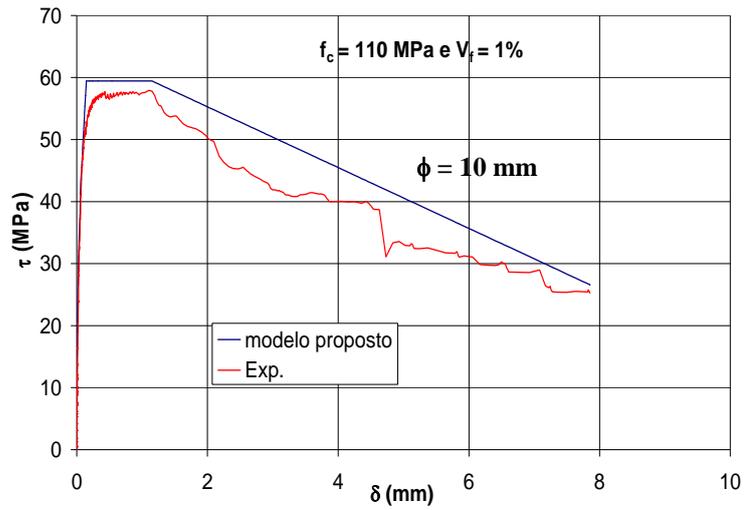


Figura 7.55 Curva teórica e experimental para  $f_c = 110 \text{ MPa}$  ,  $V_f = 1 \%$

As Figuras 7.53(a) a 7.53(d) , 7.54(a) a 7.54(d) e 7.55 (a) a 7.55 (d) mostram que o modelo proposto também representa bem a curva experimental dos corpos-de-prova com resistência à compressão igual a 110 MPa.

### 7.11 – Tensão de aderência para determinação do comprimento de ancoragem

A maioria das normas, incluindo a NBR 6118, não explicita para qual valor de deslizamento é tomada a tensão de aderência, o que dificulta a verificação da validade das formulações propostas por norma para concretos diversos daqueles de resistência normal.

Como forma de limitar a abertura de fissuras, bem como manter uma rigidez à flexão mínima, LEONHARDT(1982) propõe para o cálculo do comprimento de ancoragem, utilizar-se a tensão relativa a um deslizamento igual a 0,1 mm.

Como mostrado anteriormente, os deslizamentos relativos à tensão máxima são variáveis e dependem da resistência do concreto. Ao fixar um valor para o deslizamento e trabalhar com a tensão relativa a este, a margem de segurança dependerá da resistência do concreto e para resistências mais elevadas poderá não ser satisfatória.

Levando esses fatos em consideração, para determinar a tensão de aderência a ser empregada para o cálculo do comprimento de ancoragem achou-se mais viável fixar uma margem de segurança em relação à tensão máxima, independente da resistência do concreto. Para estabelecer essa margem, é interessante recorrer à recomendação de LEONHARDT (1982) com relação ao deslizamento, e também ao modelo de ELIGEHAUSEN (1983) para a curva tensão de aderência x deslizamento, para que a mesma segurança que se tem ao empregar concreto de resistência normal seja obtida.

Substituindo na Equação 4.1a o valor de um deslizamento igual a 0,1 mm, têm-se :

$$\tau_b = \tau_{\max} \left( \frac{0,1}{s_1} \right)^{0,4} \quad (\text{Eq. 7.6})$$

Na formulação de ELIGEHAUSEN,  $s_1$  é tomado igual a 1 mm, no caso de boas condições de aderência. Desta forma :

$$\tau_b = \tau_{\max} \left( \frac{0,1}{1} \right)^{0,4} = 0,4 \cdot \tau_{\max} \quad (\text{Eq. 7.7})$$

Levando esta relação na Equação 7.4, a tensão de aderência a ser usada para determinação do comprimento de ancoragem de barras retas tracionadas será dada por :

$$\begin{aligned} \tau_b &= 0,4 \cdot \tau_{\max} = 0,4 \cdot (400V_f + 28) \cdot (f_c f_r)^{0,35} \\ \tau_b &= (160V_f + 11,2) \cdot (f_c f_r)^{0,35} \end{aligned} \quad (\text{Eq. 7.8})$$

Onde

- $V_f$  – percentual volumétrico de fibra;
- $f_c$  – resistência à compressão em MPa;
- $f_r$  – área relativa das nervuras

O deslizamento relativo a esta tensão é obtido substituindo  $\tau$  por  $\tau_b = 0,4\tau_{\max}$  na Equação 7.1a :

$$\begin{aligned} 0,4\tau_{\max} &= \tau_{\max} \cdot \left( \frac{\delta}{\delta_2} \right)^{0,35} \\ \delta &= 0,075 \cdot \delta_2 \end{aligned} \quad (\text{Eq. 7.9})$$

Através da Tabela 7.7, é feita uma comparação entre os valores da tensão obtida através da Equação 7.8 ( $\tau_b$ ), da máxima obtida experimentalmente ( $\tau_{\max}$ ) e da calculada conforme a NBR 6118. São apresentados também os deslizamentos relativos à tensão de aderência  $\tau_b$ . O valor médio da razão entre  $\tau_b$  e  $\tau_{\max}$  obtida com os resultados experimentais foi igual a 0,39. Já para os deslizamentos, o valor médio relativo à tensão  $\tau_b$  foi igual a 0,01mm, portanto, inferior a 0,1 mm.

A tensão dada pela expressão da NBR 6118 apresentou valores inferiores aos calculados através da Equação 7.8. O que se verifica através da Tabela 7.7 é que uma extrapolação dessa formulação para concreto de alto desempenho conduzirá a uma avaliação subestimada da tensão de aderência.

Tabela 7.7 Valores das tensões obtidas com a eq. 7.6, experimental e conforme a NBR 6118

$f_c$ (MPa)	Vf (%)	$\phi$ (mm)	$\tau_{nbr}$ (MPa)	$\tau_b$ (MPa)	$\delta$ (mm)	$\tau_{max}$ (MPa)	$\tau_b/\tau_{NBR}$	$\tau_b/\tau_{max}$
64	0,5	8	5,4	18,0	0,015	43,6	3,34	0,41
		10	5,4	18,4	0,016	44,3	3,41	0,42
		12,5	5,4	18,7	0,017	50,4	3,47	0,37
		16	5,4	18,9	0,019	48,1	3,49	0,39
	0,75	8	5,4	18,6	0,015	49,7	3,45	0,37
		10	5,4	19,0	0,016	46,6	3,53	0,41
		12,5	5,4	19,4	0,017	53,2	3,59	0,36
		16	5,4	19,5	0,019	50,2	3,61	0,39
	1	8	5,4	19,2	0,015	43,2	3,56	0,45
		10	5,4	19,7	0,016	49,9	3,64	0,39
		12,5	5,4	20,0	0,017	49,6	3,70	0,40
		16	5,4	20,1	0,019	52,7	3,72	0,38
80	0,5	8	6,3	19,5	0,010	55,2	3,11	0,35
		10	6,3	19,9	0,011	53	3,18	0,38
		12,5	6,3	20,3	0,012	52,4	3,23	0,39
		16	6,3	20,4	0,013	50	3,25	0,41
	0,75	8	6,3	20,1	0,010	51,9	3,21	0,39
		10	6,3	20,6	0,011	54,1	3,29	0,38
		12,5	6,3	20,9	0,012	54,9	3,34	0,38
		16	6,3	21,1	0,013	49,9	3,36	0,42
	1	8	6,3	20,8	0,010	53	3,32	0,39
		10	6,3	21,3	0,011	53,2	3,39	0,40
		12,5	6,3	21,6	0,012	56,3	3,45	0,38
		16	6,3	21,7	0,013	51,2	3,47	0,42
110	0,5	8	7,7	21,8	0,005	56,5	2,81	0,39
		10	7,7	22,3	0,005	61,7	2,88	0,36
		12,5	7,7	22,7	0,006	58,5	2,92	0,39
		16	7,7	22,8	0,006	53,4	2,94	0,43
	0,75	8	7,7	22,5	0,005	57,9	2,91	0,39
		10	7,7	23,0	0,005	67,3	2,97	0,34
		12,5	7,7	23,4	0,006	57,5	3,02	0,41
		16	7,7	23,5	0,006	59,7	3,04	0,39
	1	8	7,7	23,2	0,005	59,6	3,00	0,39
		10	7,7	23,8	0,005	66	3,07	0,36
		12,5	7,7	24,2	0,006	59,2	3,12	0,41
		16	7,7	24,3	0,006	55,6	3,14	0,44

Apesar da margem de segurança em relação à tensão máxima obtida com o uso da Equação 7.8, maiores estudos devem ser feitos a respeito do comprimento de ancoragem obtido com essa expressão, com a inclusão de outras variáveis, tais como a presença de mais de uma barra na região de ancoragem, regiões de má aderência, etc.

## CAPÍTULO VIII – MODELAGEM NUMÉRICA

### 8.1 Introdução

Neste capítulo é feita uma modelagem numérica através do método dos elementos finitos (MEF) de vigas de concreto armado com fibras de aço ensaiadas por OLIVEIRA (2005). O objetivo desta modelagem foi verificar o funcionamento do modelo proposto no capítulo VII, para a aderência das barras de aço. Foi empregado o programa computacional ANSYS, o qual apresenta em sua biblioteca vários elementos finitos, dentre eles o solid65, capaz de simular fissuras e esmagamento do concreto. Para modelar a ligação entre as barras de aço e o concreto circundante, foi utilizado o modelo desenvolvido no capítulo anterior. Os resultados desta análise numérica são comparados aos experimentais apresentados por OLIVEIRA (2005).

### 8.2 Modelagem da aderência

O comportamento não-linear do concreto é causado principalmente pela fissuração, esmagamento e pelo escoamento da armadura. Os efeitos não lineares também surgem da interação entre os materiais constituintes do concreto, como por exemplo, aderência entre as barras de aço e o concreto, engrenamento dos agregados entre fissuras e efeito de pino da armadura. Outros fatores como retração, fluência e variação de temperatura também podem ser mencionados (KWAK et al,1990, p.12). Além disto, a própria relação entre tensão e deformação do concreto é não-linear e diferente na compressão e tração (FANNING, 2001).

Devido a este comportamento, um modelo deve considerar os dois componentes (aço e concreto) do concreto armado de forma separada para melhor representar a estrutura real. Segundo JAAFAR (2000, p.35), um modelo em elementos finitos representa de forma satisfatória uma estrutura real quando considera a interação entre armadura e concreto.

De acordo com MAGNUSSON (2000), a primeira modelagem de uma estrutura de concreto através do método dos elementos finitos (MEF) é atribuída a NGO e SCORDELIS

(1967), a qual incluía um modelo de aderência entre aço e concreto. Outros usos pioneiros também são devidos a BRESLER e BERTERO (1968), e NILSON (1968).

Em uma modelagem através do MEF de uma estrutura ou peça estrutural de concreto armado podem ser utilizadas uma das três alternativas seguintes para representação da armadura (JAAFAR, 2000, p. 35):

- 1-distribuída;
- 2- embutida;
- 3- discreta.

Na primeira alternativa, o aço é assumido como uniformemente distribuído através do elemento de concreto. A análise do comportamento considera ligação perfeita entre os dois materiais- aço e concreto, já que uma relação constitutiva do compósito concreto-armadura é empregada.

A simulação que adota o conceito de armação embutida utiliza elementos isoparamétricos de ordem superior. Neste caso, a armação é considerada como um membro axial dentro do elemento, supondo-se que os deslocamentos do aço e do concreto são iguais.

A consideração da armadura discreta é feita assumindo-se que o aço é um elemento à parte. Neste caso, a aderência pode ser considerada perfeita quando o elemento da armadura se conecta diretamente ao nó do elemento de concreto. Pode-se também representar a aderência através do contato entre os dois elementos ou ainda através de uma relação não-linear entre carga e deslocamento, com molas não-lineares conectando o elemento da armadura ao do concreto. A análise mais simplificada, na qual se considera a aderência perfeita com compatibilidades de deformações entre aço e concreto, será realística apenas em regiões onde o efeito da transferência de tensões entre os dois materiais possa ser desconsiderado. Nas regiões próximas a fissuras, por exemplo, onde não há compatibilidade de deformações entre o concreto e o aço esta simplificação afastará o modelo numérico do modelo físico real (KWAK, 1990, p.45).

### 8.3 Modelagem do concreto

Para modelagem do concreto utilizou-se o elemento solid65 da biblioteca do ANSYS que tem a possibilidade de fissurar, esmagar, apresentar deformação plástica ou fluência. Este elemento apresenta três graus de liberdade por nó, sendo translações nas três direções nodais. Ele é constituído de oito pontos de integração nos quais podem ser verificados o esmagamento e a fissuração. Além disso, tem comportamento linear elástico até que a tensão de tração ou de compressão seja ultrapassada. A Figura 8.1 mostra o elemento com seus nós e as barras da armadura que podem ser definidas em três direções quaisquer.

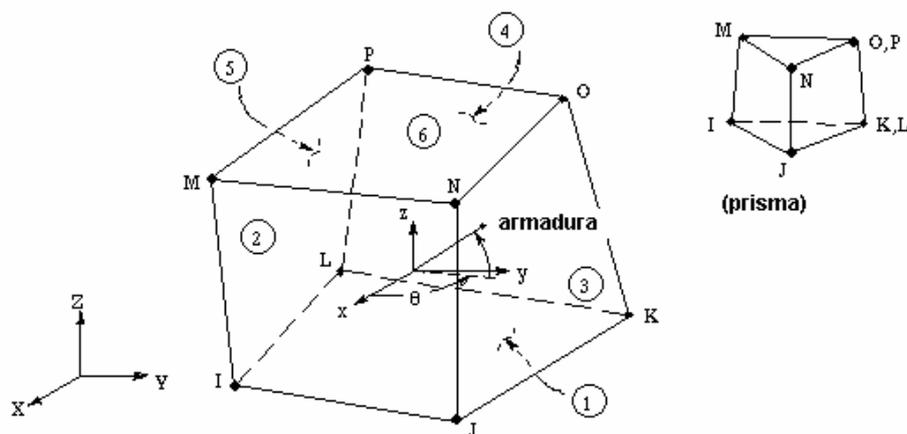


Figura 8.1 Elemento da biblioteca do Ansys solid65

As características de resistência do concreto sob estados multiaxiais de tensão e deformação, incluídas no elemento, são obtidas através da superfície de ruptura de WILLAM e WARNKE (1974) com cinco parâmetros. Este critério de ruptura apresenta uma boa coerência com dados experimentais para o concreto (BANGASH, 1989, p.54), e pode ser calibrado com parâmetros obtidos através de dados experimentais. A forma da superfície de ruptura pode ser vista na Figura 8.2.

As principais características desta superfície de ruptura são (BANGASH, 1989, p. 54):

- sua construção requer cinco parâmetros do material (TABELA 8.1), envolvendo todos os invariantes de tensão / deformação;

- tem seção desviadora não-circular, formada por trechos de elipse a cada 120° e seus meridianos são descritos por parábolas do 2º grau;
- é suave, possuindo um único gradiente em cada ponto (derivada contínua);
- tem convexidade garantida tanto nos planos desviadores, quanto ao longo dos meridianos, desde que algumas condições básicas sejam satisfeitas;
- é válida para toda gama de combinações de tensões/deformações, inclusive de tração, e garante boa aproximação com resultados experimentais;
- abrange diversos critérios mais simples como casos particulares — Von Mises, Drucker-Prager, Willam-Warnke com 3 parâmetros.

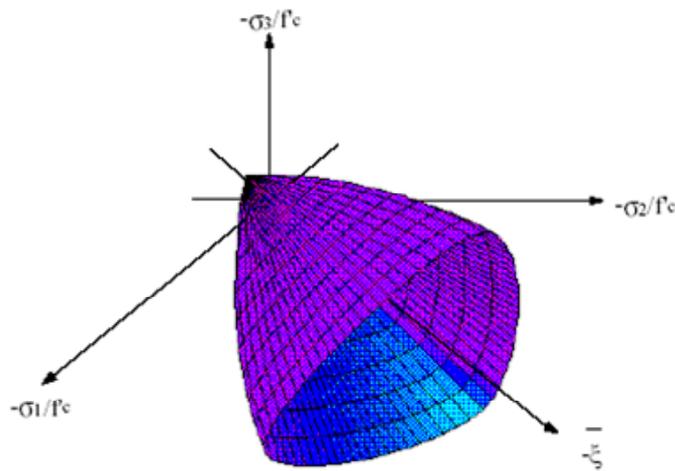


Figura 8.2 Superfície de ruptura de William-Warnke com cinco parâmetros

No espaço das tensões esta superfície de ruptura pode ser expressa por :

$$f(\sigma_m, \tau_m, \theta) = 0 \quad (\text{Eq. 8.1})$$

Onde :

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (\text{Eq. 8.2})$$

$$\tau_m = \frac{1}{\sqrt{15}} \left[ (\sigma_1^2 - \sigma_2^2)^2 + (\sigma_2^2 - \sigma_3^2)^2 + (\sigma_1^2 - \sigma_3^2)^2 \right]^{1/2} \quad (\text{Eq. 8.3})$$

$$\cos \theta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2} \left[ \sqrt{(\sigma_1^2 - \sigma_2^2)^2 + (\sigma_2^2 - \sigma_3^2)^2 + (\sigma_1^2 - \sigma_3^2)^2} \right]^{1/2}} \quad 0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ \quad (\text{Eq. 8.4})$$

Definindo as seguintes quantidades adimensionais :

$$\bar{\xi} = \sqrt{3} \sigma_m / f'_c \quad (\text{Eq. 8.5})$$

$$\bar{\rho}^2 = 5(\tau_m / f'_c) \quad (\text{Eq. 8.6})$$

Pode-se expressar a superfície de ruptura em termos de  $\bar{\xi}$  e  $\theta$  :

$$\bar{\rho}(\bar{\xi}, \theta) = \frac{2\bar{\rho}_c(\bar{\rho}_c^2 - \bar{\rho}_t^2) \cos \theta + \bar{\rho}_c(2\bar{\rho}_t - \bar{\rho}_c) \sqrt{4(\bar{\rho}_c^2 - \bar{\rho}_t^2) \cos^2 \theta + 5\bar{\rho}_t^2 - 4\bar{\rho}_t \bar{\rho}_c}}{4(\bar{\rho}_c^2 - \bar{\rho}_t^2) \cos^2 \theta + (\bar{\rho}_c - \bar{\rho}_t)^2} \quad (\text{Eq. 8.7})$$

Onde :

$$\rho_t(\bar{\xi}) = a_0 + a_1 \bar{\xi} + a_2 \bar{\xi}^2 \quad (\text{Eq. 8.8})$$

$$\rho_c(\bar{\xi}) = b_0 + b_1 \bar{\xi} + b_2 \bar{\xi}^2 \quad (\text{Eq. 8.9})$$

$\rho_c$  e  $\rho_t$  representam os raios máximo e mínimo respectivamente.

Sendo :

$$a_0 = 2/3\alpha_{bc}a_1 - 4/9\alpha_{bc}^2a_2 + \sqrt{2/15}\alpha_{bc} \quad (\text{Eq. 8.9})$$

$$a_1 = 1/3(2\alpha_{bc} - \alpha_t)a_2 + \sqrt{6/5} \frac{\alpha_t - \alpha_{bc}}{2\alpha_{bc} + \alpha_t} \quad (\text{Eq. 8.10})$$

$$a_2 = \frac{\sqrt{6/5} \bar{\xi}(\alpha_t - \alpha_{bc}) - \sqrt{6/5}\alpha_t\alpha_{bc} + \bar{\rho}_t(2\alpha_{bc} + \alpha_t)}{(2\alpha_{bc} + \alpha_t)(\bar{\xi}^2 - 2/3\alpha_{bc}\bar{\xi} + 1/3\alpha_t\bar{\xi} - 2/9\alpha_t\alpha_{bc})} \quad (\text{Eq. 8.11})$$

$$b_0 = -\bar{\xi}_0b_1 - \bar{\xi}_0^2b_2 \quad (\text{Eq. 8.12})$$

$$b_1 = (\bar{\xi} + 1/3)b_2 + \frac{\sqrt{6/5} - 3\bar{\rho}_2}{3\bar{\xi} - 1} \quad (\text{Eq. 8.13})$$

$$b_2 = \frac{\bar{\rho}_2(\bar{\xi}_0 + 1/3) - \sqrt{2/15}(\bar{\xi}_0 - \bar{\xi}_0)}{(\bar{\xi} + \bar{\xi}_0)(\bar{\xi} - 1/3)(\bar{\xi}_0 + 1/3)} \quad (\text{Eq. 8.14})$$

e

$$\bar{\xi}_0 = \frac{-a_1 - \sqrt{a_1^2 - 4a_0a_2}}{2a_2} \quad (\text{Eq. 8.15})$$

Tabela 8.1- Parâmetros necessários ao modelo de Willam-Warnke no espaço tridimensional

$f'_c$	Resistência à compressão uniaxial do concreto
$\alpha_t = f'_t/f'_c$	Razão entre as resistências à tração e à compressão uniaxiais
$\alpha_{bc} = f'_{bc}/f'_c$	Razão entre as resistências à compressão biaxial e à tração uniaxial do concreto
$(-\bar{\xi}_1, \bar{\rho}_1)$	Um ponto qualquer sobre o meridiano de tração – normalizado com respeito a $f'_c$ – para altos valores de tensão hidrostática.
$(-\bar{\xi}_2, \bar{\rho}_2)$	Um ponto qualquer sobre o meridiano de compressão– normalizado com respeito a $f'_c$ – para altos valores de tensão hidrostática

Os modelos propostos para descrever o funcionamento do concreto armado fissurado, geralmente consideram uma perda da capacidade de carga do concreto causada pela fissuração. Em relação ao MEF, basicamente duas aproximações são usadas para descrever a fissuração: o modelo de fissuras discretas e o modelo de fissuras distribuídas.

No modelo de fissuras discretas, cada fissura é representada individualmente, como uma descontinuidade real na malha de elementos finitos. No modelo de fissuras distribuídas, o concreto, inicialmente isotrópico, torna-se ortotrópico depois de fissurado, tendo os eixos materiais principais orientados no sentido das direções de fissuração. As propriedades materiais variam dependendo do estado de tensões e de deformações.

O elemento solid65 emprega o modelo de fissuras distribuídas, e o critério utilizado para avaliar a fissuração do material, consiste em verificar se o nível de tensões dos pontos de integração dos elementos alcançou a superfície de ruptura. Caso o ponto de integração tenha fissurado, considera-se a formação de uma fissura em um plano ortogonal à tensão que o despertou. Neste estágio, o elemento torna-se não-linear e devido a isto é necessária uma solução iterativa. A transferência de cisalhamento através de uma fissura pode ser considerada nula ou completa.

A armadura, quando utilizada, é considerada distribuída (smeared) através do volume do elemento. Neste caso é necessário definir os ângulos que esta faz com os eixos locais x, y e z do elemento. Os parâmetros dos materiais das barras devem ser também definidos.

## 8.4 Modelagem da armadura

Opcionalmente à consideração da armadura distribuída, as barras de aço podem ser discretizadas como barras ou vigas, conectadas ao concreto. Um dos elementos disponíveis na biblioteca do Ansys para isso é o LINK8 que apresenta três graus de liberdade por nó (três translações). Características comportamentais e mecânicas como plasticidade, fluência e grandes deformações também podem ser incluídas nas simulações. A Figura 8.3 mostra a definição do eixo x local do LINK8.

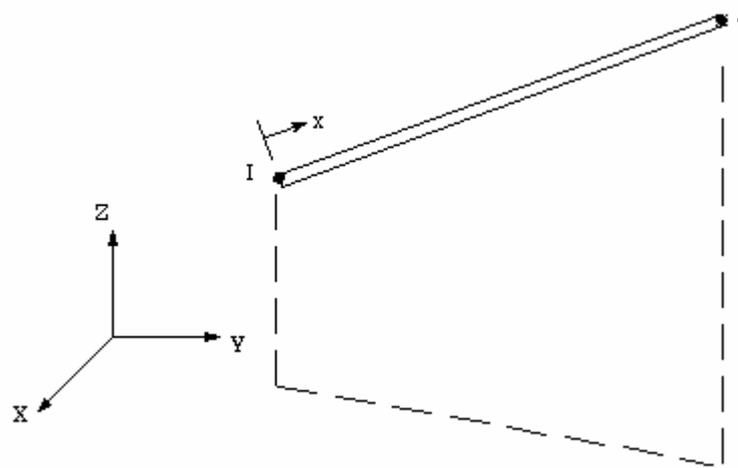


Figura 8.3 Elemento link8 da biblioteca do Ansys

### 8.5 Consideração da aderência entre aço e concreto

Uma das formas possíveis de simular a aderência entre o concreto e a armadura no Ansys é através de um elemento de mola não-linear denominado combin39. A curva força-deslocamento é definida pelo usuário e, além disto, pode-se considerar deslocamentos longitudinais ou torcionais em uma, duas ou três direções. No caso da consideração dos deslocamentos longitudinais em uma direção apenas, os dois nós do elemento devem ter as mesmas coordenadas. A Figura 8.4 mostra o elemento e exemplo de curva carga-deslocamento utilizada.

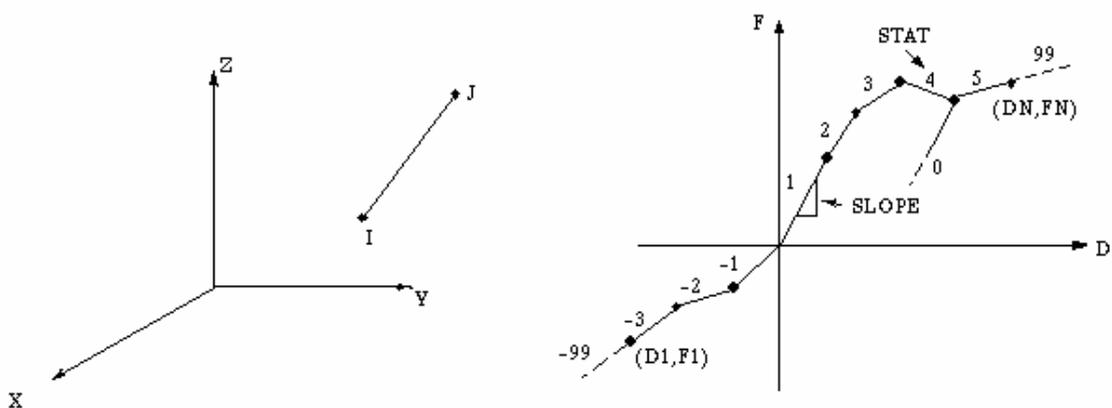


Figura 8.4 Elemento combin39 da biblioteca do Ansys e curva carga-deslocamento

## 8.6 Modelagem da fibra de aço

Atualmente, existem poucos trabalhos a respeito da modelagem de concreto reforçado com fibras. Em uma dessas pesquisas, SWADDIWUDHIPONG (2006) desenvolveu uma superfície de ruptura, com cinco parâmetros.

Neste presente estudo, além da modificação da superfície de ruptura, através da utilização de parâmetros adequados ao concreto com fibras, elas também foram incluídas na análise através da consideração de elementos link8, levando-se em conta o seu arrancamento da matriz de concreto, de acordo com procedimento utilizado por THOMAS (2006), de tal forma que o efeito da fibra “costurando” uma fissura é simulado.

Para determinação da área a ser considerada para os elementos representando as fibras, considerou-se o conceito de “área de contribuição”, desenvolvido por PADMARAJIAH e RAMASWAMY (2002), o qual consiste em considerar um só elemento representando as fibras contidas em determinada área, através da expressão :

$$A_f = \alpha \cdot V_f \cdot A_{ct} \quad (\text{Eq. 8.16})$$

onde  $A_f$  é a área da fibra discretizada como barra,  $\alpha$  é o fator de orientação das fibras e  $A_{ct}$  é a área de contribuição dos elementos de concreto. O valor de  $\alpha$  foi tomado igual a 0,64, de acordo com PADMARAJIAH E RAMASWAMY (2002). Esse valor representa a média entre os valores utilizados para orientação das fibras em duas e três direções. A Figura 8.5 mostra um exemplo de área de contribuição.

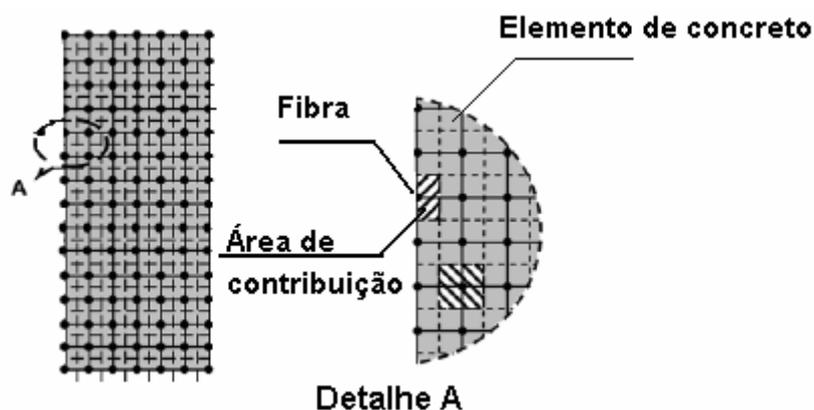


Figura 8.5 Definição da área de contribuição para fibras

## 8.7 Modelos experimentais

Serão empregadas nesta análise duas vigas simplesmente apoiadas, cujas curvas carga x deflexão no meio do vão e demais informações relevantes são apresentadas em OLIVEIRA (2005). Nesse trabalho experimental, o concreto utilizado atingiu resistência à compressão em torno de 75 MPa, como mostrado na Tabela 8.2.

Foram empregadas fibras de aço do tipo HAREX KSF 60, com fator de forma 0,75, tensão de tração máxima em torno de 1100 MPa e, percentual de volume igual a 0,38%.

Os dados referentes à geometria das vigas são mostrados na Figura 8.6.

Tabela 8.2 Resistência à compressão do concreto das vigas (OLIVEIRA, 2005).

Viga	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)
V1	78,1	7,0
V2	73,8	6,27

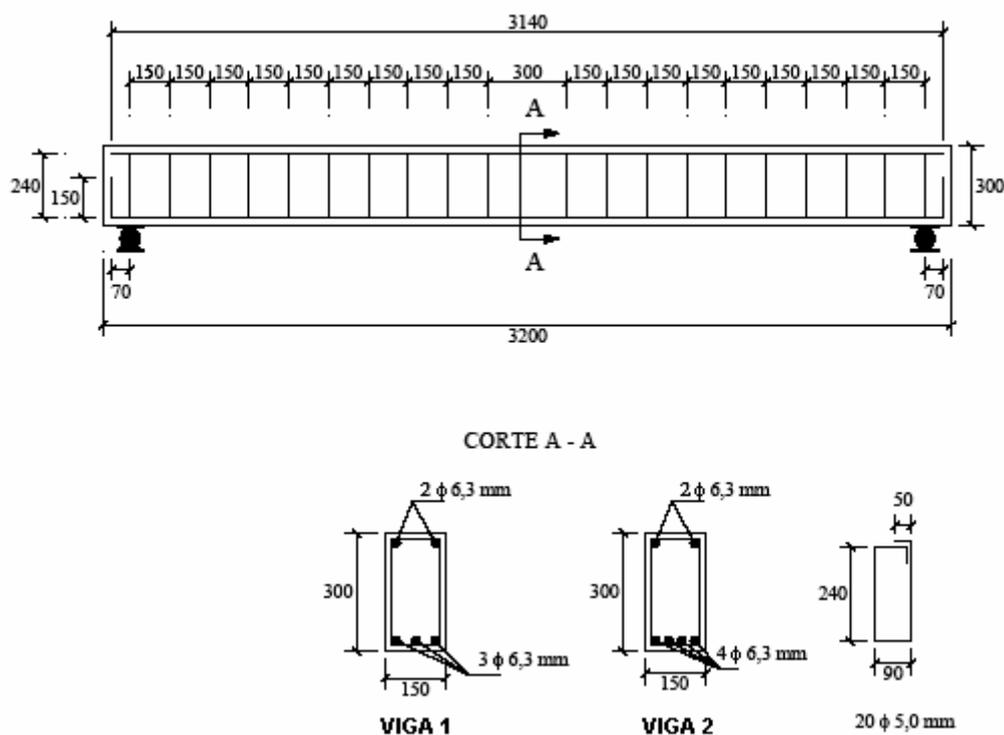


Figura 8.6 Detalhes geométricos das vigas (OLIVEIRA, 2005, p. 61)

### 8.7.1 Curva tensão x deformação na compressão do concreto

Para a curva tensão x deformação empregou-se o modelo para concreto com fibras proposto por LIMA Jr. (2002), desenvolvido a partir da formulação sugerida por Popovics (1973) para concreto de resistência normal com fibras. Para o trecho ascendente da curva é apresentada a equação 8.17 :

$$\frac{\sigma}{f_c} = \frac{\beta \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cf}} \right)}{(\beta - 1) + \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cf}} \right)^\beta} \quad (\text{Eq. 8.17})$$

Onde

- $f_{cf}$  e  $\varepsilon_{cf}$  são a resistência do concreto com fibra e a correspondente deformação;
- $\sigma$  e  $\varepsilon_c$  são a tensão e a deformação correspondente em um ponto qualquer do diagrama
- $\beta$  é um parâmetro que determina a curvatura e inclinação da curva.

Para determinar os valores de  $\varepsilon_{cf}$  e  $\beta$  são empregadas as Equações :

$$\varepsilon_{cf} = -0,0017 - 0,0010 \cdot \left( \frac{f_{cf}}{f_{cmo}} \right) - 0,00032 \cdot R \quad (\text{Eq. 8.18})$$

$$\beta = 1,6186 + 0,06294 \cdot f_c - 0,0002175 \cdot f_c^2 \quad (\text{Eq. 8.19})$$

Na qual  $f_{cmo}$  assume o valor igual a 70 MPa ,  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto sem fibra e R é o índice de reforço, dado por :

$$R = V_f \cdot l / d \quad (\text{Eq. 8.20})$$

Onde  $V_f$ ,  $l$  e  $d$  são, respectivamente, o percentual volumétrico, o comprimento e o diâmetro da fibra.

Para a parte pós-pico da curva, Lima Jr. propõe a seguinte formulação:

$$\frac{\sigma}{f_c} = \exp\left(k_1 \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{cf})^{k_2}\right) \quad (\text{Eq. 8.21})$$

Os coeficientes  $k_1$  e  $k_2$  são dados por :

$$k_1 = -0,207 - 8,786 \cdot 10^{-4} f_c + 0,141 \cdot \ln(0,902 + 3,783 \cdot R) \quad (\text{Eq. 8.22})$$

$$k_2 = -0,148 - 3,827 \cdot k_1 + 0,935 \cdot R + 4,690 \cdot R \quad (\text{Eq. 8.23})$$

A Figura 8.5 mostra a curva obtida com o modelo proposto por Lima Jr. para concreto da viga  $V_1$  com 0,38% de fibra e resistência à compressão igual a 78 MPa, e para  $V_2$  com 0,38% de fibra e 74 MPa.

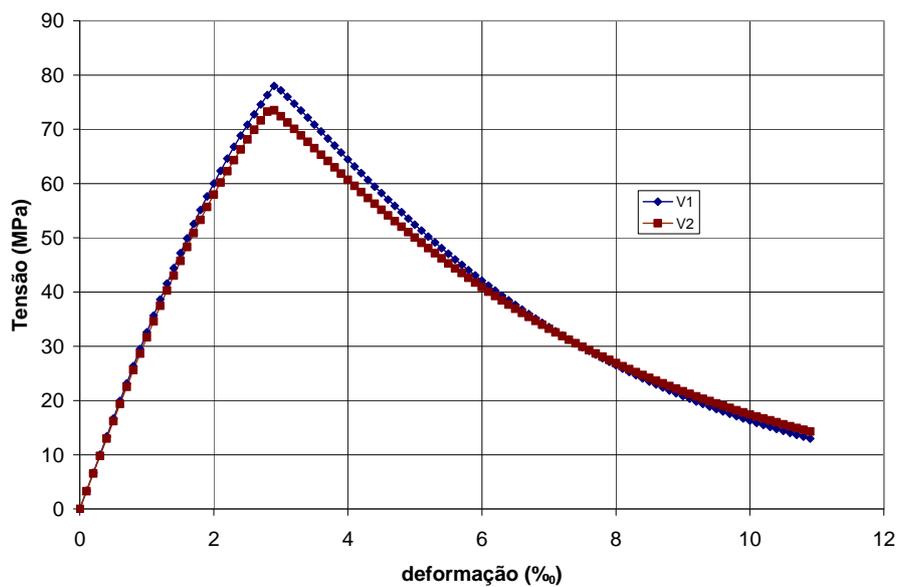


Figura 8.7 Curva tensão x deformação para concreto das vigas  $V_1$  e  $V_2$

### 8.7.2 Aço da armadura

As curvas tensão x deformação utilizadas para os aços das armaduras longitudinal e transversal foram as obtidas experimentalmente por OLIVEIRA (2005). Elas estão reproduzidas na Figura 8.8.

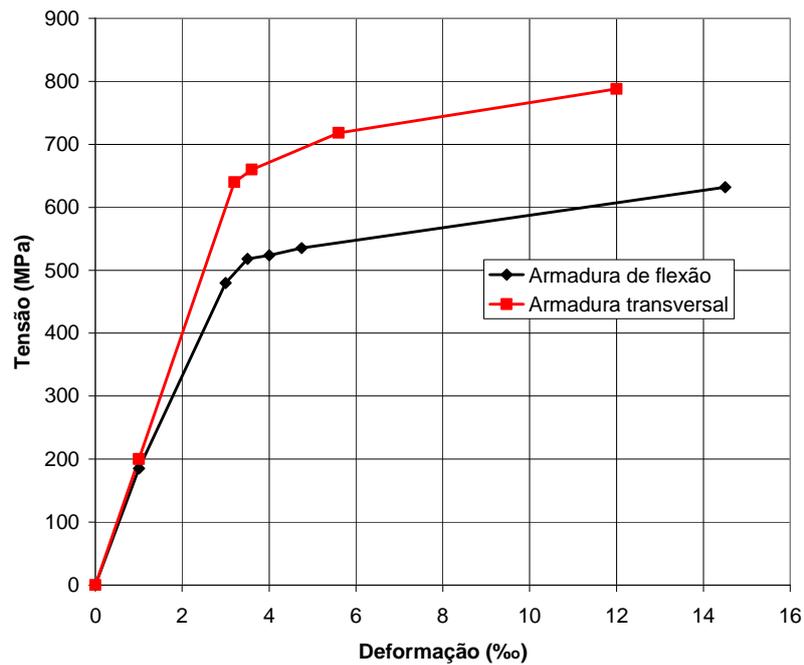


Figura 8.8 Curva tensão x deformação dos aços empregados por OLIVEIRA (2005)

Na análise com o ANSYS, considerou-se o modelo multilinear isotrópico com endurecimento (MISO), o qual usa o critério de ruptura de Von Mises.

### 8.7.3 Curva carga x deslizamento para a armadura

Para a consideração do deslizamento relativo entre armadura e o concreto empregou-se o modelo proposto no capítulo VII, item 7.9, para a curva carga x deslocamento dos elementos combin39.

A carga foi obtida multiplicando-se a tensão de aderência pela área da barra em contato com o concreto. A Figura 8.9 mostra os gráficos obtidos com o referido modelo, para os concretos de resistência igual a 74 MPa e 78 MPa, com barra de 6.3 mm de diâmetro e 0,38% de fibra.

Segundo Thomas (2006), o modelo de aderência a ser empregado influencia a curva carga deflexão de modelos em elementos finitos. Em seu trabalho, ele faz uma comparação entre modelos semelhantes com curvas tensão de aderência com rigidezes diferentes e mostra que os resultados variam muito de acordo com o modelo de escorregamento da armadura utilizado.

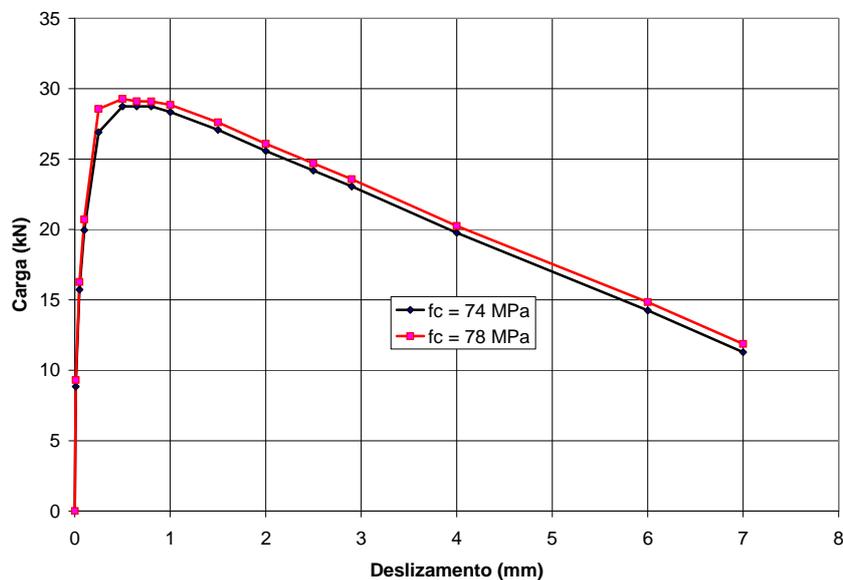


Figura 8.9 Curva tensão de aderência x deslizamento-  $\phi = 6,3$  mm,  $V_f = 0,38\%$  e  $f_c = 74$ MPa

#### 8.7.4 Módulo de elasticidade da fibra de aço

O módulo de elasticidade da fibra foi tomado igual a 210 GPa, de acordo com Markovic (2006).

### 8.7.5 Curva tensão x deformação da fibra de aço

Empregou-se a curva mostrada na Figura 8.10, obtida em PADMARAJIAH (2001). Similarmente ao aço da armadura, considerou-se o modelo multilinear isotrópico com endurecimento (MISO).

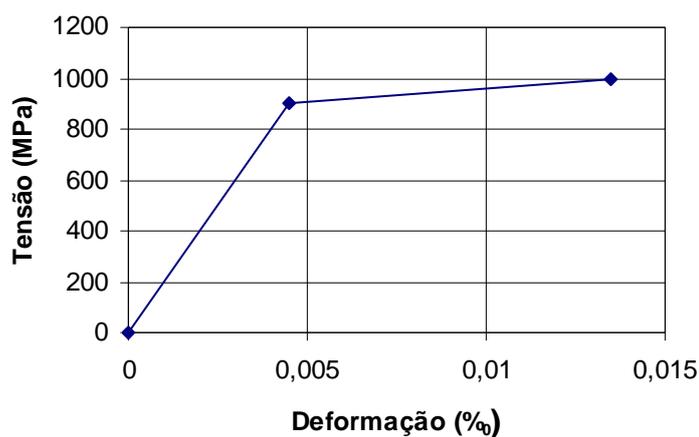


Figura 8.10 – Curva Tensão-deformação da fibra de aço

### 8.7.6 Área da fibra de aço e curva de arrancamento

Para determinação da área das barras representando as fibras, empregou-se a equação 8.16, com  $\alpha$  tomado igual a 0,64. A Tabela 8.3 apresenta as áreas obtidas a partir desta expressão e utilizando uma malha de elementos finitos sólidos de 300 mm de aresta.

Tabela 8.3 Valores das áreas de fibras utilizadas na análise

Elemento	$V_f$ (%)	$A_{ct}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_f$ (mm <sup>2</sup> )
Tipo 1	0,38	450	1,1
Tipo 2	0,38	900	2,2
Tipo 3	0,38	1800	4,4

Os pontos aos quais os elementos representando as fibras estão localizados são escolhidos aleatoriamente. Logicamente quanto mais pontos, ou elementos, forem utilizados para isso melhor. No entanto, há que se considerar o tempo e facilidade de discretização, bem como o tempo de processamento.

Os pontos e quantidade de elementos link8 representando as fibras, escolhidos aleatoriamente, são mostrados na Figura 8.11.

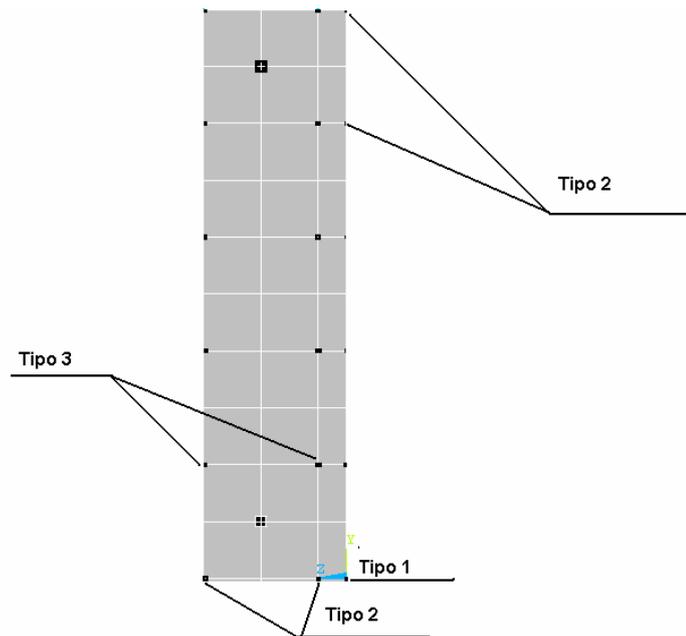


Figura 8.11 Definição dos tipos de elementos das fibras

Para a obtenção das curvas de arrancamento de cada um dos tipos de elemento representando as fibras, utilizou-se o modelo proposto por NAMMUR e NAMMAN (1989), conforme descrito por THOMAS (2006) e PADMARAJAIAH (2002) e mostrado na Figura 8.12.

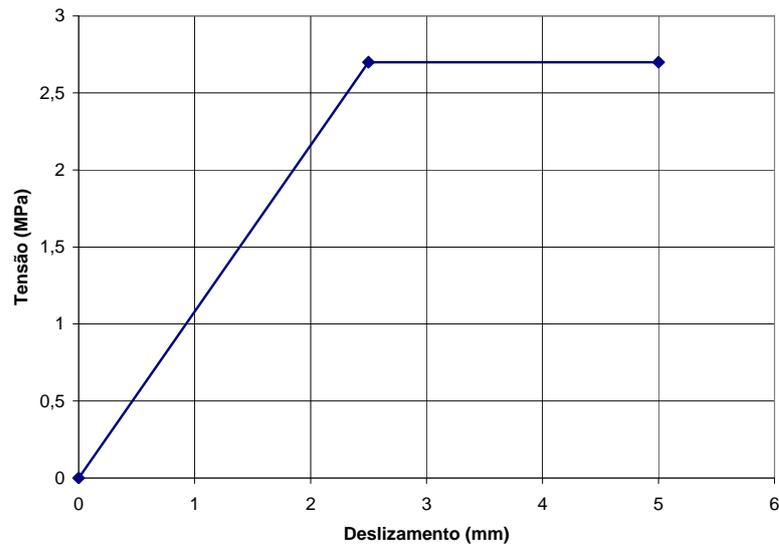


Figura 8.12 Curva de arrancamento da fibra proposta por NAMMUR e NAMMAN (1989)

A determinação da curva carga x deslizamento de cada um dos tipos de elementos foi realizada tomando-se como comprimento aderido a metade do comprimento da fibra (30 mm). Após a determinação da área de cada elemento, a carga unitária foi então multiplicada pela quantidade de fibra que essa área representava. Com isso, são obtidas as curvas carga x deslizamento a serem empregadas nos elementos combin39, simulando a aderência entre as fibras e o concreto, mostradas na Figura 8.13.

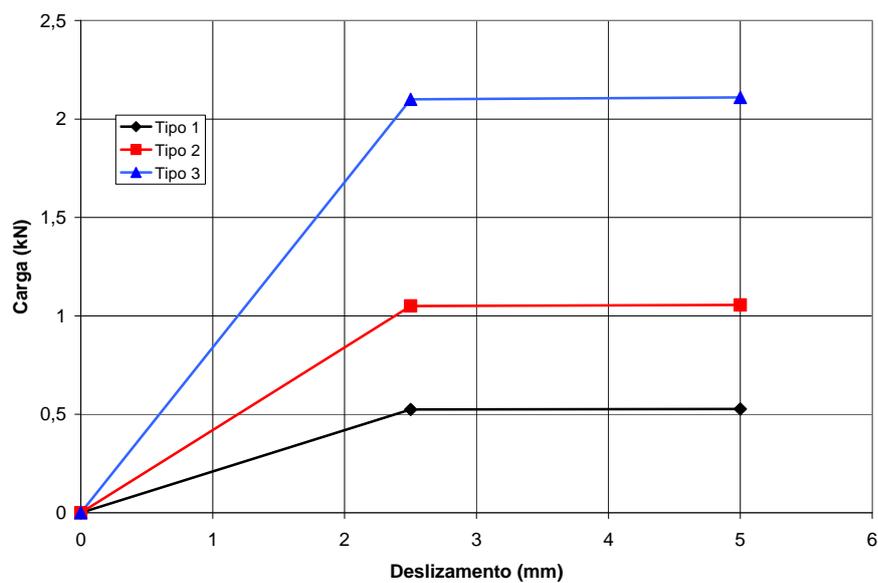


Figura 8.13 Curvas carga x deslizamento das fibras de aço

## 8.8 Malha de elementos finitos utilizada

A aplicação do MEF requer um estudo da convergência dos resultados para a determinação mais realística do comportamento estrutural, principalmente se for levado em consideração que o modelo em estudo é formado por diferentes materiais com diferentes propriedades mecânicas. Desta forma, após um teste de convergência com refinamento crescente da malha, optou-se pela configuração mostrada na Figura 8.14.

Devido à simetria em relação à seção transversal do meio do vão e em relação ao plano vertical que passa pelo eixo longitudinal da viga, apenas um quarto da viga foi modelada.

Como forma de facilitar a convergência, foram aplicados deslocamentos na direção vertical no meio do vão, na face superior da viga, nos nós 2373, 2374, 2375 e 2376, como mostrado na Figura 8.15

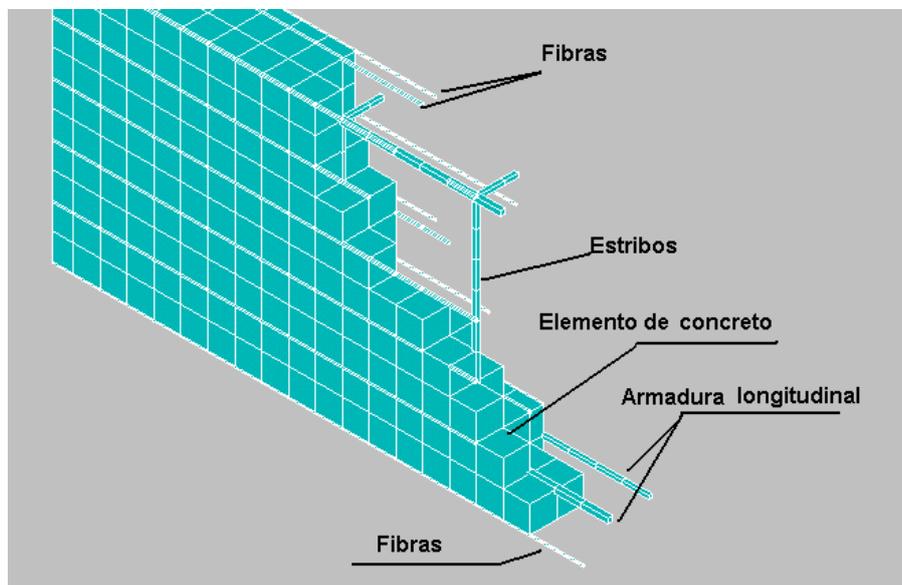


Figura 8.14 Malha utilizada e elementos de barra das fibras e armadura da viga V2

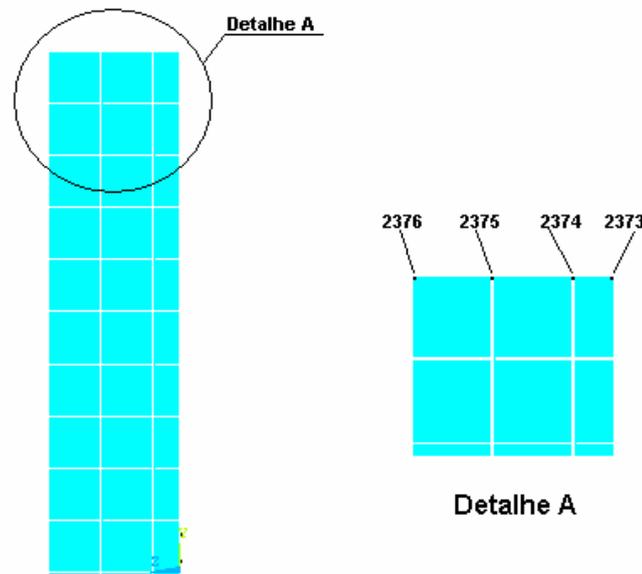


Figura 8.15 Seção transversal no meio do vão com deslocamentos verticais aplicados

Para que o desempenho do modelo fosse o melhor possível, procurou-se discretizar os elementos em forma de cubo, mantendo-se as relações entre os lados dos elementos iguais a 1. Assim, a análise foi feita com uma malha para o concreto formada por elementos cúbicos de 300 mm de aresta, enquanto que elementos de barra foram utilizados para representar as fibras, bem como as armaduras longitudinais e transversais, que tiveram um comprimento de 300 mm.

Nas viga V1 e V2 foram utilizados 9740 graus de liberdade. A análise demorou em torno de 40 minutos, em um computador Pentium IV de 1.6 GHz e com 512 MB de memória RAM. A Tabela 8.4 mostra os tipos de elementos e quantidades utilizadas.

Tabela 8.4 Tipos de elementos utilizados

Elemento	Quantidade
Solid65	1590
Link8	1233
Combin39	1079
Solid45	6

Com relação aos apoios, foram restringidos os graus de liberdade perpendiculares em cada plano de simetria, como mostra a Figura 8.16.

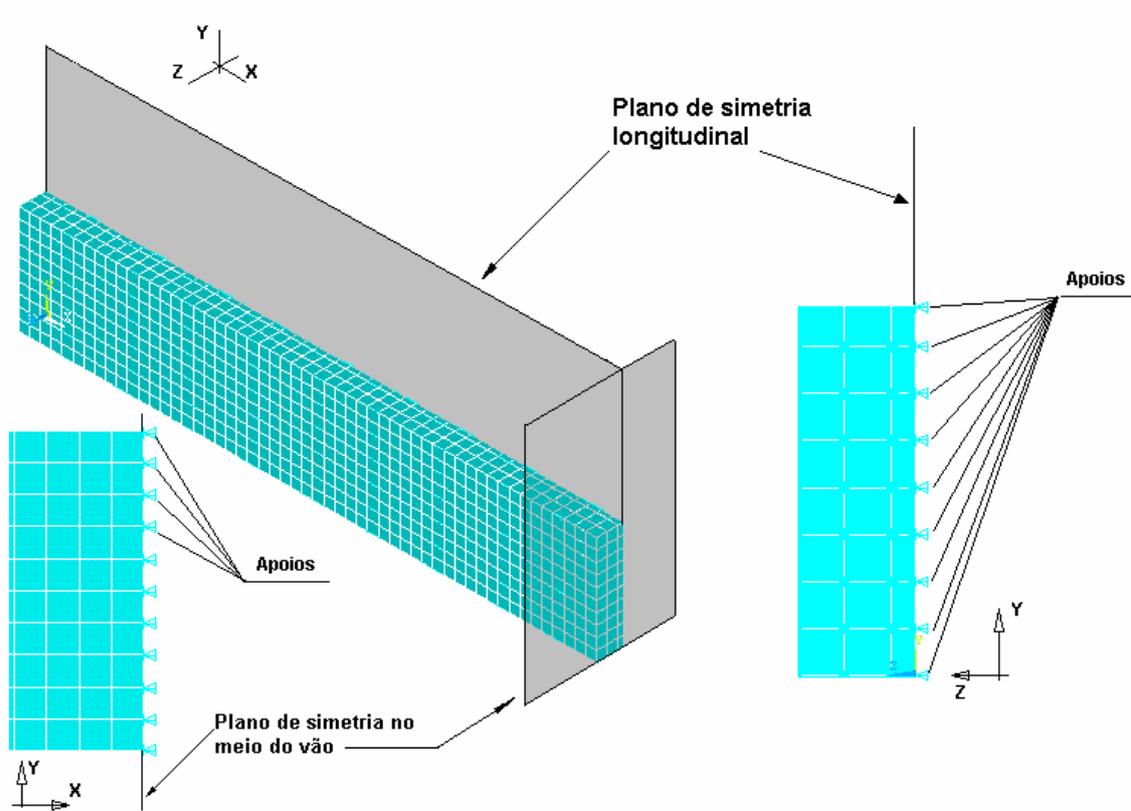


Figura 8.16 Apoios devidos à simetria

Nos modelos experimentais os apoios do primeiro gênero foram simulados através de chapas metálicas sobre um cilindro também metálico. No modelo numérico, esses apoios foram constituídos de elementos solid45 para discretizar a chapa metálica e uma linha de apoios do primeiro gênero, como mostra a Figura 8.17.

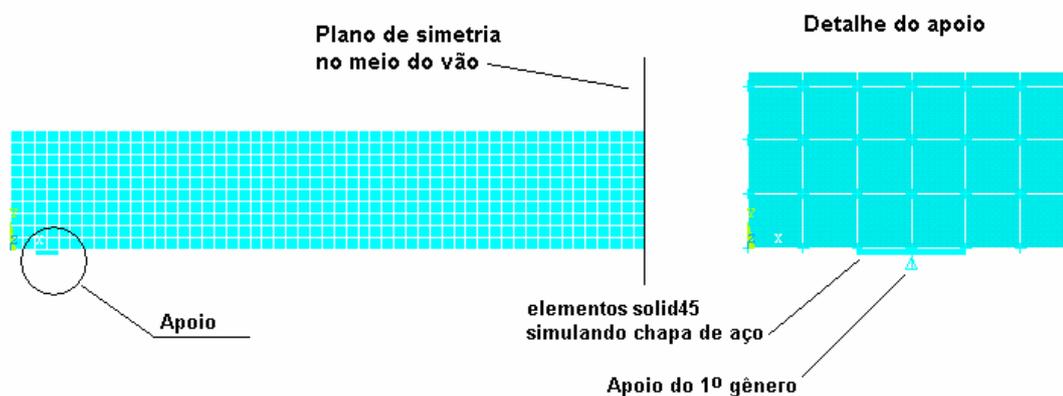


Figura 8.17 Discretização do apoio

## 8.9 Resultados

O software ANSYS apresenta flexibilidade para a entrada de dados com diferentes opções. Em uma destas a entrada de dados é feita através de um arquivo com comandos onde se define a geometria, condições de contorno e cargas, além das opções de análises (não-linear, estática, dinâmica, etc). Outra é interagir com o computador gerando o modelo graficamente através da opção “Interactive”. No presente trabalho, optou-se pela primeira alternativa, devido à maior possibilidade de controle da malha, localização de nós, etc.

Os arquivos de entrada de dados estão listados no apêndice I. A carga aplicada e o deslocamento no meio do vão são listados de forma automática nos arquivos “carga.txt” e “des.txt”, respectivamente, ambos gravados no diretório “C:\Documents and Settings\user”.

A Figura 8.18 mostra as curvas carga x deslocamento vertical obtida experimentalmente, considerando aderência perfeita, e levando em consideração o deslizamento da armadura de acordo com os modelos do CEB e o proposto no capítulo VII. Os deslocamentos verticais mostrados na Figura 8.18 são os resultados do nó 2333, localizado na interseção dos dois planos de simetria (meio do vão). Pode ser visto que o resultado empregando o modelo proposto para o deslizamento da armadura representa bem os resultados experimentais, de forma qualitativa e quantitativa. Já a curva obtida com o modelo do CEB não representa de forma satisfatória a curva experimental, principalmente na parte inicial, muito embora a carga final e o deslocamento sejam próximos aos valores correspondentes experimentais. A carga máxima obtida em ensaio foi 27,4 kN, e através da modelagem em elementos finitos, considerando o modelo proposto, foi 29,2 kN, resultando em uma relação teórico/experimental igual a 1,06. Com relação ao modelo com aderência perfeita, é possível ver que há uma dispersão considerável em relação à curva experimental. A relação entre teórico e experimental foi igual a 1,30.

A não consideração dos deslizamentos da armadura influencia na rigidez da peça, o que leva a uma capacidade resistente falsa. Notam-se no gráfico vários pontos de descontinuidade, resultante do arrancamento das fibras, o que também pode ser observado experimentalmente como mostra a Figura 8.19, na qual o gráfico foi obtido através de um sistema contínuo de leitura.

A carga experimental relativa à primeira fissura foi obtida através do primeiro ponto de mudança de direção do gráfico. Para V2 esse valor foi igual a 15,5 kN. Na curva teórica nota-se uma grande descontinuidade para uma carga em torno de 15 kN.

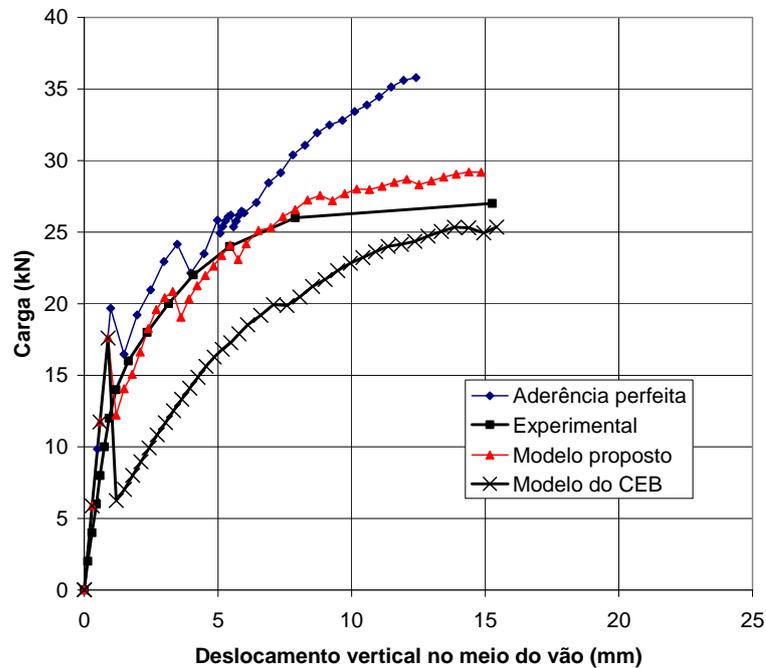


Figura 8.18 Curvas carga x deslocamento experimental, com aderência perfeita e com deslizamento de V1

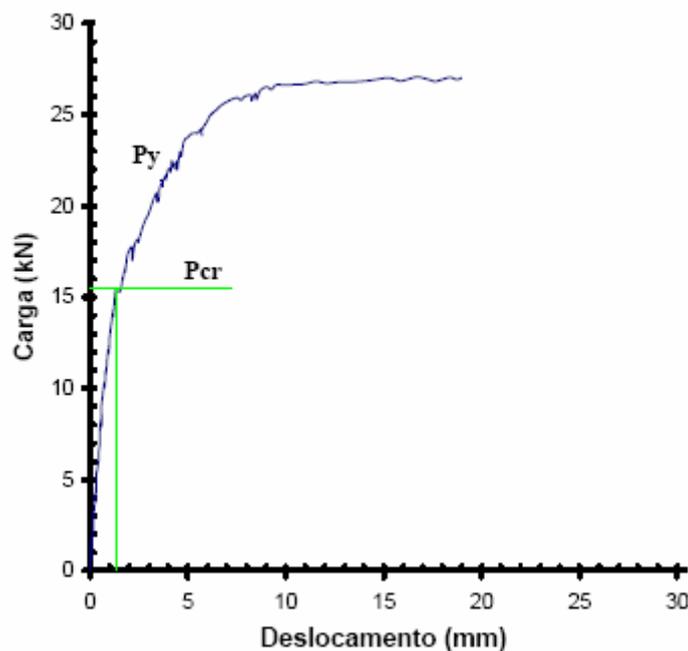


Figura 8.19 Curva experimental da viga V1 obtido com sistema contínuo de leitura

A Figura 8.20 (a) mostra o quadro de fissuras obtido através do modelo em elementos finitos e a Figura 8.20(b) após o ensaio. As fissuras observadas na modelagem numerica (linhas tracejadas em vermelho), analogamente ao observado experimentalmente, são verticais e concentradas basicamente no meio do vão. Há a ocorrência de uma fissura principal, com maior comprimento, a qual intercepta uma fissura no sentido longitudinal, na parte superior da viga.

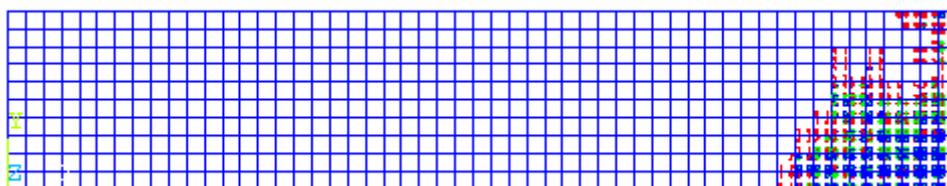


Figura 8.20 (a) Fissuras no modelo em elementos finitos da viga V1



Figura 8.20 (b) Viga V1 após o ensaio (OLIVEIRA, 2005)

Segundo OLIVEIRA (2005), as vigas romperam por escoamento e posterior fratura da armadura de flexão, o que explica a grande abertura das fissuras no meio do vão.

Resultados semelhantes foram obtidos para a viga V2. A Figura 8.21 mostra as curvas carga x deslocamento vertical obtidas em ensaio e com a análise numerica considerando o deslizamento da armadura e a aderência perfeita. A carga última obtida em ensaio foi 35,3 kN. O valor da carga última observada com a consideração do deslizamento de acordo com o modelo proposto no capítulo VII foi de 37,14 kN, o que leva a uma relação valor teórico/experimental igual a 1,05. Por outro lado, o mesmo não acontece com o modelo no qual a aderência é considerada perfeita, o qual superestima a capacidade resistente da viga ao

fornecer valores de carga última iguais a 47,26 kN, em torno de 34% maiores que os obtidos em ensaio. Na modelagem empregando a formulação do CEB para a aderência a carga última foi de 25 kN, resultando em uma relação teórico/experimental igual a 0,70.

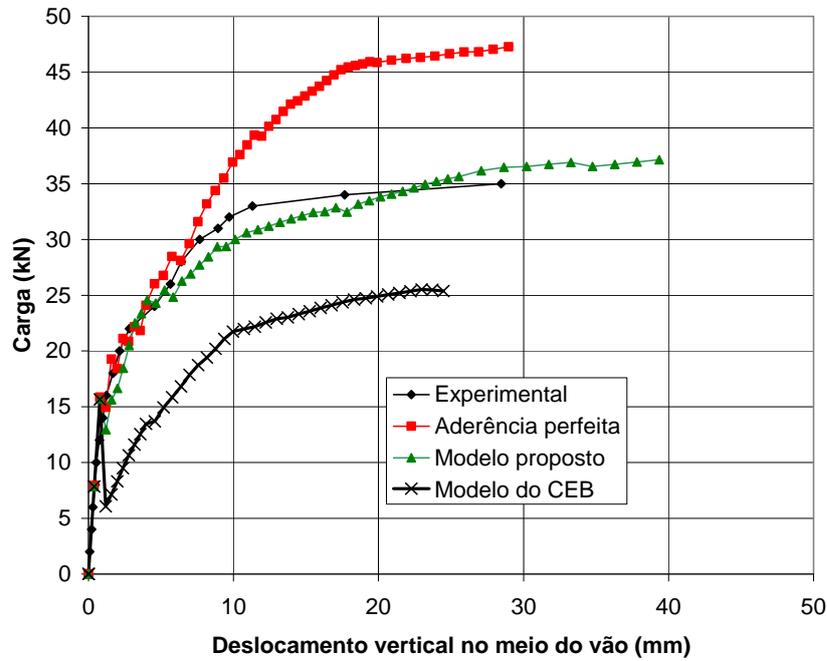


Figura 8.21 Curvas carga x deslocamento experimental, com aderência perfeita e com deslizamento de V2

A Figura 8.22 (a) mostra o quadro de fissuras obtidas através do modelo em elementos finitos e a Figura 8.22(b) após o ensaio da viga V2. Analogamente ao caso anterior, o modelo em elementos finitos com a consideração da aderência consegue representar bem o comportamento da viga ensaiada.

Pode ser visto no modelo experimental que há um número maior de fissuras ao longo do eixo longitudinal da viga e estas apresentam uma abertura menor em comparação às fissuras da viga V1. Esta maior distribuição das fissuras é observada também no modelo em elementos finitos.

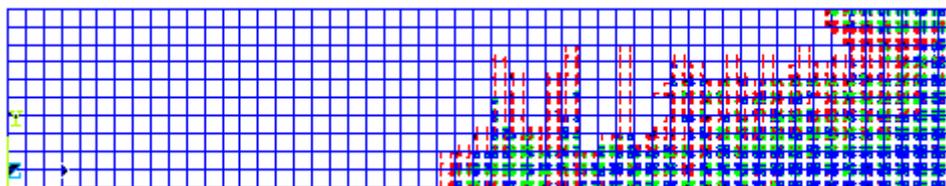


Figura 8.22 (a) Fissuras no modelo em elementos finitos da viga V2



Figura 8.22 (b) Viga V2 após o ensaio (OLIVEIRA, 2005)

## CAPÍTULO IX – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 9.1 Introdução

O principal objetivo deste trabalho foi propor um modelo para a curva tensão de aderência x deslizamento de barras de aço em concreto de alto desempenho com fibras de aço. Alguns dos mais importantes parâmetros que influenciam a aderência foram investigados, dentre esses o diâmetro da barra, resistência do concreto e percentual de fibra. Constituiu-se ainda como objetivo a proposição de uma expressão para cálculo da tensão de aderência a ser empregada em projeto.

Os dados obtidos apresentaram uma certa variabilidade inerente ao ensaio, conforme relatado por outros autores. Além disso, os resultados mostraram-se muito influenciáveis pelas condições de ensaio, principalmente pelo alinhamento da barra em relação ao eixo do corpo-de-prova. Apesar dessa variabilidade, foi possível desenvolver um modelo que representa de forma satisfatória a relação entre tensão de aderência e deslizamento. A validação do modelo foi feita comparando-se os resultados calculados com os valores experimentais, bem como através da modelagem de vigas obtidas na literatura técnica. Ela mostrou que a formulação desenvolvida representa adequadamente a aderência do aço ao concreto para diferentes teores de fibra e resistência à compressão do concreto.

As dimensões dos corpos-de-prova devem ser corrigidas a fim de que a ruptura da barra não ocorra, e a curva tensão de aderência x deslizamento possa ser obtida completamente.

Apesar do número de ensaios realizados nesta pesquisa, é necessário que mais investigações sejam feitas levando em consideração outros fatores e também para que sirva de validação dos resultados encontrados. Essa confirmação é necessária dada a particularidade do concreto empregado: resistência à compressão acima de 100 MPa e com fibra também de alta resistência. Como pôde ser visto nos capítulos III e IV, até o momento não há referência bibliográfica a respeito da aderência em concreto com tais características.

Nos itens a seguir são apresentadas outras conclusões que podem ser tiradas a partir dos resultados desse estudo, bem como sugestões de trabalhos futuros.

## 9.2 Efeito das variáveis estudadas

No que diz respeito às variáveis estudadas, os resultados mostraram-se semelhantes aos observados por outros autores.

### 9.2.1 Diâmetro da barra

- Nos corpos-de-prova sem fibra, a variação do diâmetro influenciou a tensão de aderência máxima. À medida que o diâmetro aumenta a tensão máxima tende a diminuir. Nos casos onde isso foi observado, a diminuição não foi significativa;
- Para os corpos-de-prova com fibra, a variação do diâmetro também não se mostrou significativa na tensão máxima. Contudo, para um mesmo percentual de fibra e resistência à compressão, notou-se um acréscimo da tensão final,  $\tau_f$ , à medida que se aumenta o diâmetro da barra;
- O aumento do diâmetro da barra conduziu a um aumento da ductilidade.

### 9.2.2 Resistência à compressão do concreto

- Com o aumento de  $f_c$ , a tensão máxima de aderência aumenta, tanto no caso do concreto com fibra como sem fibra. Esta variação mostrou-se dependente de  $f_c^{0.35}$ ;
- A forma das curvas também foi influenciada pela resistência. Para valores maiores de  $f_c$ , o deslizamento relativo ao início do patamar diminui e a parte ascendente do diagrama torna-se mais inclinada, ou seja, ocorre um aumento da rigidez ao deslizamento.

### 9.2.3 Fibras de aço

- A presença de fibra aumenta significativamente a tensão máxima de aderência em relação ao concreto sem fibra;
- Para os percentuais empregados (0,5% a 1%) a variação da tensão máxima devido à presença da fibra não foi considerável;

### 9.3 Tensão de aderência máxima

Foi possível observar que os modelos existentes para o cálculo da tensão máxima subestimam os valores experimentais para o concreto com ou sem fibra.

Apartir dos dados experimentais é proposta a formulação indicada nas equações 7.6 e 7.7, do capítulo VII, para a tensão de aderência máxima a ser empregada em para o cálculo do comprimento de ancoragem de barras retas.

Ainda com relação à tensão máxima de aderência, pode-se afirmar que:

- A extrapolação das prescrições da NBR 6118 resulta em valores subestimados da tensão máxima de aderência no caso do concreto de alto desempenho com ou sem a adição de fibra de aço;
- Com o modelo do CEB os resultados obtidos para a tensão máxima são em torno da metade dos valores experimentais para concreto com ou sem fibra ;
- Os demais modelos teóricos estudados também não avaliam de forma satisfatória a tensão máxima;
- A exceção da afirmação anterior é para o modelo proposto por HUANG, o qual fornece resultados mais próximos dos valores experimentais, sobretudo para concreto com resistência à compressão em torno de 80 MPa e sem fibra.

## 9.4 Curva tensão de aderência x deslizamento

- A forma da curva tensão de aderência x deslizamento observada experimentalmente é condizente com alguns modelos estudados, apesar da divergência quanto a alguns itens tais como tensão máxima e tensão final.
- O comportamento da curva com relação às variáveis estudadas foi semelhante ao descrito na literatura técnica.
- Semelhantemente ao encontrado por outros pesquisadores, as curvas experimentais apresentam um trecho ascendente não-linear, seguido de uma parte linear até um patamar e depois um trecho linear até uma tensão final
- O deslocamento inicial do patamar é variável em função da resistência à compressão;
- As curvas obtidas para diferentes diâmetros são semelhantes entre si, até o início do patamar, independente do diâmetro da barra;
- A partir de um deslizamento em torno de 8 mm, a tensão tende a permanecer constante;
- Os modelos teóricos encontrados na literatura, apesar da semelhança da curva, não refletem de forma satisfatória a relação entre tensão e deslizamento;
- O modelo proposto mostra uma boa correlação com os dados experimentais tratados nesse estudo;
- A existência de fibras na mistura apenas altera a parte pós-pico do diagrama

## 9.5 Modelagem numérica

A modelagem numérica foi adequada para validar o modelo proposto. Foi também apresentada uma forma simplificada de modelar estruturas de concreto reforçado com fibras, levando em consideração o comportamento das fibras. Os resultados obtidos mostraram a importância da consideração do escorregamento da armadura para avaliação de forma precisa do comportamento da estrutura, no que diz respeito à curva carga x flecha e também para descrever o quadro de fissuras.

A não consideração dos deslizamentos da armadura impõe à estrutura uma falsa rigidez e também mostra um desenvolvimento de fissuras incompatível com a realidade.

## 9.6 Sugestões para trabalhos futuros

Vários estudos ainda necessitam ser feitos, mesmo para o concreto convencional, pois ainda há vários aspectos que não estão perfeitamente esclarecidos. Ao incorporar-se fibra à matriz de cimento, há mudanças no comportamento tanto ao nível de material como de estrutura, sobretudo envolvendo a fissuração.

Com relação ao ensaio de arrancamento, dois tipos de ruptura podem ocorrer: arrancamento da barra e fendilhamento do corpo-de-prova. A ruptura por fendilhamento está intrinsecamente ligada à fissuração, que por sua vez é totalmente influenciável pela presença e tipo da fibra utilizada. Além disso, há uma gama de variáveis que influenciam diretamente a aderência e não foram contemplados nesse estudo, como cobrimento da barra, velocidade e tipo de carregamento, posição da concretagem, etc.

Com base nessas observações, são feitas as seguintes sugestões :

- Estudar a influência das fibras na aderência em corpos-de-prova com ruptura por fendilhamento;
- Verificar o efeito da variação do cobrimento da barra;
- Com as mesmas variáveis estudadas, realizar ensaio de viga e comparar os resultados entre os dois tipos de ensaio;
- Analisar a influência dos deslizamentos na rigidez à flexão de peças de concreto reforçado com fibra;
- Realizar os mesmo estudos tratados nesse trabalho, em corpos-de-prova de concreto de resistência normal reforçado com fibra de aço, com materiais nacionais;
- Repetir o estudo utilizando fibras curtas ou uma mistura de fibras longas e curtas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMS, D.A. "Test of Bond Between Concrete and Steel" **University of Illinois bulletin**, Vol. 11, nº 15, p 238, 1913;

ACI Committee 544, **State-of-the-art Report on Fiber Reinforced Concrete**, Detroit , USA, 2004;

ACI Committee 318, **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, ACI 318-02, Detroit, USA, 2002;

ALMEIDA, I. RAMALHO . Concretos de Alto Desempenho. In : Isaia G. C (Ed). **CONCRETO : Ensino, Pesquisa e Realizações**, vol. 2. São Paulo : Ibracon, 2005. p 1159-1225;

ALMEIDA FILHO, F. M., **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos auto-adensáveis**. Tese de doutorado, Universidade de São Carlos, Escola de Engenharia, São Carlos, São Paulo, 2006.

ALAVI-FARD, M. – **Bond Characteristics of High Strength Concrete**. Doctoral thesis, Memorial University of Newfoundland, Faculty of Engineering and Applied Science, St. John's , Newfoundland, Canada, 1999;

ANSYS 5.5 Theory Reference Manual. KOHNKE, P. editor. 8<sup>th</sup> ed.,1998;

ANDREASEN, B. S. "The Bond Strength of deformed reinforced bars" **Chalmers University of Thecnology, Division of Concrete Structures**. Sweden, Publikation 86:1, 1978;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), **Projeto de Estruturas de Concreto**, NBR 6118, Rio de Janeiro, 2003;

\_\_\_\_NBR 6023. Informação e Documentação – **Referências-Elaboração**, Rio de Janeiro, 200;

\_\_\_\_NBR 7477. **Determinação do coeficiente de Conformação Superficial de Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado**. Rio de Janeiro, 1982;

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

\_\_\_\_NBR 14724. **Informação e Documentação- Trabalhos Acadêmicos-Apresentação**. Rio de Janeiro, 2006;

AZIZINAMINI, A., STARK M., ROLER, J. J., GHOSH, S. K., “Bond Performance of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete”, **ACI Structural Journal**, sep-oct, p. 554-561, 1993;

BALAGURU, P. , GAMBAROVA, P. G. , ROSATI, G. P., SCHUM, C. E., Bond of Reinforcing bars and Prestressing Tendons in HPFRCC Matrices. In: NAAMAN, A. E. and REINHARDT. **High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 2**. London, E & FN Spon, 1996, capítulo 9;

BANGASH, M. Y. H. **Concrete and Concrete Structures: Numerical Modelling and Applications**, Elsevier, London, 1989;

BARBOSA, M. T. G - **Avaliação do Comportamento da Aderência em Concretos de Diferentes Classes de Resistência**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2001;

Canadian Standards Association- **CSA A23.3- Design of Concrete Structures.**, Rexdale, Ontario, Canada, 2004;

COTTERELL, B. and MAI, Y. **Fracture Mechanics of Cimentitious Materials**. Chapman & Hall, London, 1996;

BRESLER, B. and BERTERO, V.V. Behaviour of Reinforced Concrete Under Repeated Load, ASCE J. Struct. Div. p. 1567-1590, 1968;

COMMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB) **Bond Action and Bond Behavior of Reinforcement**, Bulletin d' Information n 151, Paris, 1982;

\_\_\_\_\_**Reinforcement, Bond and Anchorage**, Bulletin d' Information n 118, Paris, 1979;

\_\_\_\_\_**CEB-FIP Model code 1990**. Bulletin d'information – Thomas Telford, London, 1993;

BENTUR A., MINDESS, S., **Fibre reinforced cementitious composites**, Elsevier Applied Science, 1ed, London, England, 1990;

CARPINTERI, A., **Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete**, Elsevier Applied Science, 1ed, London, England, 1992;

CATTANEO, S., **Ultra-High Performance Concrete: Constitutive Behavior and Structural Applications**, PhD Thesis, Politecnico di Milano, Milano, 2000;

CLARK, A. P. “Comparative Bond Efficiency of Deformed Concrete Reinforcing Bars”. Proceedings. **ACI Journal**, vol 43, p 381-400,1946;

CORNEJO, A. LAUREANO, “Nuevas Tendencias en los Revestimientos de Túneles”. **Revista de Obras Públicas**, Madrid, Espanha, 2007;

COWELL, ANDREW D. , POPOV, EGOR P., BERTERO, VITELMO, V- **Effects of concrete types and loading conditions on local Bond-slip relation** - Report n° UCB/EERC 82/17, University Of California, College of Engineering, Earthquake Engineering Research Center, Berkley California, USA, 1982;

COX, J. V. and HERMAN, L. R. “Development of a Plasticity Bond Model for Steel Reinforcement”. **Mechanics of Cohesive-frictional Materials**, 1997;

COX, J. V. **Development of a plasticity bond model for reinforced concrete Theory and validation for monotonic applications**. Technical Report TR-2036-SHR, Naval Facilities Engineering Service Center, Port Huene, CA, 1994;

DARWIN D. and GRAHAM E. K. “Effect of Deformation Height and Spacing on Bond Strength of Reinforcing Bars”, **ACI Structural Journal**, vol 90, n 6, p. 646-657;

DÉSIR, J. –M. , ROMDHANE, M. R. B. , ULM, F.-J., FAIRBAIRN, E. M. R. – “Steel-Concrete Interface: Revisiting Constitutive and Numerical Modeling”, **Computers and Structures** v. 71, 1999, p. 489-503;

DUCATTI, V. A., **Concreto de Elevado Desempenho: Estudo da Aderência com a Armadura**. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Usp, São Paulo, 1993;

ELIGEHAUSEN, V., POPOV, EGOR P., BERTERO, VITELMO, V- **Local Bond-slip Relationship of Deformed Bars Under Generalized Excitations** - Report n° UCB/EERC 83/23, University Of California, College of Engineering, Earthquake Engineering Research Center, Berkley California, USA, 1983;

ENGSTRÖM, B. et al, Anchorage and Bond in High Strength Concrete. In : FIB Bulletin 10, **Bond of Reinforcement in Concrete— State-of-the-art**, 2000;

ESFAHANI M. R. and RANGAN B. V. “Local Bond Strength of Reinforcing Bars in Normal Strength and High-Strength Concrete (HSC)”, **ACI Structural Journal**, vol. 95, p. 272-280, 1998;

EUROCODE 2. **Design of Concrete Structures** – Part 1-2 . European Prestandard, CEN (Comité Européen de Normalisation), Brussels, 2005;

EZELDIN, A. S. and BALAGURU, P. – “Bond Behavior of Normal and High-Strength Fiber Reinforced Concrete”, **ACI Materials Journal**, Sept-Oct, 1989 ;

FANNING, P. “Nonlinear Models of Reinforced and Post-tensioned Concrete Beams” **Electronic Journal of Structural Engineering**, Dublin, Ireland, 2001;

FERGUSON, P. M., BREEN, J. E., THOMPSON, J. N., “Pull-out tests on High Strength Reinforcing Bars”, **Journal of ACI**, aug, pp. 933-949, 1965;

FIGUEIREDO A. D., - **Concreto com fibras**. Boletim Técnico BT/PCC/260, Escola Politécnica da Universidade São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 2000;

FIGUEIREDO A. D., - Concreto Com Fibras. In: **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: Ed. G. C. ISAIA, IBRACON, 2005;

FUSCO, P. B. São Paulo, **Técnica de Armar as Estruturas de Concreto**. Ed. PINI, 1995;

GJORV, ODD E., MONTEIRO, PAULO J. M and MEHTA P. KUMAR, **Effect of Condensed Silica Fume on The Steel-Concrete Bond**- Report n° UCB/SESM 86/02, University Of California, Department of Civil Engineering, Berkley California, USA, 1986;

GOTO, Y. "Cracks formed in concrete around deformed tension bars" **ACI Journal** V. 68, n° 4, April, 1971, pp. 244;

GUSTAFSSON, J and NOGHABAI, K. - **Steel Fibers as Shear Reinforcement in High Strength Concrete Beams**- Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, Division of Structural Engineering, Luleå, Sweden, 1999;

HARAJLI, M. H., HOUT; M. A.; JALKH, W – "Local Bond Stress-slip Behavior of Reinforced Bars Embedded in Plain and Fiber Concrete" **ACI Material Journal**, July-August, 1995;

HOLSCHEMACHER, K. Dehn, F. Weiße, D. **Influence of the Rebar Position on the Bond Behaviour in High Strength Concrete**, Leipzig Annual Civil Engineering Report (LACCER n° 7), 2002, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Wirtschaftswissenschaftliche Fakultät. Germany;

HWANG S. J., LEU Y. R., and HWANG H. L. " Tensile Bond Strengths of Deformed Bars in High Strength Concrete". **ACI Structural Journal** Vol. 93 n° 1, p. 11-20;

HUANG Z., ENGSTRÖN B. and MAGNUSSON J. Experimental Investigation of the Bond and Anchorage Behaviour of Deformed Bars in High Strength Concrete. 4<sup>th</sup> International Symposium on Utilization of High-Strength/High Performance Concrete. **Proceedings** vol 3, 29-31, Paris 1996;

JAAFAR, Rachid K. – **Bond in Reinforced Concrete**. Dissertação de mestrado, University of Cambridge, Department of Engineering, Cambridge, 2000;

KANKAN, CHARLES K.,"Relationship of Bond Stress, Steel Stress, and Slip in Reinforced Concrete" **Journal of Structural Engineering**, janeiro, 1997;

KWAK H. G. and FILLIPOU F. C. **Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Monotonic Loads** Report n° UCB/SEMM-90/14, University Of

California, College of Engineering, Earthquake Engineering Research Center, Berkley California, USA, 1990;

LAMBRECHTS, A., N. V. BEKAERT S.A. Product Data Sheet- RC 80 30 BP, Belgium, 2003, Disponível no site <http://www.bekaert.com/> acessado em março de 2004;

LARANJEIRAS, A. C, Redução da Aderência Aço-concreto sob ação de Cargas Repetidas, São Paulo, IBRACON, 2000;

LEONHARDT , F. ; MÖNNING, E.- **Construções de Concreto**, Vol. 1. Rio de Janeiro, 1982;

LIMA Jr. , H. C. , GIONGO, J. S. “Modelo teórico para o Concreto Reforçado com Fibras de Aço Submetido à Compressão” **REVISTA IBRACON**, n 30, p. 35-45, São Paulo, 2002;

LOPES, M. M. - **Substituição Parcial de Armadura de Flexão por Fibras de Aço em Vigas de Concreto**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2005;

MANSUR, M. A. e PARAMASIVAM, P., “Steel fibre reinforced concrete beams in pure torsion”, **Int. Journal Cement Composites and Lightweight Concrete**, v 4, pp 39-45, 1982;

MAGNUSSON, J. **Bond and Anchorage of Ribbed Bars in High-Strength Concrete**. Doctoral Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2000;

MANGAT, P. S., AZARI, M. M., “Shrinkage of Steel fiber Reinforced Cement Composites”, **Materiaux et Construction (RILEM)**, v 21, pp 163-171, 1988;

MARKOVIC, I. **High-Performance Hybrid-Fibre Concrete - Development and Utilisation**. PhD Thesis, Technische Universiteit Delft, Delft, Netherlands, 2006;

MENZEL, C. A. “Effect of Settlement of Concrete on Results of Pull-Out Tests”, Research Department Bulletin 41, **Research and Development Laboratories of Portland Cement Association**, 42 p, Nov., 1952;

MINDESS, S., “Torsion tests of steel fiber reinforced concrete”, **Int. Journal Cement Composites and Lightweight Concrete**, V 2, pp 85-89, 1980;.

NAMMUR, Jr. and NAMMAN, A. E. “Bond Stress Model for Fibre Reinforced Concrete Based on Bond Stress-slip Relationship”, **ACI Materials Journal**, n 86, p. 45-56, 1989;

NARAYANAN, R. e KAREEM-PALANJIAN, A. S., 1983, “Steel fibre reinforced concrete beams in torsion”, **Int. Journal Cement Composites and Lightweight Concrete**, V 5, pp 235-246, 1983;

NGO D. and SCORDELIS A. C. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, **ACI Journal**, n 64, p 152-163, 1967;

NIELSEN, P. – **Limit Analysis and Concrete Plasticity**. London, Prentice-Hall, 1999;

NILSON, A. H. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method, **ACI journal**, n 65, p. 757-766, 1968;

NOGHABAI, K., OHLSSON, U., OLOFSSON, T., “Bond Properties of High-Strength Concrete” – In: Utilization of High Strength Concrete. **Proceedings from the Conference High Strength Concrete**, Lillehammer, Noruega. Editado por Ivar HOLAND E ERIK SELLEVOLD. Norwegian Concrete Association, Oslo, Noruega, pp. 1169-1176, 1993;

NORWEGIAN COUNCIL FOR BUILDING STANDARDIZATION - **NORSK STANDARD NS 3473 E**, 2003;

OLIVEIRA, S. L., **Taxa de Armadura Longitudinal Mínima em Vigas de Concreto de Alta Resistência com Fibras de Aço**, Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2005;

OHLSSON, U. **Fracture Mechanics Analysis of Structures**, Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, Division of Structural Engineering, Luleå, Sweden, 1995;

PADMARAJAIAH, S. K. , RAMASWAMY, A. “A Finite Element Assessment of Flexural Strength of Prestressed Concrete Beams with Fiber Reinforcement”, **Cement & Concrete Composites**, Elsevier, p. 229-241, 2002;

POPOVICS, S. “A numerical Approach to the Complete Stress-strain Curve of Concrete”. **Cement and Concrete Research**. V 3 n 5, 1973;

REHM, G. The Fundamental Law of Bond, Proceedings, In : SYMPOSIUM ON BOND AND CRACK FORMATION IN REINFORCED CONCRETE, Stockholm, RILEM, Paris, 1957 ;

REINHARDT, H. W., “Bond of Steel to Strain-Softening Concrete Taking Account of Loading Rate. Fracture Mechanics of Concrete Structures, **Proceedings** to FraMCoS-1, Colorado, USA, 1992

RILEM RC6, TC9-RC, **Bond test for reinforcement steel – Pull-out test**, RILEM Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials, 1983;

RILEM RC5, TC9-RC, **Bond test for reinforcement steel – Bond test**, RILEM Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials, 1982;

RIBEIRO, J. L. D., **Análise Experimental dos fatores que influenciam a aderência em barras nervuradas**. Dissertação de mestrado, UFRGS, Porto Alegre, RS;

ROBINS, P., AUSTIN, S., CHANDLER, J., JONES, P. " Flexural Strain and Crack Width Measurement of Steel-fibre-reinforced Concrete by Optical Grid and Electrical Gauge Methods" **Cement and Concrete Research**, V 31, pp 719-729, january, 2001;

ROSTÁSY, F. S., KEPP, B., 1988, "Time-dependence of Bond" , **Bond and Concrete**, pp. 183-192, Londres, P. Bartoz;

ROSTÁSY, F. S. , HARTWICH, K. "Bond of Deformed Reinforcing Bar Embedded in Steel Fibre Reinforced Concrete", **The International Journal of Cement and Lightweight Concrete**, Vol 10, n 3, 1988;

ROSSI, P. –"Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concretes"- Concrete International Magazine , Dec 2001;

SARTORI, M- **Emenda por Transpasse de Barras de Núcleo Octogonal em Vigas à Flexão**. Dissertação de mestrado, Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Campinas, São Paulo, 2003;

SAMEN, E. BALAGURU, P. N. –Bond Behavior of Normal and High-strength Fiber Reinforced Concrete. **ACI Materials Journal**, set-oct, 1989 ;

SEMIOLI, W.J., "The New Concrete Technology," **Concrete International Magazine**, Farmington Hills, USA, p. 75–79, Nov. 2001;

SIMÕES, R. C., **Um Modelo Constitutivo para Concreto com Fibras**. Dissertação de mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1998

SIMPLÍCIO, M. A. de S., **Comportamento de Vigas de Concreto de Alto Desempenho com Pequenos Percentuais de Armadura Transversal**, Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1999;

SIMPLÍCIO, M. A. de S., ÁVILA, J. I. de S.L. Estudo da Aderência entre Barras de Aço e Concreto de Alto Desempenho. In: 48º Congresso Brasileiro do Concreto, 2006, **Anais**, Rio de Janeiro, 2006;

SWADDIWUDHIPONG, S, "Modelling of Steel Fiber-reinforced Concrete Under Multi-axial Loads", **Cement and Concrete Research**, Elsevier, p. 1354-1361, 2006;

SORETZ, S. HOLZENBEIN, H., "Influence of rib dimensions of reinforcing bars on bond bendability" **Journal of ACI**, v 76, jan, 1979, pp. 111-128;

SWAMY, R. N. and Al-NOORI, K. – "Bond Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete" **Concrete Journal**, Proceedings V. 8, No 8, Aug. 1974, pp.36-37;

TASSIOS, T. P. “Properties of Bond Between Concrete and Steel Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions” Comité Euro-International Du Béton, Bulletin n 13, Paris, 1979;

TEPFERS, R. **A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars**, Publication 73:2, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Thecnology, Goteborg, 1973 ;

TIMOSHENKO, S. P. e GOODIER, J. N. **Theory of Elasticity**. Editora McGRAW book Company, INC. , third edition, New York, 1970;

THOMAS, J., RAMASWAMY, A. “Finite Element Analysis of Shear Critical Prestressed SFRC Beams”, Computers and Concrete, Elsevier, p. 65-77, 2006;

TROTTIER, JEAN-FRANCOIS and MAHONEY, M.,” Innovative Synthetic Fibers” **Concrete International Magazine**, Farmington Hills, USA, p. 23–28, Jun. 2001;

TUE, V. N., KRUMBACH, R. - **Description of the Bond Between a New Developed Reinforcing Steel and High Strength Concrete**. Leipzig Annual Civil Engineering Report (LACCER nº 2), 1997, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Wirtschaftswissenschaftliche Fakultät. Germany

VANDEWALLE, M., **Tunneling the World**. N. V. BEKAERT S.A., 5<sup>th</sup> Ed. Belgium, 1997;

VLIET, A. J. Bigaj-van – **Bond of Deformed Reinforcing Steel Bars Embedded in Steel Fiber Reinforced Concrete** – State-of-the-art Report, Delft Cluster, Delft, Netherlands;

VLIET, A. J. Bigaj-van – **Bond of Deformed Reinforcing Steel Bars Embedded in Steel Fiber Reinforced Concrete** – State-of-the-art Report, Delft Cluster, Delft, Netherland;

WILLIAM, K. J. and WRNKE, E. D. “Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete” Proceedings of The International Association for Bridge and Structural Engineering, p. 174, Bergamo, Itália, 1975;

WEILER, B., GROSSE, C. “AUSZIEHVERHALTEN VON FASERN in STAHLFASERBETON “(em ingles). **Otto-Graf Journal**, Universität Stttugart, Stuttgart, Deutschland, 1996. Disponível no site <http://www.mpa.uni-stuttgart.de/publikationen/publikationen.html>. Acesso em junho de 2002;

WOLANSKI, A. **Flexural Behaviour of Reinforced and Prestressed Concrete Beams Using Finite Element Analysis**, Master Thesis, Faculty of the Graduate School, Marquette University, Milwaukee, 2004.

# APÊNDICE I

## APÊNDICE I – ARQUIVOS DE ENTRADA DE DADOS DO ANSYS

## VIGA V1-ADERÊNCIA PERFEITA

```
/prep7
/title,Ensaio Coppe
antype,static
/com modelagem da viga V1
!Definição da geometria
/com nós dos elementos de concreto
n,1,0,0,0
n,2,0,0,15
n,3,0,0,45
n,4,0,0,75
ngen,11,4,1,4,1,,30,
ngen,54,44,1,44,1,30,,
et,1,solid65
keyopt,1,7,1
r,1
mp,ex,1,3.3e4
mp,ey,1,3.3e4
mp,nuxy,1,0.2
tb,miso,1,1,7,
tbpt,DEFI,0,0
tbpt,DEFI,1E-3,32
TBPT,DEFI,2E-3,60
TBPT,DEFI,2.77E-3,75.7
TBPT,DEFI,2.9E-3,78
TBPT,DEFI,5E-3,51.6
TBPT,DEFI,8E-3,24.7
tb,concr,1
tbdata,1,0.8,0.98,6.63,78.1
/com elemento 1
type,1
real,1
mat,1
e,1,2,6,5,45,46,50,49
egen,3,1,1
egen,10,4,1,3,1
egen,53,44,1,30,1
/com elementos da barra long
et,2,link8
r,2,32
mp,ex,2,1.9e5
```

```
tb,miso,2,1,7
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,185
TBPT,DEFI,0.003,480
TBPT,DEFI,0.0035,518
TBPT,DEFI,0.004,524
TBPT,DEFI,0.00475,535
TBPT,DEFI,0.0145,632
type,2
real,2
mat,2
/com elemento 1591
e,7,51
e,39,83
egen,53,44,1591,1592,1
/com elemento 1697
/com elementos dos estribos
et,3,link8
r,3,20
mp,ex,3,2.1e5
tb,miso,3,1,6
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,200
TBPT,DEFI,0.0032,640
TBPT,DEFI,0.0036,660
TBPT,DEFI,0.0056,718.1
TBPT,DEFI,0.012,788
type,3
real,3
mat,3
/com elemento 1697
e,137,138
e,138,139
e,139,143
egen,8,4,1699
e,169,170
e,170,171
egen,10,220,1697,1708,1
/com elementos das fibras
et,4,link8
r,4,4.4
mp,ex,4,2.1e5
tb,miso,4,1,3
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.0045,900
TBPT,DEFI,0.0135,1000
type,4
```

```
real,4
mat,4
/com elemento 1817
e,10,54
e,12,56
egen,5,8,1817,1818,1
egen,53,44,1817,1826,1
et,5,link8
r,5,2.25
/com elemento 2347
type,5
real,5
mat,4
e,9,53
egen,6,8,2347
egen,53,44,2347,2351
e,2,46
e,4,48
egen,53,44,2613,2614,1
/com condições de apoio
/com chapa de apoio
et,6,solid45
r,6
n,6000,60,-2,0
n,6001,60,-2,15
n,6002,60,-2,45
n,6003,60,-2,75
ngen,3,44,6000,6003,1,30
type,6
real,6
mat,2
/com elemento 2719
e,89,90,6001,6000,133,134,6045,6044
egen,3,1,2719
egen,2,44,2719,2721
/com barra do centro
et,7,link8
r,7,16
type,7
real,7
mat,2
e,5,49
egen,53,44,2725
/solu
nset,all,all
nset,s,node,,6044,6047,1
d,all,uy
```

```
nset,all,all
nset,s,node,,2333,2373,1
d,all,ux
nset,all,all
nset,s,node,,1,2333,44
i5=5
i6=41
j4=2337
*do,inc,i5,i6,4
  nsel,a,node,,inc,j4,44
  j4=j4+4
*enddo
d,all,uz
nset,all,all
*dim,desloca,table,5,1
desloca(1,1)=-0.001,-5,-6,-15,-20
desloca(1,0)=0,10,20,40,50
desloca(0,1)=1
TM_START=1E-6
TM_END=40
TM_INCR=1
*DO, TM, TM_START, TM_END, TM_INCR
  TIME, TM
  nsel,s,node,,2373,2376,1
  d,all,uy,DESLOCA(TM)
  nsel,all,all
  cnvtol,u,100,0.01
  cnvtol,f,,0.15
  ncnv,2,1E10
  SOLVE
  save
*ENDDO
/post1
*cfopen,carga,txt
cont2=0
i1=1
i2=40
inc=1
*do,indice,i1,i2,inc
  set,indice,last
  *DO,INC,6044,6047,1
    *GET,cont1,NODE,INC,RF,Fy
    cont2=cont1+cont2
  *ENDDO
*vwrite,cont2
(1F8.2)
cont2=0
```

```
*ENDDO
*cfopen,des,txt
i1=1
i2=40
inc=1
*do,indice,i1,i2,inc
  set,indice,last
  *get,delta,node,2333,u,y
  *vwrite,delta
  (1F10.6)
*enddo
```

**VIGA V1-CONSIDERAÇÃO DO ESCORREGAMENTO DA ARMADURA**

```
/prep7
/title,Modelo Bond-slip
antype,static
/com modelagem da viga V1
!Consideração do escorregamento da armadura de acordo com modelo proposto
      !Definição da geometria
/com nós dos elementos de concreto
n,1,0,0,0
n,2,0,0,15
n,3,0,0,45
n,4,0,0,75
ngen,11,4,1,4,1,,30,
ngen,54,44,1,44,1,30,,
/com nós da ancoragem
n,2377,0,30,45
ngen,54,1,2377,2377,1,30
n,2431,30,30,0
ngen,53,1,2431,2431,1,30
/com nós das fibras
n,3000,0,0,0
n,3001,0,0,15
n,3002,0,0,75
ngen,6,3,3000,3002,1,,60
ngen,54,44,3000,3018,1,30
et,1,solid65
keyopt,1,7,1
r,1
mp,ex,1,3.3e4
mp,ey,1,3.3e4
mp,nuxy,1,0.2
tb,miso,1,1,7,
tbpt,DEFI,0,0
tbpt,DEFI,1E-3,32
TBPT,DEFI,2E-3,60
TBPT,DEFI,2.77E-3,75.7
TBPT,DEFI,2.9E-3,78.1
TBPT,DEFI,5E-3,51.6
TBPT,DEFI,8E-3,24.7
tb,concr,1
tbdata,1,0.8,0.98,6.63,78.1
/com elemento 1
type,1
real,1
mat,1
```

```
e,1,2,6,5,45,46,50,49
egen,3,1,1
egen,10,4,1,3,1
egen,53,44,1,30,1
/com elementos da barra long
et,2,link8
r,2,32
mp,ex,2,1.9e5
tb,miso,2,1,7
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,185
TBPT,DEFI,0.003,480
TBPT,DEFI,0.0035,518
TBPT,DEFI,0.004,524
TBPT,DEFI,0.00475,535
TBPT,DEFI,0.0145,632
type,2
real,2
mat,2
/com elemento 1591
e,2377,2378
e,39,83
egen,53,1,1591,1591,1
egen,53,44,1592,1592,1
/com elemento 1697
/com elementos dos estribos
et,3,link8
r,3,20
mp,ex,3,2.1e5
tb,miso,3,1,6
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,200
TBPT,DEFI,0.0032,640
TBPT,DEFI,0.0036,660
TBPT,DEFI,0.0056,718.1
TBPT,DEFI,0.012,788
type,3
real,3
mat,3
/com elemento 1697
e,137,138
e,138,139
e,139,143
egen,8,4,1699
e,169,170
e,170,171
egen,10,220,1697,1708,1
```

/com elementos de ligação das fibras

et,4,combin39

R,4,0,0,2.5,1050,5,1055

RMORE,10,1049

/com elemento 1817

type,4

real,4

e,3000,1

e,3001,2

e,3002,4

i1=3003

i2=3015

j1=9

\*do,cont1,i1,i2,3

  e,cont1,j1

  j1=j1+8

\*enddo

egen,54,44,1817,1834

et,5,combin39

R,5,0,0,2.5,2100,5,2110

RMORE,10,2099

/com elemento 2249

TYPE,5

REAL,5

e,3004,10

e,3005,12

i1=3007

i2=3016

j1=18

\*do,cont1,i1,i2,3

  e,cont1,j1

  e,cont1+1,j1+2

  j1=j1+8

\*enddo

egen,54,44,2249,2258

/com elementos das fibras

et,6,link8

r,6,1.1

mp,ex,4,2.1e5

tb,miso,4,1,3

TBPT,DEFI,0,0

TBPT,DEFI,0.0045,900

TBPT,DEFI,0.0135,1000

type,6

real,6

mat,4

/com elemento 2789

```
e,3000,3044
egen,53,44,2789
et,7,link8
r,7,2.2
type,7
real,7
mat,4
/com elemento 2842
e,3001,3045
e,3002,3046
egen,53,44,2842,2843,1
/com elemento 2948
i3=3003
i4=3015
j2=3047
*do,cont2,i3,i4,3
  e,cont2,j2
  j2=j2+3
*enddo
/com elemento 2953
egen,53,44,2948,2952,1
et,8,link8
r,8,4.4
type,8
real,8
mat,4
/com elemento 3213
e,3004,3048
e,3005,3049
i5=3007
i6=3016
j3=62
*do,cont3,i5,i6,3
  e,cont3,j3
  e,cont3+1,j3+2
  j3=j3+8
*enddo
egen,53,44,3213,3222,1
/com elementos de ligação da As flexão
et,9,combin39
R,9,0,0,0.01,9303.96,0.05,16268.57
RMORE,0.1,20721.65,0.25,28553.12,0.5,29271.55
RMORE,0.65,29099.37,0.8,29093.43,1,28855.93
RMORE,1.5,27609.07,2,26095.03,2.5,24699.73
RMORE,2.9,23571.62,4,20246.65,
type,9
Real,9
```

```
/com elemento 3743
e,2377,7
i11=2377
i12=2430
j6=7
*do,cont6,i11,i12,1
  e,cont6,j6
  j6=j6+44
*enddo
/com condições de apoio
/com chapa de apoio
et,10,solid45
r,10
n,6000,60,-2,0
n,6001,60,-2,15
n,6002,60,-2,45
n,6003,60,-2,75
ngen,3,44,6000,6003,1,30
type,10
real,10
mat,2
/com elemento 3798
e,89,90,6001,6000,133,134,6045,6044
egen,3,1,3798
egen,2,44,3798,3800
/com *****
edele,1591
edele,3743
ndele,2377
/com *****
type,2
real,2
mat,2
e,7,2378
/com barra do centro (metade)
/com elemento 3805
e,5,2431
e,2431,2432
egen,52,1,3806
/com elementos de ligação
et,11,combin39
R,11,0,0,0.01,4652,0.05,8134.3
RMORE,0.1,10360.83,0.25,14276.56,0.5,14860.78
RMORE,0.65,14549.7,0.8,14546.72,1,14428
RMORE,1.5,13804.5,2,13047.5,2.5,12349.87
RMORE,2.9,11785.8,4,10123.3,
type,11
```

```
Real,11
/com elemento 3858
e,49,2431
j7=2432
*do,cont7,93,2337,44
  e,cont7,j7
  j7=j7+1
*enddo
/solu
nset,all,all
nset,s,node,,6044,6047,1
d,all,uy
nset,all,all
nset,s,node,,2333,2373,1
d,all,ux
nset,all,all
nset,s,node,,1,2333,44
i5=5
i6=41
j4=2337
*do,inc,i5,i6,4
  nset,a,node,,inc,j4,44
  j4=j4+4
*enddo
d,all,uz
nset,all,all
*dim,desloca,table,5,1
desloca(1,1)=-0.001,-3,-6,-15
desloca(1,0)=0,10,20,40
desloca(0,1)=1
TM_START=1E-6
TM_END=40
TM_INCR=1
*DO,TM,TM_START,TM_END,TM_INCR
  TIME,TM
  nset,s,node,,2373,2376,1
  d,all,uy,DESLOCA(TM)
  nset,all,all
  cnvtol,u,100,0.01
  cnvtol,f,,0.15
  ncnv,2,1E10
  SOLVE
  save
*ENDDO
/post1
*cfopen,carga,txt
cont2=0
```

```
i1=1
i2=40
inc=1
*do,indice,i1,i2,inc
  set,indice,last
  *DO,INC,6044,6047,1
  *GET,cont1,NODE,INC,RF,Fy
  cont2=cont1+cont2
*ENDDO
*vwrite,cont2
(1F8.2)
cont2=0
*ENDDO
*cfopen,des,txt
i1=1
i2=40
inc=1
*do,indice,i1,i2,inc
  set,indice,last
  *get,delta,node,2333,u,y
  *vwrite,delta
(1F10.6)
*enddo
```

**VIGA V1-CONSIDERAÇÃO DO ESCORREGAMENTO DA ARMADURA DE ACORDO COM MODELO DO CEB 90**

```
/prep7
/title,Modelo Bond-slip
antype,static
/com modelagem da viga V1
!Consideração do escorregamento da armadura de acordo com modelo CEB
      !Definição da geometria
/com nós dos elementos de concreto
n,1,0,0,0
n,2,0,0,15
n,3,0,0,45
n,4,0,0,75
ngen,11,4,1,4,1,,30,
ngen,54,44,1,44,1,30,,
/com nós da ancoragem
n,2377,0,30,45
ngen,54,1,2377,2377,1,30
n,2431,30,30,0
ngen,53,1,2431,2431,1,30
/com nós das fibras
n,3000,0,0,0
n,3001,0,0,15
n,3002,0,0,75
ngen,6,3,3000,3002,1,,60
ngen,54,44,3000,3018,1,30
et,1,solid65
keyopt,1,7,1
r,1
mp,ex,1,3.3e4
mp,ey,1,3.3e4
mp,nuxy,1,0.2
tb,miso,1,1,7,
tbpt,DEFI,0,0
tbpt,DEFI,1E-3,32
TBPT,DEFI,2E-3,60
TBPT,DEFI,2.77E-3,75.7
TBPT,DEFI,2.9E-3,78.1
TBPT,DEFI,5E-3,51.6
TBPT,DEFI,8E-3,24.7
tb,concr,1
tbdata,1,0.8,0.98,6.63,78.1
/com elemento 1
type,1
real,1
mat,1
```

```
e,1,2,6,5,45,46,50,49
egen,3,1,1
egen,10,4,1,3,1
egen,53,44,1,30,1
/com elementos da barra long
et,2,link8
r,2,32
mp,ex,2,1.9e5
tb,miso,2,1,7
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,185
TBPT,DEFI,0.003,480
TBPT,DEFI,0.0035,518
TBPT,DEFI,0.004,524
TBPT,DEFI,0.00475,535
TBPT,DEFI,0.0145,632
type,2
real,2
mat,2
/com elemento 1591
e,2377,2378
e,39,83
egen,53,1,1591,1591,1
egen,53,44,1592,1592,1
/com elemento 1697
/com elementos dos estribos
et,3,link8
r,3,20
mp,ex,3,2.1e5
tb,miso,3,1,6
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,200
TBPT,DEFI,0.0032,640
TBPT,DEFI,0.0036,660
TBPT,DEFI,0.0056,718.1
TBPT,DEFI,0.012,788
type,3
real,3
mat,3
/com elemento 1697
e,137,138
e,138,139
e,139,143
egen,8,4,1699
e,169,170
e,170,171
egen,10,220,1697,1708,1
```

/com elementos de ligação das fibras

et,4,combin39

R,4,0,0,2.5,1050,5,1055

RMORE,10,1049

/com elemento 1817

type,4

real,4

e,3000,1

e,3001,2

e,3002,4

i1=3003

i2=3015

j1=9

\*do,cont1,i1,i2,3

  e,cont1,j1

  j1=j1+8

\*enddo

egen,54,44,1817,1834

et,5,combin39

R,5,0,0,2.5,2100,5,2110

RMORE,10,2099

/com elemento 2249

TYPE,5

REAL,5

e,3004,10

e,3005,12

i1=3007

i2=3016

j1=18

\*do,cont1,i1,i2,3

  e,cont1,j1

  e,cont1+1,j1+2

  j1=j1+8

\*enddo

egen,54,44,2249,2258

/com elementos das fibras

et,6,link8

r,6,1.1

mp,ex,4,2.1e5

tb,miso,4,1,3

TBPT,DEFI,0,0

TBPT,DEFI,0.0045,900

TBPT,DEFI,0.0135,1000

type,6

real,6

mat,4

/com elemento 2789

```
e,3000,3044
egen,53,44,2789
et,7,link8
r,7,2.2
type,7
real,7
mat,4
/com elemento 2842
e,3001,3045
e,3002,3046
egen,53,44,2842,2843,1
/com elemento 2948
i3=3003
i4=3015
j2=3047
*do,cont2,i3,i4,3
  e,cont2,j2
  j2=j2+3
*enddo
/com elemento 2953
egen,53,44,2948,2952,1
et,8,link8
r,8,4.4
type,8
real,8
mat,4
/com elemento 3213
e,3004,3048
e,3005,3049
i5=3007
i6=3016
j3=62
*do,cont3,i5,i6,3
  e,cont3,j3
  e,cont3+1,j3+2
  j3=j3+8
*enddo
egen,53,44,3213,3222,1
/com elementos de ligação da As flexão
et,9,combin39
R,9,0,0,0.01,1293,0.05,2891
RMORE,0.1,4089,0.27,6720,0.52,9326
RMORE,0.67,10586,0.8,11567,1,12933
RMORE,3,12933,10.58,4809,11.6,4750
type,9
Real,9
/com elemento 3743
```

```
e,2377,7
i11=2377
i12=2430
j6=7
*do,cont6,i11,i12,1
  e,cont6,j6
  j6=j6+44
*enddo
/com condições de apoio
/com chapa de apoio
et,10,solid45
r,10
n,6000,60,-2,0
n,6001,60,-2,15
n,6002,60,-2,45
n,6003,60,-2,75
ngen,3,44,6000,6003,1,30
type,10
real,10
mat,2
/com elemento 3798
e,89,90,6001,6000,133,134,6045,6044
egen,3,1,3798
egen,2,44,3798,3800
/com *****
edele,1591
edele,3743
ndelet,2377
/com *****
type,2
real,2
mat,2
e,7,2378
/com barra do centro (metade)
/com elemento 3805
e,5,2431
e,2431,2432
egen,52,1,3806
/com elementos de ligação
et,11,combin39
R,11,0,0,0.01,646.5,0.05,1445.5
RMORE,0.1,2045,0.27,3360,0.52,4663
RMORE,0.67,5243,0.8,5788.5,1,6466.5
RMORE,3,6466.5,10.58,2404.5,11.6,2375
type,11
Real,11
/com elemento 3858
```

```
e,49,2431
j7=2432
*do,cont7,93,2337,44
  e,cont7,j7
  j7=j7+1
*enddo
/solu
nset,all,all
nset,s,node,,6044,6047,1
d,all,uy
nset,all,all
nset,s,node,,2333,2373,1
d,all,ux
nset,all,all
nset,s,node,,1,2333,44
i5=5
i6=41
j4=2337
*do,inc,i5,i6,4
  nset,a,node,,inc,j4,44
  j4=j4+4
*enddo
d,all,uz
nset,all,all
*dim,desloca,table,5,1
desloca(1,1)=-0.001,-3,-6,-15
desloca(1,0)=0,10,20,40
desloca(0,1)=1
TM_START=1E-6
TM_END=40
TM_INCR=1
*DO,TM,TM_START,TM_END,TM_INCR
  TIME,TM
  nset,s,node,,2373,2376,1
  d,all,uy,DESLOCA(TM)
  nset,all,all
  cnvtol,u,100,0.01
  cnvtol,f,,0.15
  ncnv,2,1E10
  SOLVE
  save
*ENDDO
/post1
*cfopen,pceb2,txt
cont2=0
i1=1
i2=40
```

```
inc=1
*do,indice,i1,i2,inc
  set,indice,last
  *DO,INC,6044,6047,1
    *GET,cont1,NODE,INC,RF,Fy
    cont2=cont1+cont2
  *ENDDO
  *vwrite,cont2
  (1F8.2)
  cont2=0
*ENDDO
*cfopen,dceb2,txt
i1=1
i2=40
inc=1
*do,indice,i1,i2,inc
  set,indice,last
  *get,delta,node,2333,u,y
  *vwrite,delta
  (1F10.6)
*enddo
```

**VIGA V2-ADERÊNCIA PERFEITA**

```
/prep7
/title,Ensaio Coppe
antype,static
/com modelagem da viga V2
!Definição da geometria
/com nós dos elementos de concreto
n,1,0,0,0
n,2,0,0,15
n,3,0,0,45
n,4,0,0,75
ngen,11,4,1,4,1,,30,
ngen,54,44,1,44,1,30,,
et,1,solid65
keyopt,1,7,1
r,1
mp,ex,1,3.3e4
mp,ey,1,3.3e4
mp,nuxy,1,0.2
tb,miso,1,1,7,
tbpt,DEFI,0,0
tbpt,DEFI,1E-3,31.6
TBPT,DEFI,2E-3,58
TBPT,DEFI,2.77E-3,72.7
TBPT,DEFI,2.84E-3,74
TBPT,DEFI,5E-3,49.7
TBPT,DEFI,8E-3,26.3
tb,concr,1
tbdata,1,0.8,0.98,6.27,73.8
/com elemento 1
type,1
real,1
mat,1
e,1,2,6,5,45,46,50,49
egen,3,1,1
egen,10,4,1,3,1
egen,53,44,1,30,1
/com elementos da barra long
et,2,link8
r,2,32
mp,ex,2,1.9e5
tb,miso,2,1,7
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,185
TBPT,DEFI,0.003,480
```

```
TBPT,DEFI,0.0035,518
TBPT,DEFI,0.004,524
TBPT,DEFI,0.00475,535
TBPT,DEFI,0.0145,632
type,2
real,2
mat,2
/com elemento 1591
e,7,51
e,39,83
egen,53,44,1591,1592,1
/com elemento 1697
/com elementos dos estribos
et,3,link8
r,3,20
mp,ex,3,2.1e5
tb,miso,3,1,6
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,200
TBPT,DEFI,0.0032,640
TBPT,DEFI,0.0036,660
TBPT,DEFI,0.0056,718.1
TBPT,DEFI,0.012,788
type,3
real,3
mat,3
/com elemento 1697
e,137,138
e,138,139
e,139,143
egen,8,4,1699
e,169,170
e,170,171
egen,10,220,1697,1708,1
/com elementos das fibras
et,4,link8
r,4,4.5
mp,ex,4,2.1e5
tb,miso,4,1,3
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.005,1000
TBPT,DEFI,0.015,1100
type,4
real,4
mat,4
/com elemento 1817
e,10,54
```

e,12,56  
egen,5,8,1817,1818,1  
egen,53,44,1817,1826,1  
et,5,link8  
r,5,2.25  
/com elemento 2347  
type,5  
real,5  
mat,4  
e,9,53  
egen,6,8,2347  
egen,53,44,2347,2351  
e,2,46  
e,4,48  
egen,53,44,2613,2614,1  
/com condições de apoio  
/com chapa de apoio  
et,6,solid45  
r,6  
n,6000,60,-2,0  
n,6001,60,-2,15  
n,6002,60,-2,45  
n,6003,60,-2,75  
ngen,3,44,6000,6003,1,30  
type,6  
real,6  
mat,2  
/com elemento 2719  
e,89,90,6001,6000,133,134,6045,6044  
egen,3,1,2719  
egen,2,44,2719,2721  
/com barra do centro  
type,2  
real,2  
mat,2  
e,6,50  
egen,53,44,2725  
/solu  
nset,all,all  
nset,s,node,,6044,6047,1  
d,all,uy  
nset,all,all  
nset,s,node,,2333,2373,1  
d,all,ux  
nset,all,all  
nset,s,node,,1,2333,44  
i5=5

```
i6=41
j4=2337
*do,inc,i5,i6,4
  nsel,a,node,,inc,j4,44
  j4=j4+4
*enddo
d,all,uz
nsel,all,all
*dim,desloca,table,5,1
desloca(1,1)=-0.001,-4,-10,-20,-30
desloca(1,0)=0,10,20,40,50
desloca(0,1)=1
TM_START=1E-6
TM_END=50
TM_INCR=1
*DO,TM,TM_START,TM_END,TM_INCR
  TIME, TM
  nsel,s,node,,2373,2376,1
  d,all,uy,DESLOCA(TM)
  nsel,all,all
  cnvtol,u,100,0.01
  cnvtol,f,,0.15
  ncnv,2,1E10
  SOLVE
  save
*ENDDO
/post1
*cfopen,carga,txt
cont2=0
i1=1
i2=50
inc=1
*do,indice,i1,i2,inc
  set,indice,last
  *DO,INC,6044,6047,1
    *GET,cont1,NODE,INC,RF,Fy
    cont2=cont1+cont2
  *ENDDO
  *vwrite,cont2
  (1F8.2)
  cont2=0
*ENDDO
*cfopen,des,txt
i1=1
i2=50
inc=1
*do,indice,i1,i2,inc
```

```
set,indice,last
*get,delta,node,2333,u,y
*vwrite,delta
(1F10.6)
*enddo
```

**V2 - CONSIDERAÇÃO DO ESCORREGAMENTO DA ARMADURA**

```
/prep7
/title,Modelo Bond-slip
antype,static
/com modelagem da viga V2
!Consideração do escorregamento da armadura de acordo com modelo proposto
      !Definição da geometria
/com nós dos elementos de concreto
n,1,0,0,0
n,2,0,0,15
n,3,0,0,45
n,4,0,0,75
ngen,11,4,1,4,1,,30,
ngen,54,44,1,44,1,30,,
/com nós da ancoragem
n,2377,0,30,45
ngen,54,1,2377,2377,1,30
n,2431,30,30,15
ngen,53,1,2431,2431,1,30
/com nós das fibras
n,3000,0,0,0
n,3001,0,0,15
n,3002,0,0,75
ngen,6,3,3000,3002,1,,60
ngen,54,44,3000,3018,1,30
et,1,solid65
keyopt,1,7,1
r,1
mp,ex,1,3.3e4
mp,ey,1,3.3e4
mp,nuxy,1,0.2
tb,miso,1,1,7,
tbpt,DEFI,0,0
tbpt,DEFI,1E-3,31.6
TBPT,DEFI,2E-3,58
TBPT,DEFI,2.77E-3,72.7
TBPT,DEFI,2.84E-3,74
TBPT,DEFI,5E-3,49.7
TBPT,DEFI,8E-3,26.3
tb,concr,1
tbdata,1,0.8,0.98,6.27,73.8
/com elemento 1
type,1
real,1
mat,1
```

```
e,1,2,6,5,45,46,50,49
egen,3,1,1
egen,10,4,1,3,1
egen,53,44,1,30,1
/com elementos da barra long
et,2,link8
r,2,32
mp,ex,2,1.9e5
tb,miso,2,1,7
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,185
TBPT,DEFI,0.003,480
TBPT,DEFI,0.0035,518
TBPT,DEFI,0.004,524
TBPT,DEFI,0.00475,535
TBPT,DEFI,0.0145,632
type,2
real,2
mat,2
/com elemento 1591
e,2377,2378
e,39,83
egen,53,1,1591,1591,1
egen,53,44,1592,1592,1
/com elemento 1697
/com elementos dos estribos
et,3,link8
r,3,20
mp,ex,3,2.1e5
tb,miso,3,1,6
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,200
TBPT,DEFI,0.0032,640
TBPT,DEFI,0.0036,660
TBPT,DEFI,0.0056,718.1
TBPT,DEFI,0.012,788
type,3
real,3
mat,3
/com elemento 1697
e,137,138
e,138,139
e,139,143
egen,8,4,1699
e,169,170
e,170,171
egen,10,220,1697,1708,1
```

/com elementos de ligação das fibras

/com elemento 1817

/COM \*\*\*\*\*

/COM

et,4,combin39

R,4,0,0,2.5,1050,5,1055

TYPE,4

REAL,4

e,3000,1

e,3001,2

e,3002,4

i1=3003

i2=3015

j1=9

\*do,cont1,i1,i2,3

  e,cont1,j1

  j1=j1+8

\*enddo

egen,54,44,1817,1824

et,5,combin39

R,5,0,0,2.5,2100,5,2110

/com elemento 2249

TYPE,5

REAL,5

e,3004,10

e,3005,12

i1=3007

i2=3016

j1=18

\*do,cont1,i1,i2,3

  e,cont1,j1

  e,cont1+1,j1+2

  j1=j1+8

\*enddo

egen,54,44,2249,2258

/com elementos das fibras

et,6,link8

r,6,1.1

mp,ex,4,2.1e5

tb,miso,4,1,3

TBPT,DEFI,0,0

TBPT,DEFI,0.0045,900

TBPT,DEFI,0.0135,1000

type,6

real,6

mat,4

/com elemento 2789

```
e,3000,3044
egen,53,44,2789
et,7,link8
r,7,2.2
type,7
real,7
mat,4
/com elemento 2842
e,3001,3045
e,3002,3046
egen,53,44,2842,2843,1
/com elemento 2948
i3=3003
i4=3015
j2=3047
*do,cont2,i3,i4,3
  e,cont2,j2
  j2=j2+3
*enddo
/com elemento 2953
egen,53,44,2948,2952,1
et,8,link8
r,8,4.4
type,8
real,8
mat,4
/com elemento 3213
e,3004,3048
e,3005,3049
i5=3007
i6=3016
j3=62
*do,cont3,i5,i6,3
  e,cont3,j3
  e,cont3+1,j3+2
  j3=j3+8
*enddo
egen,53,44,3213,3222,1
/com elementos de ligação da As flexão
et,9,combin39
R,9,0,0,0.01,8843,0.05,15734
RMORE,0.1,19948,0.25,26903,0.5,28737
RMORE,0.65,28740,0.8,28738,1,28335
RMORE,1.5,27075,2,25572,2.5,24180
RMORE,2.9,23057,4,19758,
type,9
Real,9
```

```
/com elemento 3743
e,2377,7
i11=2377
i12=2430
j6=7
*do,cont6,i11,i12,1
  e,cont6,j6
  j6=j6+44
*enddo
/com condições de apoio
/com chapa de apoio
et,10,solid45
r,10
n,6000,60,-2,0
n,6001,60,-2,15
n,6002,60,-2,45
n,6003,60,-2,75
ngen,3,44,6000,6003,1,30
type,10
real,10
mat,2
/com elemento 3798
e,89,90,6001,6000,133,134,6045,6044
egen,3,1,3798
egen,2,44,3798,3800
/com *****
edele,1591
edele,3743
ndele,2377
/com *****
type,2
real,2
mat,2
e,7,2378
/com barra do centro (metade)
type,2
real,2
mat,2
/com elemento 3805
e,6,2431
e,2431,2432
egen,52,1,3806
/com elementos de ligação
type,9
Real,9
/com elemento 3858
e,50,2431
```

```
j7=2432
*do,cont7,94,2338,44
  e,cont7,j7
  j7=j7+1
*enddo
/solu
nset,all,all
nset,s,node,,6044,6047,1
d,all,uy
nset,all,all
nset,s,node,,2333,2373,1
d,all,ux
nset,all,all
nset,s,node,,1,2333,44
i5=5
i6=41
j4=2337
*do,inc,i5,i6,4
  nsel,a,node,,inc,j4,44
  j4=j4+4
*enddo
d,all,uz
nset,all,all
*dim,desloca,table,5,1
desloca(1,1)=-0.001,-4,-10,-25,-40
desloca(1,0)=0,10,20,40,50
desloca(0,1)=1
TM_START=1E-6
TM_END=50
TM_INCR=1
*DO,TM,TM_START,TM_END,TM_INCR
  TIME,TM
  nsel,s,node,,2373,2376,1
  d,all,uy,DESLOCA(TM)
  nset,all,all
  cnvtol,u,100,0.01
  cnvtol,f,,0.15
  ncnv,2,1E10
  SOLVE
  save
*ENDDO
/post1
*cfopen,carga,txt
cont2=0
i1=1
i2=50
inc=1
```

```
*do,indice,i1,i2,inc
  set,indice,last
  *DO,INC,6044,6047,1
    *GET,cont1,NODE,INC,RF,Fy
    cont2=cont1+cont2
  *ENDDO
  *vwrite,cont2
  (1F8.2)
  cont2=0
*ENDDO
*cfopen,des,txt
i1=1
i2=50
inc=1
*do,indice,i1,i2,inc
  set,indice,last
  *get,delta,node,2333,u,y
  *vwrite,delta
  (1F10.6)
*enddo
```

**V2 - CONSIDERAÇÃO DO ESCORREGAMENTO DA ARMADURA DE ACORDO COM O CEB 90**

```
/prep7
/title,Modelo Bond-slip
antype,static
/com modelagem da viga V2
!Consideração do escorregamento da armadura de acordo com modelo CEB 90
      !Definição da geometria
/com nós dos elementos de concreto
n,1,0,0,0
n,2,0,0,15
n,3,0,0,45
n,4,0,0,75
ngen,11,4,1,4,1,,30,
ngen,54,44,1,44,1,30,,
/com nós da ancoragem
n,2377,0,30,45
ngen,54,1,2377,2377,1,30
n,2431,30,30,15
ngen,53,1,2431,2431,1,30
/com nós das fibras
n,3000,0,0,0
n,3001,0,0,15
n,3002,0,0,75
ngen,6,3,3000,3002,1,,60
ngen,54,44,3000,3018,1,30
et,1,solid65
keyopt,1,7,1
r,1
mp,ex,1,3.3e4
mp,ey,1,3.3e4
mp,nuxy,1,0.2
tb,miso,1,1,7,
tbpt,DEFI,0,0
tbpt,DEFI,1E-3,31.6
TBPT,DEFI,2E-3,58
TBPT,DEFI,2.77E-3,72.7
TBPT,DEFI,2.84E-3,74
TBPT,DEFI,5E-3,49.7
TBPT,DEFI,8E-3,26.3
tb,concr,1
tbdata,1,0.8,0.98,6.27,73.8
/com elemento 1
type,1
real,1
```

```
mat,1
e,1,2,6,5,45,46,50,49
egen,3,1,1
egen,10,4,1,3,1
egen,53,44,1,30,1
/com elementos da barra long
et,2,link8
r,2,32
mp,ex,2,1.9e5
tb,miso,2,1,7
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,185
TBPT,DEFI,0.003,480
TBPT,DEFI,0.0035,518
TBPT,DEFI,0.004,524
TBPT,DEFI,0.00475,535
TBPT,DEFI,0.0145,632
type,2
real,2
mat,2
/com elemento 1591
e,2377,2378
e,39,83
egen,53,1,1591,1591,1
egen,53,44,1592,1592,1
/com elemento 1697
/com elementos dos estribos
et,3,link8
r,3,20
mp,ex,3,2.1e5
tb,miso,3,1,6
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.001,200
TBPT,DEFI,0.0032,640
TBPT,DEFI,0.0036,660
TBPT,DEFI,0.0056,718.1
TBPT,DEFI,0.012,788
type,3
real,3
mat,3
/com elemento 1697
e,137,138
e,138,139
e,139,143
egen,8,4,1699
e,169,170
e,170,171
```

```
egen,10,220,1697,1708,1
/com elementos de ligação das fibras
/com elemento 1817
/COM *****
/COM
et,4,combin39
R,4,0,0,2.5,1050,5,1055
TYPE,4
REAL,4
e,3000,1
e,3001,2
e,3002,4
i1=3003
i2=3015
j1=9
*do,cont1,i1,i2,3
  e,cont1,j1
  j1=j1+8
*enddo
egen,54,44,1817,1824
et,5,combin39
R,5,0,0,2.5,2100,5,2110
/com elemento 2249
TYPE,5
REAL,5
e,3004,10
e,3005,12
i1=3007
i2=3016
j1=18
*do,cont1,i1,i2,3
  e,cont1,j1
  e,cont1+1,j1+2
  j1=j1+8
*enddo
egen,54,44,2249,2258
/com elementos das fibras
et,6,link8
r,6,1.1
mp,ex,4,2.1e5
tb,miso,4,1,3
TBPT,DEFI,0,0
TBPT,DEFI,0.0045,900
TBPT,DEFI,0.0135,1000
type,6
real,6
mat,4
```

```
/com elemento 2789
e,3000,3044
egen,53,44,2789
et,7,link8
r,7,2.2
type,7
real,7
mat,4
/com elemento 2842
e,3001,3045
e,3002,3046
egen,53,44,2842,2843,1
/com elemento 2948
i3=3003
i4=3015
j2=3047
*do,cont2,i3,i4,3
  e,cont2,j2
  j2=j2+3
*enddo
/com elemento 2953
egen,53,44,2948,2952,1
et,8,link8
r,8,4.4
type,8
real,8
mat,4
/com elemento 3213
e,3004,3048
e,3005,3049
i5=3007
i6=3016
j3=62
*do,cont3,i5,i6,3
  e,cont3,j3
  e,cont3+1,j3+2
  j3=j3+8
*enddo
egen,53,44,3213,3222,1
/com elementos de ligação da As flexão
et,9,combin39
R,9,0,0,0.01,1293,0.05,2891
RMORE,0.1,4089,0.27,6720,0.52,9326
RMORE,0.67,10586,0.8,11567,1,12933
RMORE,1.5,12933,2,12933,2.5,12933
RMORE,3,12933,3.5,12385,
type,9
```

```
Real,9
/com elemento 3743
e,2377,7
i11=2377
i12=2430
j6=7
*do,cont6,i11,i12,1
  e,cont6,j6
  j6=j6+44
*enddo
/com condições de apoio
/com chapa de apoio
et,10,solid45
r,10
n,6000,60,-2,0
n,6001,60,-2,15
n,6002,60,-2,45
n,6003,60,-2,75
ngen,3,44,6000,6003,1,30
type,10
real,10
mat,2
/com elemento 3798
e,89,90,6001,6000,133,134,6045,6044
egen,3,1,3798
egen,2,44,3798,3800
/com *****
edele,1591
edele,3743
ndele,2377
/com *****
type,2
real,2
mat,2
e,7,2378
/com barra do centro (metade)
type,2
real,2
mat,2
/com elemento 3805
e,6,2431
e,2431,2432
egen,52,1,3806
/com elementos de ligação
type,9
Real,9
/com elemento 3858
```

```
e,50,2431
j7=2432
*do,cont7,94,2338,44
  e,cont7,j7
  j7=j7+1
*enddo
/solu
nset,all,all
nset,s,node,,6044,6047,1
d,all,uy
nset,all,all
nset,s,node,,2333,2373,1
d,all,ux
nset,all,all
nset,s,node,,1,2333,44
i5=5
i6=41
j4=2337
*do,inc,i5,i6,4
  nsel,a,node,,inc,j4,44
  j4=j4+4
*enddo
d,all,uz
nset,all,all
*dim,desloca,table,5,1
desloca(1,1)=-0.001,-4,-10,-25,-40
desloca(1,0)=0,10,20,40,50
desloca(0,1)=1
TM_START=1E-6
TM_END=40
TM_INCR=1
*DO, TM, TM_START, TM_END, TM_INCR
  TIME, TM
  nsel,s,node,,2373,2376,1
  d,all,uy,DESLOCA(TM)
  nsel,all,all
  cnvtol,u,100,0.01
  cnvtol,f,,0.15
  ncnv,2,1E10
  SOLVE
  save
*ENDDO
/post1
*cfopen,pb3,txt
cont2=0
i1=1
i2=40
```

```
inc=1
*do,indice,i1,i2,inc
  set,indice,last
  *DO,INC,6044,6047,1
    *GET,cont1,NODE,INC,RF,Fy
    cont2=cont1+cont2
  *ENDDO
  *vwrite,cont2
  (1F8.2)
  cont2=0
*ENDDO
*cfopen,desb3,txt
i1=1
i2=40
inc=1
*do,indice,i1,i2,inc
  set,indice,last
  *get,delta,node,2333,u,y
  *vwrite,delta
  (1F10.6)
*enddo.
```

# Livros Grátis

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

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

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

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

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