

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA EM ELEMENTOS DE
CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À CORROSÃO E ELEVADAS
TEMPERATURAS

LUCIANE FONSECA CAETANO

PORTO ALEGRE
2008

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA EM ELEMENTOS DE
CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À CORROSÃO E ELEVADAS
TEMPERATURAS**

Luciane Fonseca Caetano

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Orientador: Prof. PhD. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho.

PORTO ALEGRE

2008

LUCIANE FONSECA CAETANO

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA EM
ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À
CORROSÃO E ELEVADAS TEMPERATURAS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos professores orientador e co-orientador pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 06 de outubro de 2008

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
PhD, University of Leeds
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof^ª. Denise Carpena Coitinho Dal Molin (UFRGS)

Doutora, Universidade de São Paulo

Prof. Jean Marie Désir (UFRGS)

Doutor, Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof^ª. Mônica Pinto Barbosa (UNESP)

Doutora, Institut National Des Sciences Appliquées de Lyon

*“Embora ninguém possa voltar atrás
e fazer um novo começo, qualquer um
pode começar agora e fazer um novo fim.”*

Chico Xavier

AGRADECIMENTOS

Há oito anos quando comecei a graduação em engenharia civil sabia o que queria: desenvolver pesquisas científicas. Por isso, com apenas dois meses de curso me candidatei à bolsista voluntária em iniciação científica. E desde então, faço parte da família LEME. Neste tempo, muitas pessoas passaram e deixaram marcas na minha vida, contribuíram significativamente para o meu crescimento pessoal e profissional. Neste momento que uma parte do ciclo se encerra com a finalização do mestrado não posso deixar de agradecer a estas pessoas.

Primeiramente, gostaria de agradecer ao prof. Luiz Carlos, por ter me acolhido no grupo de pesquisa, incentivado o meu crescimento e valorizado o meu trabalho. Saiba que és responsável pela grande paixão que tenho pela pesquisa. A cada explicação e orientação ficava fascinada, pensava “Como é possível uma pessoa saber tanto de tantos assuntos diferentes. Se um dia eu souber 10% do que ele sabe, serei uma grande pesquisadora”. Por fim, gostaria de agradecer pela orientação deste trabalho e por acreditar nele todas as vezes que tive dúvida da qualidade do trabalho.

Ao prof. João Luiz Campagnolo que, profissionalmente, foi a primeira pessoa a acreditar na minha competência e pessoalmente, juntamente com sua esposa, Silvana Campagnolo, permitiram que eu fizesse parte de suas vidas, me acolhendo como filha. Prof. Campagnolo, muito obrigada pelas várias horas de conversa, pelos inúmeros conselhos, por tudo. Silvana querida, obrigada por fazer parte da minha vida, pelas inúmeras aulas de biscuit, que tornaram o final do meu trabalho menos tenso e mais criativo.

À querida Liliani Gaeversen, mais do que amiga e confidente, minha referência de competência, força e dedicação. Todas as pessoas deveriam conviver com uma pessoa de tanta garra e paixão pela vida. Minha amiga, muito obrigada pelos milhares de conselhos, pelo carinho e por fazer do nosso ambiente de trabalho mais alegre, charmoso e com jeitinho de lar.

Agradeço a equipe do LEME por viabilizar, com qualidade, a execução de todas as pesquisas. Ao Prof. Dario Klein por fazer a convivência mais descontraída. Ao Flávio Luis C. de Lima que foi fundamental para o desenvolvimento de meu trabalho experimental, elaborando os sistemas de ensaio e confeccionando as formas para confecção dos meus corpos-de-prova. Ao Eurípedes M. Fontes por sempre ter uma idéia brilhante para facilitar o trabalho braçal e qualificar os resultados a serem obtidos. Ao Diego Sardá por estar sempre ao meu lado durante a preparação e ensaio dos meus cps, além de ter tornado mais leves meus “filhotes” de quase 70 kg.

Aos bolsistas de iniciação científica, que de bolsistas só na classificação. Gostaria de agradecer a estes alunos que, voluntariamente, se dedicam mais do que 20 horas ao desenvolvimento das pesquisas, tornando o trabalho mais fácil e agradável. Ver o amadurecimento de cada um me alegre e emociona. Tenho muito orgulho de vocês.

Gostaria de fazer um agradecimento especial aos bolsistas que foram meus parceiros na execução deste trabalho. Ao Vitor Cury Perrone, meu primeiro bolsista, o meu muito obrigado por toda ajuda e discussões sobre a nossa pesquisa e sobre política. À Roseane Shimomukay que me conquistou no primeiro dia com sua entrega à pesquisa e seus comentários pertinentes que muito colaboraram para o fechamento do trabalho. Ao Farlei Paul Filho, que do seu jeito maroto despertou minha amizade. Muito obrigado por tornarem possível a execução de todo este trabalho experimental, sem vocês teria sido impossível. Este trabalho também é de vocês. Não poderia deixar de agradecer ao Marcelo Argentom e ao Pedro Scheffer que, em vários momentos, me auxiliaram.

Aos colegas de laboratório que me auxiliaram a seguir em frente. Em especial, gostaria de agradecer ao Rogério C. Antochaves de Lima e ao Alexandre Lorenzi pelos ensinamentos passados a mim quando era bolsista de iniciação científica, pelo reconhecimento demonstrado através das publicações e pela amizade que construímos. À Ângela Graeff por ser minha parceira, minha amiga desde a graduação. À Vanessa Pasa pelos três anos que moramos juntas. À Alexandra Passuello, Estela Garcez, Larissa Kirchof, Paulete Fridman, Ariela Torres e Leila Meneghetti pela convivência e momento marcantes.

À quatro pessoas que foram importantíssimas para o desenvolvimento de uma parte deste trabalho. Ao prof. José Ribeiro pelo auxílio fundamental na análise dos resultados e pela sua disponibilidade apesar de suas milhares tarefas diárias. Ao Prof. Wilson Kindlein Jr. e a Lara Elena Gomes por permitir e colaborar no redimensionamento das barras por scaneamento a laser. Ao Antônio Takimi pela amizade e disponibilidade.

Às empresas, que através de doações demonstraram incentivos ao desenvolvimento científico. À Margarete Elisa Cerutti, em nome da ARCELOR MITTAL pela doação de todo o aço utilizado na pesquisa. À VOTORANTIM CIMENTOS pela doação de cimento e à FOSROC pela doação da resina nitoprime zn.

Ao CNPq pelo fomento da minha bolsa que possibilitou a dedicação a esta pesquisa.

À minha família, pelo apoio e confiança depositada em mim e por compreender minha ausência. Aos meus pais Aldair Fonseca Caetano e Paulo Caetano por investirem na minha educação e na dos meus irmãos, por serem exemplos de retidão e honestidade. Agradeço pela excelente criação que nos tornou pessoas íntegras e batalhadoras, por passarem por cima de todas as dificuldades de maneira grandiosa. Ao meu irmão Paulo Fonseca Caetano por se orgulhar de mim, por se preocupar com meu bem estar e pela amizade. À minha irmã Clarissa Fonseca Caetano pelo incentivo na minha formação, pelo carinho e cumplicidade.

Ao meu grande amor pelo companheirismo e pelo apoio incondicional. Agradeço também por ser o responsável pelo meu amadurecimento sentimental, por me transformar em uma pessoa melhor, mais segura, mais confiante, por me fazer feliz. Meu amor, muito obrigada pelo convívio e por acreditar em mim, te admiro muito.

RESUMO

CAETANO, L. F. Estudo do Comportamento da Aderência de Elementos de Concreto Armado em Condições Extremas. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O estudo do comportamento de aderência tem recebido grande atenção desde o final da década de 40, entretanto muitas incertezas persistem no que tange à definição do melhor método de ensaio e do desempenho esperado ao longo da vida útil de uma estrutura, especialmente quando a mesma está exposta a condições ambientais desfavoráveis. A corrosão da armadura e a degradação térmica devida à exposição a altas temperaturas são exemplos de situações onde ocorrem importantes modificações nas propriedades dos materiais envolvidos, tendo forte impacto no desempenho da aderência. Tendo em vista que esta é uma propriedade de fundamental importância para a adequada transferência de esforços e compatibilização de deformações entre o concreto e o aço, colaborando para um bom desempenho global da estrutura, o estudo destes efeitos é vital. Este trabalho propõe a elaboração de um modelo matemático que represente o comportamento de aderência de peças submetidas à corrosão de armadura e à exposição a elevadas temperaturas. Além disto, busca realizar uma comparação entre os resultados obtidos por três métodos distintos de ensaios. Para a elaboração do modelo matemático foram produzidos cps de concreto com diferentes resistências à compressão, nos quais foram inseridas barras de aço de distintos diâmetros, para capturar a influência destas variáveis independentes. A modelagem estatística utilizou o modelo cubo-estrela, com definição de 5 níveis de referência para as variáveis temperaturas de exposição (ambiente, 200°C, 400°C, 600°C e 800°C), taxa de corrosão (0, 3, 6, 9 e 12% de perda de massa) e diâmetro da barra (8, 12.5, 16, 20 e 25 mm); e de 3 níveis para a resistência do concreto (25, 45 e 65 MPa). A determinação do comportamento de aderência foi executada através de duas técnicas de ensaio, selecionadas dentre as várias descritas na literatura: o ensaio de arrancamento simples (*pull-out test*), recomendado pela RILEM (1973), e o ensaio de arrancamento excêntrico (*cantilever bond test*), proposto por KEMP ET AL (1968). Ambas se caracterizam por serem ensaios de arrancamento, entretanto a primeira apresenta somente tensões de tração e de compressão e a segunda apresenta, além das tensões de tração e compressão, as de cisalhamento e de flexão, gerando uma situação mais próxima do que ocorre em estruturas reais. Para permitir a comparação entre métodos de ensaio com filosofias diferentes, mais uma técnica foi selecionada, o ensaio de viga (*beam test*), também recomendado pela RILEM (1973).

De acordo com a análise dos resultados, o ensaio de arrancamento simples e de viga fornecem, respectivamente, valores de tensão de aderência, cerca de, 70% e 150% superiores aos obtidos em ensaios de arrancamento excêntrico. Os dados indicam, ainda, que os efeitos de deterioração são extremamente importantes para avaliação do desempenho final da aderência. Percebe-se que, para temperaturas mais baixas, até aproximadamente 300°C, a temperatura não provoca alteração no desempenho da aderência, mas, a partir de 550°C, a redução é superior a 50%, para concretos de resistências elevadas (acima de 50 MPa). Já a corrosão apresenta comportamento diferenciado, resultando em um acréscimo de cerca de 17%, da tensão de aderência para baixas taxas de perda de massa e posterior perda de desempenho com o aumento desta.

Palavras-Chave: aderência; deterioração; corrosão; altas temperaturas; ensaios de arrancamento.

ABSTRACT

CAETANO, L. F. Study of the Bonding Behavior of Reinforced Concrete Elements subjected to Extreme Conditions. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The study of the bonding mechanism in reinforced concrete elements has received attention from researchers since the forties. Nonetheless, there are still doubts regarding test methods and long term performance, especially when the structure is subjected to aggressive environmental conditions. Rebar corrosion and thermal degradation due to exposure to high temperatures are important examples of instances when significant changes in material properties take place, resulting in alterations of bonding performance. The study of these effects are vital, given that bonding is a fundamental property to ensure the adequate transfer of tensile stresses and strains between concrete and the steel rebar, which ensures good structural behavior. The proposed research aims to generate a mathematical model to explain the bonding behavior of structural RC elements subject to chloride corrosion and exposure to fire conditions. Besides, it seeks to compare results obtained using 3 distinct test methods for bonding evaluation. To this end, concrete specimens with different compressive strengths (25, 45 e 65 MPa) were produced, and bars of various diameters (8, 12.5, 16, 20 e 25 mm) were inserted in them. A statistical approach was adopted to reduce the experimental matrix, using the cube-star model, with 5 reference levels for the variables *temperature of exposure* (laboratory, 200°C, 400°C, 600°C e 800°C), *corrosion rates* (0, 3, 6, 9 e 12% weight loss) and *bar diameter*; and 3 levels for the variable *concrete compressive strength*, as discussed above. The bonding resistance was determined using two test methods selected from the various methodologies discussed in the literature: the RILEM *pull-out test* (1973) and the *cantilever bond test*, proposed by KEMP ET AL in 1968. Both evaluate bonding stresses, but the second one introduces shear and bending forces that create a stress distribution more close to the one found in real concrete beams. In order to improve the comparison between test methods, another technique was used in the second part of the work. The chosen technique was the *beam test* recommended by RILEM in 1973.

According of the test results the pull-out test and the beam test result, respectively, in bonding values 70% e 150% higher than the ones registered in the cantilever bond test. The data obtained indicates, also, that the deterioration effects are extremely important to evaluate the bonding performance. For lower exposure temperature, up to around 300°C, the bonding behavior is not affected by the heat. But when the temperature exceeds 550°C, the bonding loss is higher than 50%, for the concretes with higher compressive strength (> 50 MPa). The deterioration by corrosion improves slightly the bonding resistance (up to 20%) when corrosion rates are lower than 1.5%. However, when corrosion increases, the bonding capacity decreases quite rapidly.

Keywords: bonding; deterioration mechanisms; corrosion; high temperatures; test methods.

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

3D: três dimensões

ACI: American Concrete Institute

AS: Standards Association of Australia (Austrália)

ASTM: American Society for Testing and Materials

BS: British Standard (Reino Unido)

C₃A: Aluminato tri-cálcico

CAA: Classe de Agressividade Ambiental

CAIM: Corrosão Acelerada por Imersão Modificada

ddp: diferença de potencial

DIN: Deutsches Institut für Normung (Alemanha)

EH: Comisión Permanente del Hormigón (Espanha)

FIP: Federation Internationale de la Précontrainte (França)

f_t : resistência à tração do concreto

f_{yd} : resistência à tração de projeto do aço

GC: grau de corrosão

G_f : energia de fratura

GL: graus de liberdade

l_b : comprimento mínimo de ancoragem

LdSM: Laboratório de Design e Seleção de Materiais

LEME: Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais

LVDT: Linear Variable Displacement Transducer

MEF: Método dos Elementos Finitos

M_f : momento de fissuração

NaCl: cloreto de sódio

NBR: Norma Brasileira

NS: Norsk Standard (Noruega)

PIB: Produto Interno Bruto

Pr EN: Projecte Européen de Normalization (Alemanha)

Pull-out testing: ensaio de arrancamento direto

PVC: polyvinyl chloride

QMITC: Quadrilateral with Mixed Interpolation of Tensorial Components

RILEM: Journal of Materials and Structures

SCE: Eletrodo Saturado de Calomelano

v_p : velocidade de aplicação de carga de acordo com o RILEM

w_k : valor limite de abertura de fissura

w_{max} : abertura máxima de fissura que permite a transferência de tensões
 τ_{bm} : resistência média de aderência de acordo com o RILEM
 τ_{bu} : resistência de aderência de acordo com o RILEM
 f_r : área relativa de nervura;
 K = número de nervuras transversais em torno do perímetro da barra;
 F_R = área da seção longitudinal da nervura;
 β = inclinação da nervura em relação ao eixo;
 d_e = diâmetro nominal da barra;
 c_s = espaçamento entre nervuras.
 i = número de nervuras helicoidais;
 A_l = altura da nervura helicoidal;
 $j \times d_e$ = passo da nervura helicoidal
 γ = constante que depende da geometria da barra (usualmente adotado o valor 0,5);
 h_s = altura máxima da nervura;
 S_n = espaçamento entre nervuras, ou seja, distância centro a centro, entre duas nervuras consecutivas.
 f_{ctd} = resistência à tração de cálculo do concreto, dada por $f_{ctk,inf}/\gamma_c$ (em MPa)
 η_1 = coeficiente de conformação superficial (= 2,25 para barras nervuradas)
 η_2 = coeficiente relativo à boa ou má aderência das barras, determinado a partir do posicionamento das barras durante a concretagem (= 1,0 para situações consideradas de boa aderência)
 η_3 = coeficiente baseado no diâmetro da barra de armadura (=1,0 para diâmetros < 32mm)
 $f_{ctk,inf}$ = resistência à tração mínima característica do concreto (= $0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$, em MPa)
 γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto
 ϕ = diâmetro da barra de armadura
 f_{yd} = resistência característica de tração ao escoamento da armadura
 f_{bu} = resistência de aderência
 P = Nível de carregamento (em kN)
 A = área da seção transversal da barra de aço (em cm²)
 σ_a = tensão de barra de aço (em kN/cm²)
 A = área da seção transversal da barra de aço (em cm²)
 \emptyset = diâmetro da barra de aço a ser ensaiada (em cm)

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA DO TEMA	1
1.2 DELIMITAÇÃO DA QUESTÃO DE PESQUISA	4
1.3 OBJETIVOS	5
1.4 DEFINIÇÃO DA ESTRATÉGIA DE PESQUISA	6
1.5 LIMITAÇÕES DA PESQUISA.....	6
1.6 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	7
2. COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO EM CONDIÇÕES NORMAIS	8
2.1 CONCEITOS BÁSICOS	8
2.2 MECANISMOS DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA.....	9
2.3 MODOS DE RUPTURA DA ADERÊNCIA.....	11
2.3.1 Rupturas por Fendilhamento e Esmagamento do Concreto	12
2.3.2 Rupturas por Arrancamento da Barra.....	14
2.4 CURVAS DE COMPORTAMENTO DE ADERÊNCIA.....	15
2.5 FATORES INFLUENTES NA TENSÃO DE ADERÊNCIA	17
2.5.1 Características Estruturais	18
2.5.2 Propriedades da Barra.....	22
2.5.3 Propriedades do Concreto.....	27
2.5.4 Outros Fatores Influentes na Aderência	30
2.6. ENSAIOS DE ADERÊNCIA	31
2.6.1 Ensaios de Arrancamento Simples (Pull-Out Test).....	33
2.6.2. Ensaios de Arrancamento Excêntrico (Beam-End Test)	37
2.6.3. Ensaios de Viga (Beam Test)	40
2.7 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE ADERÊNCIA	44
3. EFEITOS DA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO ARMADO POR CORROSÃO E ALTAS TEMPERATURAS NA ADERÊNCIA	46
3.1 EFEITOS DA CORROSÃO NA ADERÊNCIA	46
3.1.1 Revisão dos Mecanismos Básicos da Corrosão.....	46
3.1.2 Efeito da Corrosão na Aderência Aço-Concreto	50
3.2 EFEITOS DAS ALTAS TEMPERATURAS NA ADERÊNCIA	59
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	66
4.1 DEFINIÇÕES PRELIMINARES	66
4.2 DETALHAMENTO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL POR ETAPA	71
4.2.1 Definição das Variáveis da Etapa I.....	71
4.2.2 Definição das Variáveis da Etapa II	73

4.3	DETALHAMENTO DO PLANEJAMENTO ESTATÍSTICO	74
4.4	MATERIAIS	78
4.5	DEFINIÇÃO DOS TRAÇOS DE CONCRETO	79
4.6	PREPARAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA	80
4.7	MOLDAGEM DOS CORPOS-DE-PROVA	83
4.8	CONTROLE TECNOLÓGICO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	84
4.9	TÉCNICAS E METODOLOGIAS DE ENSAIO	85
4.9.1	Procedimento de Aceleração da Corrosão	85
4.9.2	Procedimento de Calibração dos Tempos para Corrosão	88
4.9.3	Procedimento de Avaliação do Percentual de Perda de Peso	89
4.9.4	Procedimento de Exposição a Elevadas Temperaturas.....	92
4.9.5	Procedimento de Ensaio de Arrancamento Simples (<i>Pull-Out Test</i>).....	96
4.9.6	Procedimento de Ensaio de Arrancamento Excêntrico (<i>Cantilever Bond Test</i>) Proposto por KEMP	99
4.9.7	Procedimento de Ensaio de Viga (<i>beam test</i>).....	101
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	105
5.1	CALIBRAÇÃO DOS GRAUS DE CORROSÃO	105
5.2	AÇÃO DE ELEVADAS TEMPERATURAS SOBRE OS MATERIAIS.....	109
5.3	RESULTADOS DE ADERÊNCIA: FENÔMENOS DE DETERIORAÇÃO.....	110
5.3.1	Considerações Iniciais	110
5.3.2	Aderência <i>versus</i> Resistência à Compressão <i>versus</i> Temperatura	113
5.3.3	Aderência <i>versus</i> Diâmetro <i>versus</i> Taxa de Corrosão	116
5.3.4	Aderência <i>versus</i> Diâmetro <i>versus</i> Resistência à Compressão.....	118
5.3.5	Comparação de Método de Ensaio e Tipo de Nervura	121
5.3.6	Considerações Complementares.....	124
5.4	ADERÊNCIA – COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS DE ENSAIO	124
5.4.1	Considerações Iniciais	124
5.4.2	Análise Estatística para a Tensão de Aderência Última	125
5.4.3	Análise Estatística da Média das Tensões de Aderência	128
5.4.4	Análise Estatística do Deslizamento.....	130
5.4.5	Curvas Tensão de Aderência <i>versus</i> Deslizamento	132
5.5	ANÁLISE DA ÁREA EFETIVA DAS NERVURAS	135
5.6	MODELOS PARA PREVISÃO DA ADERÊNCIA	137
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	141
6.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	141
6.2	CONCLUSÕES FINAIS.....	144
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	145

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Representação das forças de atrito desenvolvidas em barras nervuradas.	11
Figura 2.2 – Evolução da fissuração no extremo das nervuras [adaptado de Goto, 1971].....	12
Figura 2.3 – Fendilhamento longitudinal do concreto [Fusco, 1995].	12
Figura 2.4 – Comparação de rupturas por (a) esmagamento e (b) fendilhamento do concreto [adaptado de Thompson, 2002].	14
Figura 2.5 – Configuração esquemática da zona submetida ao maior esforço cortante nos consoles de concreto entre as nervuras.....	14
Figura 2.6 – Curvas esquemáticas da relação tensão de aderência pelo deslizamento para barras lisas e nervuradas [Leonhardt e Monning, 1977].....	16
Figura 2.7 – Modelo de curvas padrão de tensão de aderência x deslizamento propostas no <i>Bulletin 10</i> da FIB [FIB, 2000].....	16
Figura 2.8 – Formas de ruptura por fendilhamento.....	18
Figura 2.9 – Distribuição de tensões de aderência.....	19
Figura 2.10 – Detalhamento da superfície relativa da nervura [baseado em: Leonhardt e Monnig, 1977].....	23
Figura 2.11 – Nervuras com desenvolvimento (a) transversal e (b) helicoidal.....	24
Figura 2.12 – Parâmetros empregados no estudo de Hamad (1995a).....	25
Figura 2.13 – Representação esquemática das curvas carga x deslizamento de barras com angulações de nervuras variadas [adaptado de Lutz e Gergeley, 1967].....	27
Figura 2.14 – Distribuição das tensões em cps submetidos a ensaio de arrancamento simples.....	34
Figura 2.15 – Representação esquemática dos corpos-de-prova para ensaio de arrancamento simples, conforme recomendação da RILEM:FIP:CEB (1973).	35
Figura 2.16 – Representação esquemática dos corpos-de-prova para ensaio de quatro barras.....	36
Figura 2.17 – Corpos-de-prova propostos para ensaios de duas barras.....	36
Figura 2.18 – Configuração esquemática do corpo-de-prova de arrancamento excêntrico utilizado por Perry e Thompson (1966).....	38
Figura 2.19 – Configuração esquemática do corpo-de-prova de arrancamento excêntrico proposto pela CUR (1966).....	39
Figura 2.20 – Detalhe da distribuição da tensão de aderência nos cps de arrancamento excêntrico.....	40
Figura 2.21 – Corpo-de-prova para o modelo de viga da RILEM [baseado em: RILEM/CEB/FIB, 1978].....	41
Figura 2.22 – Armadura transversal utilizada para ensaios de viga [baseado em: RILEM/CEB/FIB, 1978].....	43
Figura 3.1 – Representação dos efeitos da corrosão no comportamento estrutural [adaptado de FIB, 2000].....	50
Figura 3.2 – Detalhe da seção transversal dos CPs utilizados por Almusallam et al.	55
Figura 3.3 – Comportamento da aderência para vários níveis de corrosão [Al-Sulaimani et al., 1990].....	56

Figura 3.4 – Comportamento das curvas aderência residual x corrosão, para corpos-de-prova sem fissuração [Lundgren, 2007].	58
Figura 3.5 – Comportamento das curvas aderência residual x corrosão, para corpos-de-prova com fissuração [Lundgren, 2007].	58
Figura 3.6 – Temperatura crítica versus níveis de carregamento, de acordo com o trabalho de Diederichs e Schneider (1981).	63
Figura 3.7 – Tensão residual da aderência em concretos reforçados com fibras, dados plotados do trabalho de Haddad et al. (2008).	64
Figura 4.1 – Detalhe das nervuras das barras de 12,5 mm.	73
Figura 4.2 – Representação Esquemática do Modelo Estatístico utilizado no programa experimental.	75
Figura 4.3 – Realização dos ensaios de tração nas barras de aço.	79
Figura 4.4 – Curvas de dosagem geradas para o estudo (referente à resistência à compressão aos 28 dias).	79
Figura 4.5 – Gráficos da resistência pela quantidade de sal presente na mistura.	80
Figura 4.6 – Detalhes (a) da colocação do tubo de PVC na barra principal; (b) da armadura transversal dos CPs de arrancamento excêntrico.	82
Figura 4.7 – Detalhe de corpos-de-prova de arrancamento simples e de viga, preparados para a concretagem.	82
Figura 4.8 – Vista da concretagem dos corpos de prova de aderência e de controle de resistência do concreto.	83
Figura 4.9 – Ruptura dos corpos-de-prova de controle.	84
Figura 4.10 – Evolução da resistência à compressão para cada traço.	85
Figura 4.11 – Variação da resistência entre betonadas aos 28 dias.	85
Figura 4.12 – Fontes de alimentação utilizadas para aceleração da corrosão.	86
Figura 4.13 – Esquema do processo de aceleração: ligação em série.	86
Figura 4.14 – Disposição dos corpos-de-prova de arrancamento submetidos à indução do processo corrosivo.	87
Figura 4.15 – Posicionamento do fio de cobre nos cps de calibração.	89
Figura 4.16 – Vista dos cps de calibração durante o ensaio.	89
Figura 4.17 – Processo de extração da barra de armadura dos cps de calibração.	90
Figura 4.18 – Procedimentos para limpeza das barras corroídas.	90
Figura 4.19 – Procedimento para determinação do percentual de perda de massa das barras corroídas e submetidas ao ensaio de aderência.	92
Figura 4.20 – Vista do forno elétrico utilizado para o aquecimento dos corpos-de-prova.	92
Figura 4.21 – Detalhe da porta para fechamento do forno elétrico.	93
Figura 4.22 – Revestimento da barra e disposição dos cps no forno.	94
Figura 4.23 – Posicionamento dos termopares (medidas em cm).	95
Figura 4.24 – Posicionamento dos corpos-de-prova no forno.	95
Figura 4.25 – Corpo-de-prova para ensaio de arrancamento simples.	96
Figura 4.26 – Representação esquemática do ensaio de arrancamento.	97

Figura 4.27 – Detalhe do ensaio de arrancamento simples.....	98
Figura 4.28 – Corpo-de-prova para ensaio de arrancamento excêntrico.....	100
Figura 4.29 – Configuração das forças atuantes e vista da estrutura de apoio tipo “gaiola” utilizada nos ensaio de arrancamento excêntrico.....	101
Figura 4.30 – Detalhe do ensaio do arrancamento excêntrico.....	101
Figura 4.31 – Corpo-de-prova tipo viga recomendado pela RILEM para ensaio de aderência em armaduras de diâmetro ≤ 16 mm.....	102
Figura 4.32 – Procedimentos que antecediam o ensaio de viga.....	103
Figura 4.33 – Detalhe do ensaio do corpo-de-prova de viga.....	103
Figura 5.1 – Gráfico de calibração da indução de corrosão.....	105
Figura 5.2 – Determinação do grau de corrosão pela Lei de Faraday.....	107
Figura 5.3 – Relação das curvas de calibração de Caetano (2008) e Graeff (2007) com as previsões de grau de corrosão pela Lei de Faraday.....	108
Figura 5.4 – Resistência residual à compressão <i>versus</i> temperatura.....	109
Figura 5.5 – Desempenho da aderência - resistência à compressão <i>versus</i> temperatura de exposição.....	113
Figura 5.6 – Tensão residual da aderência (T = 23°C como referência).....	114
Figura 5.7 – Tensão residual da aderência, considerando o maior valor de resistência de aderência como 100%.....	115
Figura 5.8 – Desempenho da aderência - diâmetro <i>versus</i> taxa de corrosão.....	116
Figura 5.9 - Tensão de aderência residual em função da taxa de corrosão e diâmetro.....	117
Figura 5.10 – Convergência do modelo para aderência.....	118
Figura 5.11 – Desempenho da aderência - resistência à compressão <i>x</i> diâmetro.....	119
Figura 5.12 – Tensão relativa de aderência, com $\phi = 8$ mm como referência.....	120
Figura 5.13 – Tensão relativa de aderência, considerando o maior valor de resistência de aderência como 100%.....	121
Figura 5.14 – Comparação da tensão de aderência para diferentes métodos de ensaio e tipos de nervura.....	122
Figura 5.15 – Tensão residual da aderência para diferentes métodos de ensaio e tipos de nervura.....	123
Figura 5.16 – Detalhe de diferentes aberturas de fissuras.....	124
Figura 5.17 – Comportamento da aderência para os efeitos de primeira ordem.....	126
Figura 5.18 – Comportamento da aderência para os efeitos de segunda ordem.....	127
Figura 5.19 – Comportamento da aderência para os efeitos de terceira ordem.....	128
Figura 5.20 – Comportamento da média das tensões de aderência para os efeitos de primeira ordem.....	129
Figura 5.21 – Média das tensões de aderência - efeitos de 3 ^a . ordem.....	130
Figura 5.22 – Comportamento do deslizamento para os efeitos de 1 ^a . ordem.....	131
Figura 5.23 – Comportamento do deslizamento para a interação tipo de ensaio e tipo de nervura.....	132

Figura 5.24 – Curva tensão de aderência x deslizamento, obtida em ensaios de arrancamento excêntrico.....	133
Figura 5.25 – Curva tensão de aderência x deslizamento, obtida em ensaios de arrancamento simples.....	134
Figura 5.26 – Curva tensão de aderência x deslizamento, obtida em ensaios de viga, para as duas semi-vigas (a) nervura “n”, (b) nervura “N”.....	135
Figura 5.27 – Detalhe do escaneamento do segmento de barra.....	136
Figura 5.28 – Área de projeção para as barras de 12,5 mm (a) Tipo”N”; (b) tipo “n”.....	136
Figura 5.29 – Detalhe da leitura da altura da nervura e do espaçamento entre elas (eixo a eixo).....	137
Figura 5.30 – Comparação entre os modelos de previsão da aderência em elementos corroídos.....	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Revisão dos níveis de cloreto críticos, estabelecidos em diversas Normas e Recomendações de projeto de estruturas de concreto armado.	48
Tabela 3.2 – Revisão dos níveis de cloreto para iniciação da corrosão da armadura [Glass e Buenfeld, 1997].	49
Tabela 3.3 – Análise do comportamento da aderência de barras corroídas com e sem estribos obtidos no estudo de Fang (2004).	53
Tabela 3.4 – Resultado de pesquisas na área de aderência x corrosão.	57
Tabela 3.5 – Resultado de pesquisas na área de aderência x temperatura.	65
Tabela 4.1 – Níveis adotados para cada uma das variáveis da 1ª. Etapa da pesquisa.	72
Tabela 4.2 – Níveis adotados para cada uma das variáveis da 2ª. Etapa da pesquisa.	74
Tabela 4.3 – Combinação das variáveis para o modelo mostrado na figura 4.2.	76
Tabela 4.4 – Combinação real dos níveis dos fatores controláveis.	77
Tabela 4.5 – Resistência a tração das barras de armadura.	78
Tabela 4.6 – Traços definidos para utilização na pesquisa.	80
Tabela 4.7 – Valores das correntes aplicadas.	87
Tabela 4.8 – Resumo das variáveis estudadas para calibração da corrosão.	88
Tabela 4.9 – Resumo dos ensaios de alta temperatura.	96
Tabela 4.10 – Detalhamento das armaduras usadas nos ensaios de arrancamento excêntrico.	100
Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios de calibração da corrosão.	106
Tabela 5.2 – Valores de corrente aplicada para cada diâmetro.	107
Tabela 5.3 – Grau de corrosão segundo diferentes equações.	107
Tabela 5.4 – Redução da resistência do concreto com a exposição a elevadas temperaturas.	109
Tabela 5.5 – Resultados estatísticos para os termos do modelo de previsão da aderência.	112
Tabela 5.6 – Tensão residual de aderência para os valores de temperatura e resistência à compressão.	114
Tabela 5.7 – Tensão residual de aderência para os valores da interação resistência à compressão <i>versus</i> temperatura.	116
Tabela 5.8 – Tensão residual de aderência para os valores de grau de corrosão.	117
Tabela 5.9 – Tensão relativa de aderência para distintos valores de resistência à compressão e diâmetro da barra.	120
Tabela 5.10 – Tensão residual de aderência para os valores da interação resistência à compressão <i>versus</i> diâmetro.	121
Tabela 5.11 – Tensão residual de aderência para as diferentes combinações de ensaio e nervura.	122
Tabela 5.12 – Coeficientes de correlação entre a tensão de aderência e a resistência à compressão.	124
Tabela 5.13 – Análise estatística dos resultados de tensão de aderência última.	126
Tabela 5.14 – Análise estatística para os resultados da média das tensões de aderência.	129
Tabela 5.15 – Análise estatística para os resultados do deslizamento.	131

Tabela 5.16 – Características geométricas das barras.	137
Tabela 5.17 – Modelos matemáticos para estimar a tensão de aderência.	138
Tabela 5.18 – Valores relativos dos valores produzidos pelos diferentes modelos de aderência (1 = valor do modelo deste trabalho).	138
Tabela 5.19 – Valores utilizados para comparação dos modelos.	139
Tabela 5.20 – Valores de referência utilizados para a comparação dos modelos.	139
Tabela 6.1 – Valores e relações do desempenho da aderência do modelo, em relação ao exigido pela Norma.	142

1. INTRODUÇÃO

Neste primeiro capítulo é apresentado o tema de estudo proposto, enfatizando sua relevância. Inicialmente é efetuada uma contextualização do assunto, que serve de base para a definição da justificativa da pesquisa. Em seguida são descritos os objetivos estabelecidos para o trabalho, as limitações do estudo e a estrutura adotada para a dissertação.

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA DO TEMA

O surgimento do concreto armado, por volta de 1850, na França, se constituiu num grande avanço para a engenharia de estruturas, que alavancou uma série de outros desenvolvimentos técnico-científicos. A enorme aceitação do novo material logo estimulou diversos estudos, que buscavam esclarecer certas incógnitas acerca do comportamento do material e de seus componentes. Um dos tópicos que mais atraiu atenção, desde o final do século XIX, foi a questão da aderência entre o concreto e a barra de aço, aspecto fundamental para garantir um bom desempenho do concreto armado, um “compósito” formado pela combinação da matriz de concreto com um reforço na forma de barras de aço. O conceito da aderência engloba os mecanismos responsáveis pela interação entre o aço e o concreto. Quando a aderência é efetiva, ocorre a adequada transferência de esforços e a compatibilização das deformações entre o concreto e o aço.

Um dos primeiros trabalhos de repercussão com este enfoque foi publicado, em 1913, por Willis A. Slater, da Universidade de Illinois, demonstrando que, desde muito cedo, o tema foi considerado relevante. Apesar deste interesse inicial, percebe-se, analisando a literatura da área, que foi na década de 40 que os estudos sobre o comportamento da ligação aço-concreto ganharam maior destaque, se disseminando por vários centros de pesquisa [WATSTEIN, 1941, 1945, 1947 e 1959; CLARK, 1946, 1949 e 1956; MAINS, 1951].

Os vários estudos realizados confirmaram a importância da aderência no comportamento global de estruturas de concreto. Como salientado no clássico trabalho de Leonhardt e Mommig (1977), o concreto armado deve suas boas características de material de construção, em grande parte, à ligação entre o concreto e as armaduras.

Ficou evidenciado, ainda, que a aderência tem grande influência no controle da fissuração. Barras com nervuras adequadamente projetadas favorecem o desenvolvimento da aderência e permitem que os esforços porventura atuantes na barra sejam gradualmente transmitidos ao concreto, colaborando para que se desenvolvam várias fissuras pequenas, espaçadas regularmente ao longo da barra. Já barras lisas

não conseguem ter tanta eficiência na distribuição de fissuras. Além disto, em elementos fletidos, a aderência é fundamental para que se possam ancorar as extremidades da barra nas regiões das bielas de compressão junto aos apoios.

Por todos estes efeitos pode-se afirmar que a aderência afeta, indiretamente, a capacidade de carga e de serviço das peças de concreto armado. É fundamental, portanto, conhecer seu mecanismo, a fim de possibilitar a determinação de parâmetros essenciais para o detalhamento de projetos e para o desempenho das estruturas, tais como o comprimento de ancoragem e o comprimento de emendas por trespasse das barras de armadura.

Os estudos indicaram, também, que o fenômeno da aderência é bastante complexo. Vários fatores, tais como as características geométricas superficiais e o diâmetro da barra; o cobrimento e a resistência do concreto; e a intensidade de esforços, entre outros, influenciam no comportamento da aderência, como será discutido em maior detalhe no capítulo 2.

Usualmente a verificação do comportamento da ligação é feita através da determinação da tensão de aderência no estado limite último, efetuada a partir de ensaios. De forma geral, três tipos básicos de ensaios de aderência podem ser identificados na literatura: os ensaios de arrancamento simples, os de arrancamento excêntricos e os ensaios em vigas.

Os ensaios de arrancamento simples¹ são de fácil execução, entretanto não representam fielmente o campo de tensões atuantes em situações reais. Os ensaios de arrancamento excêntrico simulam a configuração de tensões existente na extremidade de viga, representando melhor esta situação, embora não possuam uma padronização do ensaio.

Os ensaios de viga se aproximam ainda mais da distribuição de tensões observada em elementos reais, porém os corpos-de-prova utilizados nos mesmos possuem uma configuração mais complexa, o que dificulta um pouco a execução do ensaio. No capítulo 2 é feita uma revisão sobre o desempenho e características de cada tipo de ensaio, visto que a proposta desta pesquisa envolverá uma comparação entre os resultados obtidos com cada um deles.

Além da tensão média de aderência, outra informação importante obtida através dos ensaios de arrancamento é a relação tensão de aderência versus deslizamento, tradicionalmente utilizada para quantificar a eficiência da ligação aço-concreto. Esta relação expressa a possibilidade de ocorrência de deslizamento relativo entre a barra da armadura e o concreto que a envolve, para um determinado nível de tensão atuante. Estruturalmente, considera-se que a destruição da ligação aço-concreto ocorre quando se atingem certos valores limites de deslizamento, geralmente associados a um estado avançado de deformação e fissuração.

Este trabalho se justifica porque, apesar de todos os estudos realizados sobre o tema, desde o século XIX, persistem várias dúvidas sobre o comportamento da aderência. Novos estudos são também

¹ Conhecidos pela denominação em inglês de ensaios de “pull-out”.

necessários devido à evolução dos materiais e sistemas estruturais. Atualmente se estuda, por exemplo, alternativas para incrementar a aderência e se busca determinar quais os efeitos do uso de novos concretos e armaduras poliméricas.

A proposta do presente trabalho está focada no estudo da aderência em situações extremas. Como salienta Fernandes [2000], o comportamento da aderência é fortemente influenciado pelas ações às quais o elemento está submetido. Em situações extremas de deterioração, como por exemplo, no caso em que se estabelece um processo de corrosão intenso das armaduras, ou quando ocorre a degradação do concreto devido à ação de elevadas temperaturas, é razoável admitir que o comportamento de aderência se altera, pois o material se degrada e esforços diferenciais e deletérios surgem na região circundante à barra de aço. Dado que algumas estruturas podem ser submetidas a este tipo de ocorrência ao longo de sua vida útil, considera-se como de fundamental importância o desenvolvimento de estudos que analisem o desempenho da aderência frente a estes fenômenos.

Apesar de existirem, na literatura, alguns estudos que buscam, separadamente, verificar o comportamento residual da aderência de estruturas de concreto armado frente a estas situações de deterioração, muitas dúvidas persistem. Não se sabe, por exemplo, em que medida o desempenho, em termos de aderência, é influenciado pela interação entre a resistência à compressão e a temperatura de exposição. Em princípio, concretos mais resistentes à compressão tendem a atingir tensões médias de aderência mais elevadas. Porém, alguns pesquisadores da área de altas temperaturas, como Lima [2005], evidenciaram que o efeito de elevadas temperaturas pode ser mais severo em concretos mais compactos. Não está esclarecido ainda como a interação destas duas tendências irão se manifestar, em termos de aderência.

Por outro lado, sabe-se que o comportamento de aderência em estruturas com barras corroídas é influenciado pela bitola da barra e grau de corrosão. De acordo com Fang *et al.* (2004) e Amleh e Mirza (1999) uma pequena redução no diâmetro das barras pode ocasionar uma grande redução da resistência de aderência.

É interessante notar que, no início do processo corrosivo, a deposição de óxidos no entorno da barra favorece a aderência, por mecanismos ainda não totalmente esclarecidos, mas que devem envolver o aumento da rugosidade e densificação do concreto, segundo alguns pesquisadores. Quando o processo de corrosão se intensifica, a aderência começa a decair. Os resultados experimentais registrados na literatura divergem sobre qual o grau de corrosão que proporciona o pico da aderência. Algumas pesquisas indicam que este valor fica em torno de 1%, enquanto outras apresentam curvas nas quais a aderência se incrementa até aproximadamente 4% de perda de massa. Esta divergência entre os resultados obtidos por diferentes pesquisas, será discutida em maior detalhe no capítulo 3, necessitando assim, maiores estudos, para que se possa eventualmente construir um modelo de deterioração confiável, que permita avaliar qual o efeito da corrosão no desempenho estrutural de elementos de concreto armado.

Em ambos os casos, é fundamental ter conhecimento sobre qual a tensão de aderência residual que se poderia esperar em estruturas que apresentam sinais de deterioração. Muitas vezes é necessário avaliar estruturas sinistradas pela temperatura e/ou corroídas, para definir a confiabilidade remanescente e estabelecer as necessidades de recuperação ou restrição do uso. É necessário definir o grau de comprometimento de cada elemento, a fim de propor um adequado plano de recuperação, reforço ou, em última instância, recomendar a demolição. Para estes e outros fins, considera-se vital desenvolver um modelo para avaliação da tensão de aderência que possa ser utilizado na análise de estruturas deterioradas. Colaborar nesta direção é a principal justificativa deste estudo, visto que o conhecimento acumulado sobre o comportamento de aderência nestas situações ainda é reduzido.

1.2 DELIMITAÇÃO DA QUESTÃO DE PESQUISA

Como enfatizado no item anterior, a garantia do bom comportamento da aderência entre o aço e o concreto é fundamental para assegurar um desempenho adequado e econômico de estruturas de concreto armado. Apesar de este assunto ter sido abordado e pesquisado desde o início da utilização do concreto armado muitas incógnitas permanecem sobre como o comportamento de aderência se manifesta em diferentes circunstâncias, devido aos complexos fenômenos que envolvem a ligação entre as barras de aço e o concreto, e ao grande número de variáveis que interferem neste comportamento. Em síntese, busca-se, com o desenvolvimento da presente pesquisa, prover informações que auxiliem a estabelecer respostas para as seguintes perguntas:

- Como a deterioração da ligação aço-concreto, devido à propagação da corrosão nas armaduras e da ação de temperaturas elevadas, afeta o desempenho estrutural de estruturas de concreto armado?
- Como considerar a possibilidade de redução na capacidade de aderência no diagnóstico e avaliação de obras sujeitas aos fenômenos de deterioração acima citados?
- Qual o melhor ensaio para avaliar a capacidade de aderência de estruturas íntegras e deterioradas?

A compreensão da forma como as tensões provocadas pela ação dos fenômenos de degradação afetam a ligação aço-concreto é considerada vital para que se possa ter um melhor conhecimento do comportamento da aderência nestas situações.

A análise proposta contempla a investigação do comportamento frente à ação de temperaturas elevadas, com geração de modelos de comportamento baseados em conceitos estatísticos. No caso da corrosão será analisada de que forma as diferentes taxas de perda de massa da barra de armadura afetam a aderência. Acredita-se que o conhecimento da perda de aderência frente aos fenômenos de deterioração poderá servir de base para futuros modelos de avaliação da condição de segurança das estruturas afetadas. Além disto, possibilitará a determinação da necessidade de manutenção de estruturas de concreto armado afetadas pela corrosão e pela exposição às altas temperaturas. Dada a significância que

o fenômeno de aderência aço-concreto tem na perda de desempenho de estruturas de concreto armado, acredita-se que esta pode ser uma contribuição importante.

É interessante destacar que a presente pesquisa se articula com várias outras pesquisas anteriormente desenvolvidas no PPGEC/UFRGS, relacionadas ao tema. As pesquisas de Ribeiro (1985) e Silva (1986), que podem ser consideradas como as propulsoras do tema no Grupo de Pesquisa LEME, se voltaram para o estudo do efeito, na aderência, de variações em alguns parâmetros básicos, tais como o diâmetro da barra, a resistência à compressão do concreto, o cobrimento e a percentagem de estribos. Silva (1986) deu atenção particular à análise da contribuição dos estribos no desempenho da aderência. Já Melgarejo (2000)² e Graeff (2007) analisaram o comportamento da aderência em corpos-de-prova com barras corroídas, enquanto Vieira (1994) estudou o comportamento da aderência em concretos de alta resistência com adição de sílica ativa. Esta pesquisa toma as anteriores como base, aproveitando suas recomendações e procurando estabelecer correlações com seus programas experimentais, quando possível, de forma a ampliar o universo de dados e comparações possíveis.

1.3 OBJETIVOS

O principal objetivo estabelecido para a presente pesquisa consiste em determinar, experimentalmente, de que forma o avanço da corrosão e a exposição a altas temperaturas afetam a aderência entre a armadura e o concreto.

Definiram-se, como objetivos específicos para o trabalho:

- a) analisar a variação entre os valores da tensão de aderência obtidos com os três métodos de ensaios estudados: arrancamento direto (*pull-out tests*), arrancamento excêntrico (*cantilever bond test*) e ensaio de viga (*beam test*);
- b) verificar a temperatura máxima de exposição que corresponde um valor mínimo de aderência, prescrito pela NBR 6118/2003;
- c) elaborar um modelo matemático que reproduza o comportamento da tensão de aderência, utilizando como variáveis o diâmetro da barra de aço, a resistência do concreto, a temperatura de exposição e a taxa de perda de massa.
- d) analisar as possíveis interações entre os fatores controláveis estudados;
- e) verificar se a resposta do valor de aderência dada pela NBR 6118/2003 se aproxima dos valores experimentais;

² . Este trabalho foi defendido e revisado, mas não terminou o processo de homologação, não estando ainda disponível no sistema de biblioteca da UFRGS.

- f) verificar se as taxas de perda de massa da armadura obtidas devido à corrosão, representam perdas de aderência que ultrapassam o valor mínimo prescrito na NBR 6118/2003.

1.4 DEFINIÇÃO DA ESTRATÉGIA DE PESQUISA

Tendo estabelecido a questão de pesquisa e traduzido a mesma em objetivos para o presente trabalho, foi necessário estabelecer uma estratégia de pesquisa adequada para seu desenvolvimento. A partir deste viés se estabeleceu a proposta para o presente trabalho, buscando averiguar como dois dos principais processos de deterioração de estruturas de concreto – a corrosão e a exposição a altas temperaturas – afetam a aderência e interagem entre si. Adicionalmente, decidiu-se fazer uma análise comparativa.

O fluxograma da figura 1.1 permite a visualização das etapas constituintes da pesquisa, a fim de propiciar o entendimento global do trabalho.

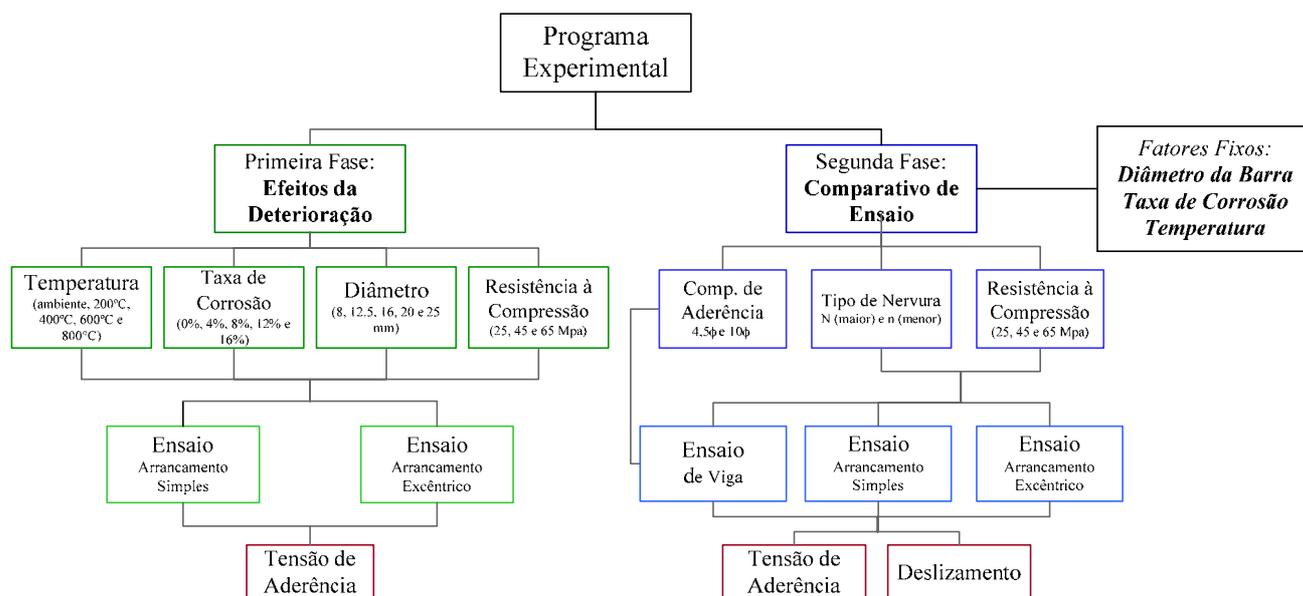


Figura 1.1 – Fluxograma das fases do trabalho.

1.5 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

As principais limitações da pesquisa estão relacionadas com as técnicas utilizadas para promover a deterioração, tanto à corrosão, quanto ao aquecimento. Como a dinâmica de corrosão natural é lenta, foi necessário empregar um método de aceleração do processo. A aceleração pode distorcer o fenômeno e a metodologia de ensaio empregada não permite obter precisão no grau de corrosão a ser instalado na barra. Outra limitação do processo é que, apesar de acelerado, se busca limitar a corrente para não distorcer o fenômeno. Por isto, é necessário um longo período de ensaio com os cps conectados às fontes de alimentação (cerca de 30 dias, para alcançar graus de corrosão de 15%). Como o número de fontes é limitado, isto restringe o escopo do programa experimental.

Em relação à metodologia utilizada para simular a ação de incêndio, cabe ressaltar que os espécimes de concreto foram aquecidos em um forno elétrico e que a curva de aquecimento não seguiu exatamente a recomendada pela ISO. O fato de que não há exposição direta a chamas muda um pouco a natureza do fenômeno agressivo, mas não invalida as conclusões do programa experimental quanto aos efeitos do aquecimento. Em relação à curva de aquecimento, como não se estava avaliando o TRRF (Tempo Requerido de Resistência ao Fogo), isto não gera problemas maiores. Cabe ainda destacar que, nos ensaios de aderência, parte da barra ficou exposta ao calor. Embora se tenha buscado proteger a mesma com lã de rocha, com sucesso, não é possível determinar com precisão se o eventual aquecimento da parte imersa da barra, por transmissão pelo metal, não incrementou marginalmente o ritmo de aquecimento.

Em relação à interpretação de resultados e validade do modelo gerado, uma limitação é que o espaço de deterioração não foi completamente mapeado. Foram analisados apenas 5 pontos dentro do universo de temperatura de 23°C a 800°C. As taxas de corrosão efetivas variaram de 0% a 12%, atingindo vários valores. Mais estudos serão necessários para averiguar o modelo proposto. Apesar disto, o uso de ferramentas estatísticas permitiu gerar um modelo amplo e robusto, com comportamento lógico e boa resolução, resultando num coeficiente de determinação elevado. Cuidado especial deve ser tomado com estimativas para fora da área de influência dos dados coletados na pesquisa, que foram utilizados para gerar o modelo.

Outra limitação é que só foram analisados 3 tipos de ensaios de aderência, com 3 filosofias diferentes e configurações específicas. Na literatura são encontrados alguns outros tipos de ensaio e várias configurações diferentes.

1.6 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A presente pesquisa foi estruturada em seis capítulos. O capítulo 1 apresenta o tema da pesquisa e uma breve discussão sobre a sua relevância, bem como o delineamento da proposta e os objetivos da pesquisa. Já o capítulo 2 apresenta uma revisão teórica dos conceitos básicos referentes ao comportamento da aderência aço-concreto, mecanismos da resistência de aderência, formas de ruptura e técnicas de ensaio. No capítulo 3 se discute o efeito dos fenômenos de deterioração na ligação aço-concreto. O capítulo 4 descreve a estratégia de pesquisa e o programa experimental. O capítulo 5 é destinado à apresentação dos resultados alcançados na pesquisa. Finalmente, no capítulo 6, são documentadas as conclusões e apresentada uma relação de sugestões para atividades futuras, a fim de dar continuidade e complementação à pesquisa.

2. COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO EM CONDIÇÕES NORMAIS

Este capítulo contém uma breve revisão dos principais conceitos relativos ao tema de pesquisa escolhido para o presente trabalho. Foi adotada uma abordagem que envolveu a descrição de conceitos básicos e apresentação de algumas das mais recentes pesquisas na área, com comentários sobre os resultados alcançados. Inicialmente, é efetuada uma sucinta descrição dos mecanismos que definem e dos fatores que interferem na aderência, de alcance propositadamente limitado, pois o tema já foi amplamente discutido, em maior profundidade, numa série de trabalhos anteriores (tais como Leonhardt e Monning, 1977; Ribeiro, 1985; e Fusco, 1995, entre outros). Na parte final do capítulo o enfoque é voltado para a discussão dos modos de ruptura e procedimentos de ensaio de aderência, de forma a prover uma adequada base teórica para análise da decisão de comparar 3 diferentes métodos de ensaio.

2.1 CONCEITOS BÁSICOS

A aderência, no sentido mais literal, pode ser entendida como um fenômeno físico derivado da atração molecular de superfície, que propicia certa união entre dois corpos e impossibilita movimentos relativos entre suas partes. Este conceito também é válido para o concreto armado, mas a aderência, neste caso, assume um caráter mais complexo, devido às variadas formas de interação entre a barra de aço e a matriz de concreto circundante, que vão permitir, em seu conjunto, que haja uma adequada transferência de tensões. Conforme já foi enfatizado no capítulo 1, o bom funcionamento de um elemento de concreto armado pressupõe, como pré-requisito, o estabelecimento de um eficiente mecanismo de transmissão de esforços entre o aço e o concreto. O conceito de aderência, neste contexto, passa a ser fundamental, pois designa o mecanismo de transferência de tensões e de compatibilidade de deformações que se estabelece na interface entre a barra de aço e o concreto que a envolve. Como destaca Fernandes (2000), o entendimento de como se processa a aderência é vital para entender, por exemplo, quando empregar ancoragens retas, ganchos e emendas.

A existência de boa aderência embasa a própria definição de concreto armado como um material composto pela combinação de concreto e aço, efetuada de forma que ambos atuem de forma integrada. A forma usual de consideração desta “força de ligação” entre o aço e concreto tem sido por meio da definição de uma *tensão de aderência*, que, na realidade, representa um valor médio das tensões de aderência, entretanto, é sabido que elas são variáveis ao longo do comprimento aderente. Por

simplificação, se emprega este valor médio para representar a aderência, embora a distribuição da tensão de aderência, ao longo da interface entre os materiais, venha sendo cada vez mais investigada, para que se possa compreender melhor como a mesma se estabelece e é rompida.

Pode-se dizer que, em nível global, uma boa aderência indica que a deformação da armadura será igual à das fibras vizinhas de concreto, subsidiando a hipótese das seções planas de Bernoulli e o cálculo de concreto por compatibilidade de esforços derivados destas deformações. Entretanto, em nível local, o comportamento é bem mais complexo, pois envolve a consideração da presença de descontinuidades, como as fissuras, nas quais as deformações do aço tendem a serem maiores, e a consideração de eventuais deslocamentos relativos localizados entre a armadura e o concreto. Ou seja, neste nível, verifica-se que as deformações do aço e do concreto não são exatamente iguais ou homoganeamente distribuídas.

A eficiência da ligação aço-concreto costuma ser convenientemente quantificada através da relação *tensão versus deslizamento*, a qual expressa o deslizamento relativo esperado quando se aplica uma determinada tensão na interface. Deslizamentos pequenos indicam danos locais ou acomodações da interface. Quando se incrementam, indicam a destruição da aderência. Certos valores limites de deslizamento são estabelecidos nas normas e procedimentos de projeto estrutural, sendo os mesmos geralmente associados a um determinado estado de deformação e fissuração inaceitável.

O estudo do problema da ancoragem de barras solicitadas à tração, de forma a permitir que os esforços sejam transmitidos ao restante da estrutura, é bastante complexo. Atualmente ele se baseia, em grande parte, na realização e modelagem numérica dos resultados de ensaios de arrancamento de barras de aço de blocos de concreto, cujo objetivo é verificar como responde uma barra isolada ao incremento de tensões de tração. O ensaio mais comum é o de arrancamento centrado, também conhecido como ensaio de *pull-out*.

Para os fins deste trabalho, o termo tensão de aderência estará sempre sendo associado à tensão média de aderência, obtida dividindo a carga atuante na barra pela área de contato com o concreto. Em alguns casos, serão registradas as curvas tensão-deslizamento para melhor caracterizar o comportamento de aderência. Para verificar os efeitos da variação na aderência em função do estado de tensões no concreto, serão usados 2 tipos de ensaio, além do arrancamento simples, que é o mais tradicional e utilizado para este fim. Uma revisão do funcionamento destes outros métodos de ensaio é efetuada no item 2.6.

2.2 MECANISMOS DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA

O fenômeno de aderência numa peça de concreto armado é resultado da combinação de efeitos de adesão superficial, atrito e de uma parcela dominante que se refere à aderência mecânica. Visto que a determinação de cada parcela, separadamente, é muito complexa, devido aos diversos fenômenos

envolvidos, adota-se, de forma simplificada, um único valor de tensão de aderência que resulta da interação destes vários efeitos.

Devido à importância de obter a perfeita compreensão de todos os mecanismos da aderência, bem como à existência de bibliografias que abordam, de forma mais detalhada, a influência de cada uma dessas parcelas, faz-se aqui uma breve exposição de como ocorre e de como são quebradas cada uma delas.

Começando pela de menor responsabilidade, a aderência por adesão, frequentemente chamada de *aderência química*, é oriunda das forças de ligação, de natureza físico-química, que se estabelecem na interface da barra de aço durante as reações de pega do cimento. Esta ação de “*colagem*” entre a nata de cimento e o aço advém da adesão ou de forças capilares, sendo influenciada pela rugosidade e limpeza da superfície das armaduras. Esta parcela é fraca e não resiste a praticamente nenhum valor de deslocamento relativo, não sendo garantia de uma boa ligação.

A aderência por atrito, segundo Leonhardt e Monnig (1977), se desenvolve depois que é rompida a aderência por adesão, isto é, quando se inicia o deslizamento. Esta parcela refere-se à ação da força de atrito existente entre os dois materiais, sendo dependente do coeficiente de atrito da barra de aço, que varia em função da sua rugosidade superficial. Entretanto, Fusco (1995) alerta que as irregularidades inerentes ao processo de laminação da barra também influenciam na parcela de aderência mecânica.

Em relação a essa parcela, há discordância sobre a existência da mesma em barras nervuradas. De acordo com Lutz e Gergeley (1967) essa só existe em barras lisas. Eles argumentam que, para barras nervuradas, esta parcela não se desenvolve devido à presença das nervuras, que são imediatamente solicitadas, quando a fraca aderência por adesão é vencida. Desta forma o principal componente da aderência seria a aderência mecânica, gerada pelo travamento da barra por cunhas de concreto em contato com as nervuras. A maioria dos pesquisadores, todavia, incluindo importantes trabalhos na área, tais como os de, admitem que exista, pelo menos teoricamente, um componente de aderência por atrito, que estaria presente para todas as configurações superficiais de barra.

O conceito de Leonhardt e Monnig (1977) e Fusco (1995) vêm de encontro com a publicação *Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension* (ACI, 2003), do Comitê 408³ do *American Concrete Institute* (ACI), onde nas barras nervuradas, após a ruptura da aderência por adesão, surgem forças de compressão e de atrito nas nervuras, ao mesmo tempo em que se desenvolvem forças de atrito no corpo da barra de aço, conforme representado na figura 2.1.

Esta visão mais moderna, adotada pelo Comitê 408 do ACI, que considerar que as duas parcelas atuam de forma simultânea para pequenos deslizamentos, está em linha com a maior parte dos trabalhos atuais e será adotada neste trabalho.

³ Comitê técnico do Instituto Norte-Americano de Concreto, designado “*Development and Splicing of Deformed Bars*”.

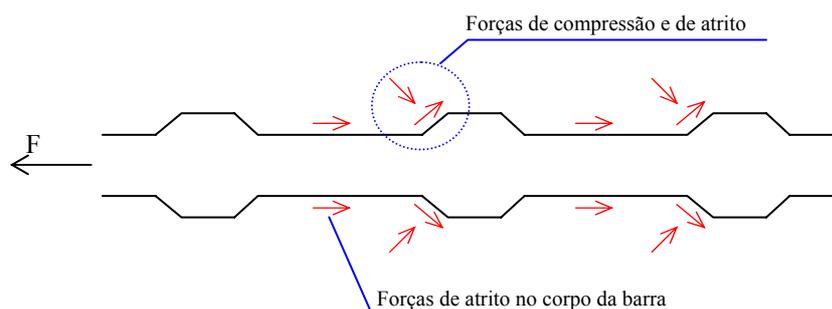


Figura 2.1 – Representação das forças de atrito desenvolvidas em barras nervuradas.

Obviamente, com o aumento do deslizamento, as forças de atrito presentes no corpo da barra sofrem rápida redução, tornando a aderência mecânica, descrita a seguir, a principal responsável pela aderência.

Já a parcela de aderência mecânica é originada pelo contato entre o concreto e as ranhuras ou outras conformações superficiais geradas ou inerentes às barras de armadura. O engrenamento mecânico entre a superfície do aço e o concreto circundante acaba por formar “consoles” ou “cunhas” de concreto, que ancoram as nervuras e reagem ao serem comprimidas, restringindo o deslocamento relativo dos elementos.

Em barras lisas, como seria de esperar, a contribuição desta parcela é muito pequena, diferentemente do que ocorre no caso de barras nervuradas, onde a mesma assume grande importância e se torna fundamental para o desempenho global da aderência, se constituindo na principal responsável pela ancoragem da barra de aço ao concreto.

2.3 MODOS DE RUPTURA DA ADERÊNCIA

Em termos dos modos de ruptura da aderência, analisando a literatura verifica-se que a mesma se dá por diversas formas. Lutz e Gergeley (1967), afirmam que o deslizamento de barras nervuradas pode ocorrer de duas formas distintas: a nervura pode esmagar o concreto, em decorrência da ação de cunha, ou pode romper o consolo de concreto por cisalhamento.

O *Bulletin 10 da Federation Internationale du Beton - FIB* adota esta distinção, enquadrando as rupturas de aderência em dois grandes grupos: as rupturas por fendilhamento do cobrimento de concreto e as rupturas por arrancamento da barra de aço (FIB, 2000). Em alguns estudos se observou, ainda, que ocorrem rupturas também por esmagamento da biela de concreto, com formação de várias fissuras transversais, menos definidas que as fissuras da ruptura por fendilhamento [Thompson, 2002]. A seguir se busca caracterizar melhor cada um destes modos de ruptura.

2.3.1 Rupturas por Fendilhamento e Esmagamento do Concreto

A tentativa de movimentação de uma barra submetida a esforços de tração mobiliza a área de concreto entre as nervuras e a cunha de apoio que se desenvolve a partir das nervuras. Com o incremento dos esforços, começam a ocorrer fissuras inclinadas nos contornos desta cunha, como indicado na figura 2.2.

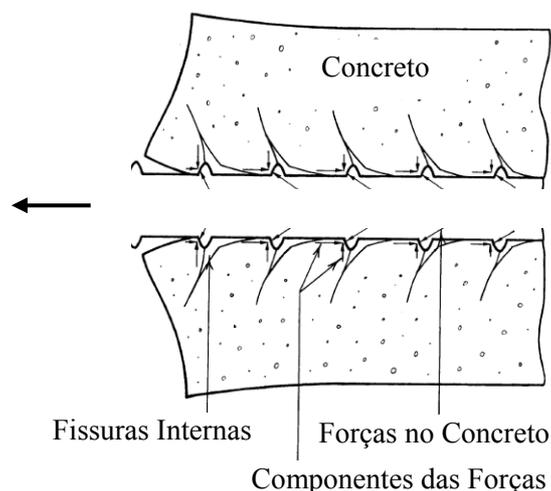


Figura 2.2 – Evolução da fissuração no extremo das nervuras [adaptado de Goto, 1971].

Como se vê na figura, esta configuração de esforços gera forças de compressão no concreto, que podem ser decompostas, em relação à inclinação da nervura, em duas componentes: uma de atrito e a outra de compressão perpendicular às nervuras. As forças de compressão podem provocar uma microfissuração e um micro-esmagamento do concreto na região próxima às saliências.

Se houver o desenvolvimento de efeitos transversais intensos, com estabelecimento de deformações de tração intensas, perpendiculares aos planos de compressão, pode ocorrer a ruptura do concreto. Fusco (1995) descreve o fenômeno, explicando que as tensões radiais de tração oriundas das tensões diagonais de compressão ocasionam uma pressão no concreto em torno da barra, tornando esta região microfissurada e sujeita ao fendilhamento paralelo ao eixo da armadura, conforme mostra a figura 2.3.

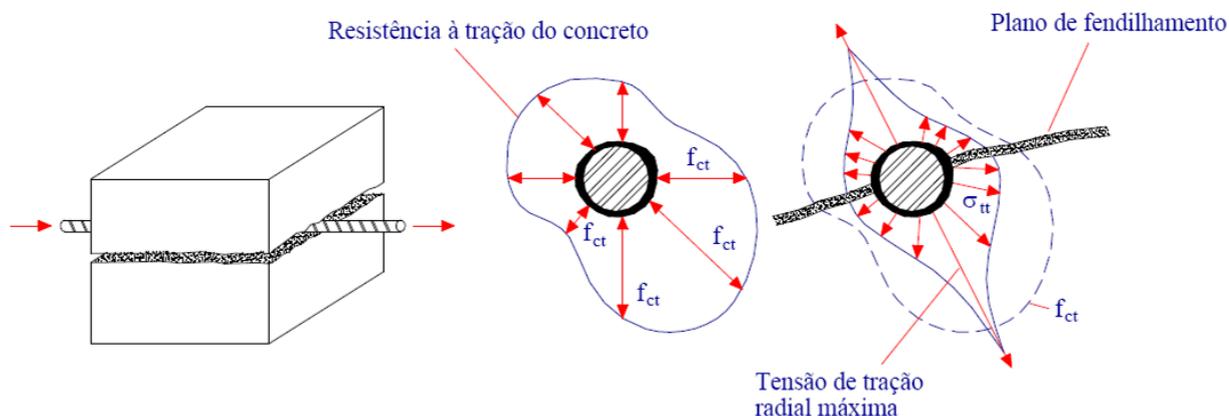


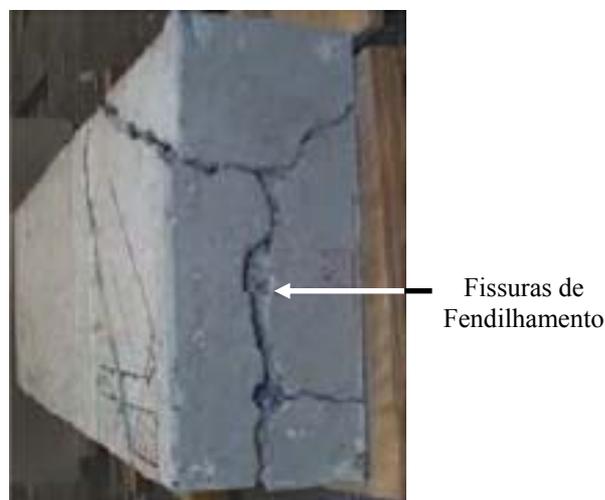
Figura 2.3 – Fendilhamento longitudinal do concreto [Fusco, 1995].

Segundo Almeida Filho (2006), o fendilhamento do concreto pode ser definido como o efeito de tração circunferencial ocasionado pelas componentes radiais das tensões de compressão que transferem o esforço do aço para o concreto. Este tipo de ruptura ocorre quando o confinamento é insuficiente para garantir o arrancamento completo da barra. Para que se desenvolvam forças radiais significativas no concreto que circunda a barra de armadura, é necessário que a tensão de tração, gerada pela aderência, exceda a tensão de ruptura à tração do concreto.

As fissuras de fendilhamento geradas pelas tensões circunferenciais de tração tendem a se propagar em direção às bordas, resultando na perda de cobertura e da aderência. O número de barras e a sua configuração ao longo do elemento são os principais fatores que influenciam a orientação dessas fissuras. O desenvolvimento das fissuras de fendilhamento afeta diretamente o comportamento global da aderência, reduzindo o valor do pico de tensão. Ou seja, a ruptura por fendilhamento resulta em valores de tensão máxima inferiores aos encontrados em rupturas por arrancamento. Desta forma, a mesma pode ser considerada como um tipo de ruptura prematura.

Se os cobrimentos são maiores ou existem restrições formadas por estribos, o fenômeno do fendilhamento do concreto pode ser inibido. Sob certas condições, ao invés da formação bem definida de fissuras de fendilhamento, se formam várias fissuras menores e ocorre um esmagamento do concreto comprimido, similar ao que acontece quando a falha se processa na zona de compressão de uma viga em flexão.

Neste sentido, cabe apresentar a figura 2.4, que ilustra resultados do trabalho de Thompson (2002), que estudou sistemas de ancoragem adicional tipo placas soldadas aplicados no extremo das barras. Na figura se podem observar claramente as diferenças entre rupturas por esmagamento do concreto e fendilhamento. O autor conseguiu induzir a alternância entre os dois tipos de ruptura através da variação do tamanho e orientação das placas de ancoragem adicionais. Em escala menor, ambos os fenômenos podem acontecer em torno das nervuras, dependendo do estado de solicitações no concreto, do cobrimento e das características das nervuras.



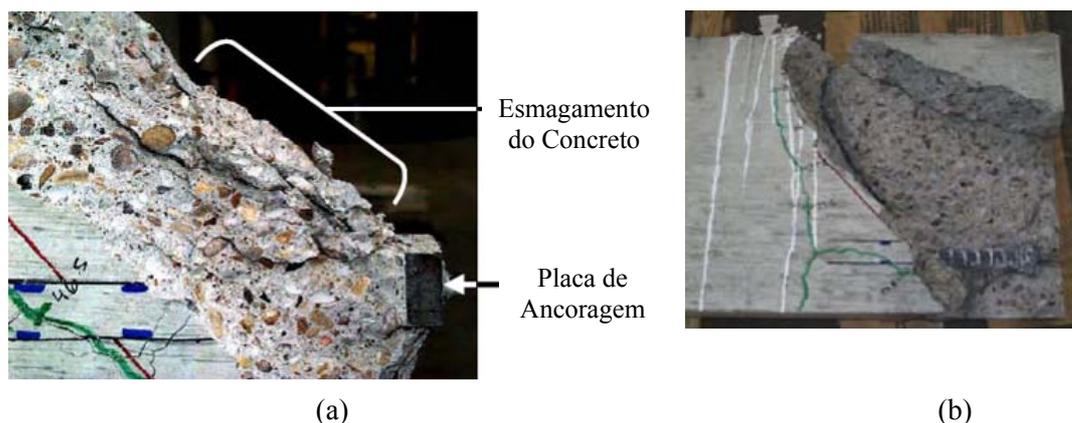


Figura 2.4 – Comparação de rupturas por (a) esmagamento e (b) fendilhamento do concreto [adaptado de Thompson, 2002].

2.3.2 Rupturas por Arrancamento da Barra

A ruptura por arrancamento ocorre quando os consoles de concreto são rompidos, permitindo o deslizamento da barra de aço do interior do bloco de concreto. Isto ocorre porque, ao mesmo tempo em que são gerados esforços nas cunhas, são geradas solicitações de corte nos consoles de concreto, como ilustrado na figura 2.5.

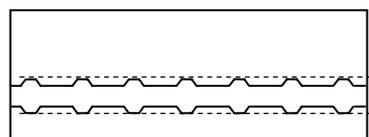


Figura 2.5 – Configuração esquemática da zona submetida ao maior esforço cortante nos consoles de concreto entre as nervuras.

Em uma situação limite, os esforços de corte podem ultrapassar a capacidade resistente do concreto e terminar por isolar a área contida entre as nervuras do restante do concreto, permitindo o deslizamento da barra. Porém, como explica Almeida Filho (2006), a ruptura por arrancamento da barra de aço, sob ação monotônica, só surge quando existe um bom confinamento da armadura, o que permite atingir tensões que gerem o corte do concreto entre as nervuras. O autor destaca que esse modo de ruptura está relacionado principalmente à resistência do concreto e à geometria das nervuras. Para propiciar o arrancamento pode ser necessário utilizar uma maior quantidade de armadura de confinamento, diminuindo a propagação e a abertura das fissuras transversais.

O mecanismo de ruptura por corte e deslizamento da barra, portanto, ocorre, basicamente, quando a armadura está confinada, isto é, quando o cobrimento do concreto é suficientemente grande para resistir às tensões radiais, ou quando existe armadura transversal suficiente para impedir ou retardar a propagação da fissuração por fendilhamento e da fissuração decorrente da compressão do concreto nos cones próximos à nervura. Caso haja confinamento adequado, o que aumenta a capacidade de compressão do concreto naquela região, a capacidade de aderência tende a aumentar, sendo limitada pela resistência ao corte dos consoles. Leonhard e Monnig (1977) salientam que a resistência ao corte

é o tipo de ligação mais efetiva e confiável. Sendo assim, os mesmos consideram imprescindível que se busque tornar esta a forma de falha principal, para que se possa aproveitar melhor a elevada resistência à tração das barras de aço.

Fusco (1995) explica que a ruptura por arrancamento, para as barras nervuradas, não se caracteriza pelo simples processo de deslizamento progressivo da armadura do concreto, podendo surgir o fenômeno de fendilhamento longitudinal, que ocorre paralelamente ao eixo da barra, provocado pelos esforços de tração transversal. Porém, de acordo com o *Bulletin 10* do FIB (FIB, 2000), se o grau de confinamento for elevado, devido à presença de armadura transversal elevada, cobrimentos elevados ou forças transversais, a ruptura por fendilhamento longitudinal é inibida, favorecendo a ruptura por arrancamento.

Nas barras lisas o processo de arrancamento é facilitado, pois as irregularidades da superfície da armadura são muito pequenas (da ordem de 0,04 mm, para barra lisa laminada e de 0,09 mm para barra lisa laminada com leve oxidação) e não se forma consoles pela ausência das nervuras. Por isto, de acordo com Chana (1990), a ruptura da aderência, nas barras lisas, normalmente se dá por arrancamento, ocorrendo quando a aderência por adesão e por atrito já foi ultrapassada. A ruptura por fendilhamento longitudinal só ocorre quando a relação cobertura/diâmetro da barra (C_d/ϕ) é pequena (menor do que 1).

2.4 CURVAS DE COMPORTAMENTO DE ADERÊNCIA

A determinação dos componentes da aderência, de forma isolada, é uma tarefa de grande complexidade. De forma geral, os três componentes da aderência (adesão, atrito e aderência mecânica) interagem para definir o comportamento de aderência de uma determinada barra sob tração. Embora alguns trabalhos busquem apresentar curvas esquemáticas para representar a relação *tensão de aderência versus deslizamento*, separando a influência de cada um dos mecanismos resistentes, o mais comum é traçar curvas combinando os efeitos, como ocorre no caso da figura 2.6, que apresenta a curva proposta por Leonhardt e Monning (1977), que busca comparar o comportamento global de barras lisas e nervuradas. Cabe salientar que as curvas da figura representam situações em que a ruptura se dá pelo arrancamento da barra, ou seja, em situações com suficiente confinamento para evitar o fendilhamento e permitir que se chegue ao limite de capacidade de aderência.

Embora não se possa determinar a parcela de cada componente da aderência com precisão, podem-se observar alguns comportamentos típicos a partir da análise do gráfico da figura 2.6. Verifica-se que, quando a barra de aço é solicitada, inicialmente se desenvolve uma parcela de tensões de aderência, sem que ocorram deslizamentos. Esta primeira parcela de aderência, responsável pela transmissão inicial dos esforços, é decorrente do componente de adesão.

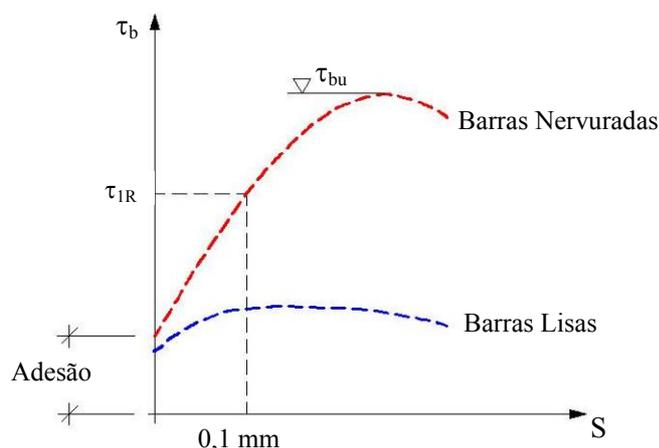


Figura 2.6 – Curvas esquemáticas da relação tensão de aderência pelo deslizamento para barras lisas e nervuradas [Leonhardt e Monning, 1977].

Já o trecho inclinado, que se desenvolve após a superação da componente de aderência por adesão, corresponde à aderência mecânica, sendo fortemente acentuado para as barras nervuradas. As barras lisas apresentam uma evolução mais modesta, mais característica da aderência por atrito.

A identificação da perda de aderência efetiva se dá pelo aumento do deslizamento com a redução da tensão de aderência (trechos descendentes das curvas), que ocorre de forma mais suave nas barras lisas, aonde o atrito vai sendo vencido gradualmente, e não há necessidade de quebrar as cunhas de apoio que se formam no concreto quando existem nervuras.

No *Bulletin 10* da *Federation Internationale du Beton - FIB*, a curva padrão apresentada para representar a aderência é mais detalhada, sendo a interação entre o concreto e a barra de aço definida por quatro estágios distintos, conforme detalhado na figura 2.7 (FIB, 2000).

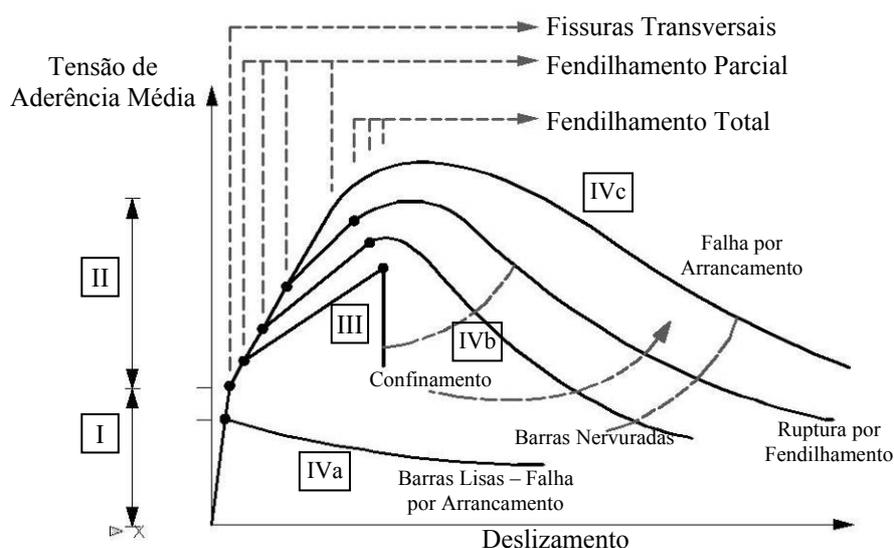


Figura 2.7 – Modelo de curvas padrão de tensão de aderência x deslizamento propostas no *Bulletin 10* da *FIB* [FIB, 2000].

O primeiro estágio é caracterizado pelo fato de que, durante o mesmo, não ocorrem fissuras no concreto nem deslizamentos significativos da barra. Neste estágio, estima-se que seja possível atingir uma tensão de aderência da ordem de 0,2 a 0,8 vezes a tensão de resistência à tração do concreto. Nesta fase a aderência é assegurada, principalmente, pela parcela da adesão, embora o modelo admita que possa ocorrer uma interação micro-mecânica, em função da rugosidade superficial da barra de aço.

Analisando a figura, percebe-se que o modelo da FIB admite que possa ocorrer um pequeno deslocamento da barra no estágio I, ao contrário do modelo de Leonhardt e Monning (1977).

Visto que, neste momento, as tensões ainda são pequenas e não ocorre deslizamento relativo notável entre o aço e o concreto, o deslizamento mostrado no gráfico, relativo ao estágio I, representa, majoritariamente, a deformação do concreto sob ação da carga que está sendo transmitida pela barra, talvez incrementada por pequenos deslizamentos relativos na interface entre os dois materiais.

A perda da aderência por adesão fica bem caracterizada no estágio II, cujo início é marcado pelo aparecimento das primeiras fissuras transversais no topo das nervuras. Estas fissuras surgem como um efeito secundário da compressão induzida no concreto pelo contato com as nervuras das barras, como já foi explicado. Apesar de, neste estágio, acontecerem os primeiros deslizamentos entre a barra e o concreto, as cunhas ainda resistem aos esforços, não ocorrendo fendilhamento ou esmagamento do concreto, nesta etapa.

A etapa seguinte é o estágio que antecede a ruptura de aderência, onde as fissuras transversais se tornam mais longas e as longitudinais se espalham ao longo de todo perímetro do concreto circundante a barra. Embora os danos já sejam acentuados, a aderência é normalmente mantida pelo engrenamento entre as nervuras da barra de aço e os consoles de concreto. Nesta fase, segundo *FIB Bulletin 10* (2000), o valor da tensão de aderência varia entre 1 e 3 vezes o valor da tensão de tração do concreto.

O último estágio contempla a forma de ruptura, que varia de acordo com a configuração superficial das barras, com o grau de confinamento, com a presença ou não de armadura transversal e com a resistência do concreto, entre outros.

Em resumo, como explica Ducatti (1993), ao se aplicar cargas de tração em uma barra, observa-se que um deslizamento inicial se dá pela deformação elástica do concreto. Para cargas mais elevadas o deslizamento se incrementa pela ruptura gradual das componentes de aderência por adesão, atrito e aderência mecânica, chegando finalmente à ruptura dos consoles de concreto entre as nervuras ou, se não houver confinamento suficiente, ao fendilhamento do concreto.

2.5 FATORES INFLUENTES NA TENSÃO DE ADERÊNCIA

De acordo com o *Report 408R* do Comitê 408 do ACI (ACI, 2003), por muitos anos a tensão de aderência foi representada em termos de tensão cisalhante na interface entre a barra de aço e o concreto, tratando a aderência como uma propriedade do material. Nos dias de hoje, sabe-se que as

tensões de aderência, da ancoragem e das emendas são propriedades da estrutura, dependendo não somente dos materiais, mas também da geometria da barra de aço e da própria estrutura. Muitos fatores afetam o comportamento da aderência, dentre os quais se destacam: a presença de armadura transversal, a qualidade do concreto, o diâmetro e a configuração superficial da barra de aço, o cobrimento do concreto e a distância entre barras. Outros fatores, todavia, também podem ser importantes, tais como a resistência à compressão do concreto.

De acordo com o *Report 408R*, os vários fatores influentes podem ser divididos em três grandes grupos: o que contempla as características estruturais; o que contempla as propriedades das barras; e o que contempla as propriedades do concreto (ACI, 2003). Esta foi a forma escolhida para apresentá-los no presente trabalho.

2.5.1 Características Estruturais

Dentre as características estruturais que mais afetam a aderência, pode-se destacar, segundo o *Report ACI 408R* (ACI, 2003): o cobrimento do concreto e o espaçamento entre as barras, o comprimento da emenda, a armadura transversal e a posição da barra. Ribeiro (1985) destaca, ainda, o papel do carregamento e a idade de carregamento. Cada um destes fatores é revisado sumariamente a seguir.

- **Cobrimento do concreto e espaçamento entre barras:** quanto maior o cobrimento e o espaçamento entre barras, maior o grau de confinamento e conseqüentemente, maior a tensão de aderência. Além de afetar a tensão máxima de aderência, o cobrimento também afeta a forma de ruptura, como já foi explicado. Para pequenos valores de cobrimento a falha por fendilhamento ocorre mais facilmente, podendo aparecer entre as barras ou entre a barra e a superfície do elemento estrutural. O trabalho de Orangun et al. (1977) pode ser considerado como uma das mais importantes contribuições para o entendimento da relação cobrimento *versus* fissuração. Neste estudo foi estabelecido que a região resistente de concreto é demarcada por um círculo de raio igual ao menor cobrimento (lateral ou inferior) ou meio espaçamento entre as barras. Desta forma, em termos de possibilidade de ruptura, importa somente o raio que produz a menor área no entorno da barra. Se o cobrimento do concreto for menor do que metade do espaçamento entre barras, a falha ocorrerá através do cobrimento até a superfície livre, conforme mostrado na figura 2.8. Já se o cobrimento for maior que a metade do espaçamento entre as barras, a situação propicia a formação de fissuras horizontais conectando as barras.

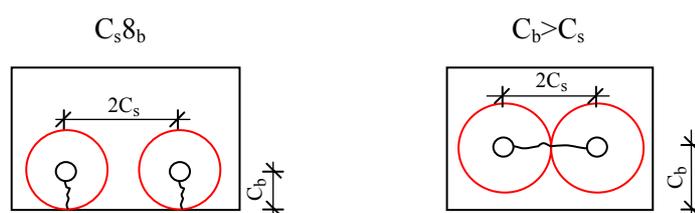


Figura 2.8 – Formas de ruptura por fendilhamento.

Vários pesquisadores, tais como Kemp e Wilhelm (1979) e Tepfers (1979), utilizaram a teoria de Orangun et al. para a elaboração de modelos matemáticos que visavam representar o comportamento da aderência;

➤ **Comprimento de aderência e de emenda:** para analisar os efeitos da variação do comprimento de aderência ou de emenda é necessário lembrar que a distribuição de tensões de aderência é variável ao longo do comprimento de ancoragem da barra, de forma exponencial, sendo a tensão mais elevada próximo ao ponto de aplicação da carga e se reduzindo rapidamente. Ou seja, apenas um trecho da barra e do concreto, próximos ao ponto de aplicação da carga, estão sendo muito solicitados no início do carregamento, como se pode observar na figura 2.9.

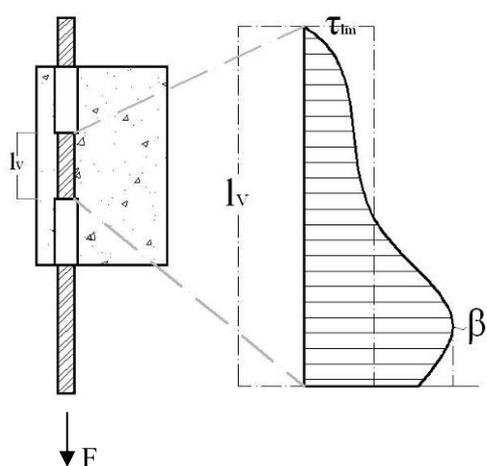


Figura 2.9 – Distribuição de tensões de aderência.

Somente quando os esforços começam a superar a capacidade resistente da zona mais tensionada é que as tensões em pontos mais afastados se incrementam. Isto explica porque, em análises efetuadas após a ruptura de cps de ensaio de arrancamento tipo viga, se verifica que falha se inicia próximo onde se aplica o carregamento na barra, e não na extremidade livre da mesma.

A vantagem de se empregar um comprimento de ancoragem maior é que será necessário um maior esforço⁴ para que a capacidade resistente de todo o trecho seja superada, ainda que de forma gradual. Este comportamento explica porque o *Report 408R* do ACI (ACI, 2003) e Darwin et al. (1992, 1996b) argumentam que, quanto maior o comprimento de aderência e de emendas, maior a capacidade resistente da ligação aço-concreto. Entretanto, os mesmos autores ressaltam que este incremento não é diretamente proporcional ao comprimento, reconhecendo, indiretamente, que a tensão de aderência é de fato variável ao longo da barra.

⁴ Dentro do contexto desta discussão, se distingue, no presente trabalho, os conceitos de tensão de aderência, adotado como a média da tensão no trecho aderente, e capacidade de ancoragem, que expressaria a força que pode ser suportada por um determinado comprimento de aderência antes que se atinja uma condição de falha.

Neste sentido, é interessante observar que os resultados de pesquisadores como Mathey e Watstein (1961), Orangun et al. (1977), Jimenez et al. (1979) e Lahnert et al. (1986) indicaram que o aumento do comprimento aderente reduz a tensão de aderência, se referindo ao valor médio da aderência, que efetivamente cai com o aumento do comprimento, pois os trechos mais distantes do ponto de aplicação da carga estão sujeitos a tensões menores. Já alguns pesquisadores, tais como Minor e Jirsa (1975) e Clarck e Johnston (1983), ao utilizarem esquemas de ensaios variados, não registraram variações significativas na tensão de aderência com o aumento do comprimento, evidenciando que, em muitos casos, desde que se superem certos valores mínimos de comprimento, a capacidade de aderência não varia muito com o comprimento de ancoragem.

Em trabalho mais recente, Rossi (2002) demonstrou que tanto a resistência à compressão do concreto quanto o nível de deslizamento podem influenciar na relação da tensão de aderência esperada frente a comprimentos aderentes de 3 a 10 diâmetros da barra.

➤ **Armadura transversal:** conforme já explicado, o confinamento proporcionado pela presença de armaduras transversais ou estribos atua principalmente na definição do modo de falha da aderência, transformando, muitas vezes, a falha de fendilhamento em ruptura por deslizamento, aumentando a capacidade de ancoragem. Todavia, acima de um determinado valor, a adição de reforço transversal começa a ser, progressivamente, menos eficiente, chegando a ponto de novos incrementos não representarem ganho de desempenho. No trabalho realizado por Ribeiro (1985), com quatro percentagens de estribos, observa-se que os resultados apresentam uma tendência assintótica, convergindo para um determinado valor de tensão de aderência que indicaria que foi atingido o limite superior de contribuição dos estribos. Este limite corresponde à situação em que o fendilhamento do concreto está controlado e a ruptura passa a ocorrer por arrancamento da barra;

➤ **Posição das barras:** segundo o *Report 408R* (ACI, 2003), desde 1913 se vem observando, em estudos, que a posição da barra dentro de um elemento de concreto pode ter um papel importante na capacidade de aderência. Foi demonstrado que barras posicionadas na parte superior de uma viga tendem a apresentar comportamento menos eficiente, em termos de aderência, do que aquelas colocadas na parte inferior. A própria NBR 6118(2003) reconhece a existência de zonas de boa e má aderência, utilizando o coeficiente η_2 para ajustar o comprimento de ancoragem necessário em certas zonas, assumindo que barras situadas no topo de elementos tenham pior aderência. O pior desempenho está relacionado a vários fatores, tais como o acúmulo de água na superfície inferior da barra, devido à exsudação, e o eventual movimento dos agregados mais pesados para o fundo das fôrmas.

Pode-se dizer que, quanto maior o cobrimento da barra superior, maior será o desempenho da aderência. De acordo com Ferguson e Thompson (1965), a tensão de aderência aumenta com a redução do valor de abatimento do concreto e com o aumento do cobrimento da barra. Segundo estes autores, para cobrimentos de até 3 polegadas (=7,62 cm) o incremento da tensão é de 60 psi (=0,4137 MPa) para cada polegada. Para cobrimentos superiores a 3 polegadas, este incremento

vai sendo reduzido. Em estudo realizado por Brettmann et al. (1986), demonstrou-se que a barra posicionada mais próxima a superfície apresenta tensão de aderência cerca de 10% menor do que aquela posicionada na parte inferior, para concretos de pequenos abatimentos (95 mm) e de 40% para concretos de grandes abatimentos (aproximadamente 230 mm). Estes resultados demonstram que a fluidez dos concretos estudados afetou fortemente a aderência da barra superior, possivelmente porque estava ligada ao incremento da relação água-aglomerante. O desenvolvimento de concretos auto-adensáveis, com reduzida relação água-aglomerante e alto teor de finos pode começar a modificar esta tendência, pois os mesmos podem apresentar ganhos de fluidez com redução da tendência à exsudação e segregação;

- **Velocidade de carga e características do carregamento:** para carregamento estático, de acordo com Martin e Noakowski (1981, apud Ribeiro, 1985), variações de até 0,5 MPa/s na velocidade de aplicação da carga podem ser consideradas desprezíveis, na análise da tensão de aderência. Entretanto, estruturas sob carregamento cíclico merecem maior atenção, pois as pequenas deformações ocorridas em cada ciclo podem afetar a aderência. Segundo Ismail e Jirsa (1972), a distribuição de tensões ao longo do comprimento de aderência não apresenta alteração significativa, sob ação cíclica, quando comparada com o carregamento estático. Zuo e Darwin (2000) analisaram o efeito da superfície relativa da nervura, sob carregamento cíclico e observaram que maiores valores de superfície melhoram o comportamento da aderência. Os resultados mostraram que o aumento da área relativa da nervura (f_R) de 0,085 para 0,119 reduz entre 50 e 70% o deslizamento no extremo livre da barra (usado para controle do deslizamento), quando a mesma é submetida a ciclos de carregamento com reversão de esforços;
- **Idade de Carregamento e Tempo de Cura:** a idade de carregamento influencia na aderência porque está associada ao fenômeno de hidratação do cimento e perda de água presente na matriz cimentícia. Em princípio, com o aumento da hidratação e resistência do concreto, se espera que a aderência aumente. Entretanto, Fu e Chung (1998), registraram reduções na tensão de aderência entre o concreto e o aço com o aumento do tempo de cura, a partir do sétimo dia até os 28 dias, ocorrendo, principalmente, entre os 7 e 14 dias. Segundo os mesmos, este comportamento pode ser explicado pelo aumento de vazios na interface, atribuído à retração de secagem do concreto, e é consistente com resultados já relatados pelos mesmos pesquisadores sobre a aderência de fibras de aço de matrizes cimentícias. Cabe destacar que os resultados obtidos por outros pesquisadores, tais como Chapman e Shah (1987), indicam um comportamento diferenciado do registrado pelos pesquisadores acima citados, onde a tensão de aderência aumenta com o tempo de cura, possivelmente porque aumenta a resistência à tração do concreto, permitindo que o mesmo resista mais aos esforços de tração e cisalhamento gerados pela tração na barra. Ou seja, o tempo de cura e idade de carregamento parecem ser fatores influentes, mas seu efeito depende da interação entre a evolução da resistência à compressão/tração do concreto e a formação da estrutura de poros, especialmente na zona da interface aço-concreto. Mais estudos na área parecem ser necessários para esclarecer como esta interação se manifesta;

- **Forças transversais:** como já discutido, as forças transversais tem papel fundamental no comportamento de aderência, atuando de duas formas distintas: aumentando a força de atrito na interface aço-concreto, e elevando o confinamento da barra, o que retarda ou inibe a falha por fendilhamento, favorecendo a ruptura por escorregamento;

2.5.2 Propriedades da Barra

As propriedades das barras também influenciam fortemente o comportamento do mecanismo de ligação aço-concreto. Dentre as propriedades mais importantes, neste grupo, pode-se citar o diâmetro, a geometria e as condições superficiais da barra.

- **Diâmetro das barras:** A análise da influência deste fator na aderência é dificultada pelo fato de que, algumas vezes, barras de diâmetro diferente apresentam, também, diferenças na forma e distribuição de nervuras. Alguns autores argumentam que o diâmetro não tem relevância direta no comportamento da ligação aço-concreto, desde que o cobrimento e o comprimento aderente sejam mantidos proporcionais ao diâmetro. Entretanto, os estudos realizados por Soroushian e Choi (1989), Ducatti (1993), De Larrard et al. (1993) e Ichinose et al. (2004), entre outros, indicam que se pode obter uma maior tensão de aderência última quando o diâmetro das barras se reduz. De acordo com Ducatti (1993) esta tendência pode ser justificada pela espessura e características da zona de transição formada. Segundo o mesmo, as barras de maior diâmetro retêm maior quantidade de água na sua face inferior, prejudicando a aderência. A presença de nervuras maiores, típicas de barras de maior diâmetro, também atua de forma negativa na forma de ruptura, pois resultam no desenvolvimento de maiores solicitações de tração no concreto circundante. Considerando estes fatos, pode-se concluir que, quanto maior o grau de confinamento, obtido através do incremento do cobrimento do concreto ou introdução de armadura transversal, menor deve ser a interferência do diâmetro no resultado da tensão última de aderência, tendência observada nos resultados alcançados por Ichinose et al. (2004). Alguns estudos indicam, ainda, que o efeito do diâmetro pode estar relacionado com a resistência à compressão do concreto. No trabalho realizado por De Larrard et al. (1993), por exemplo, o diâmetro da barra se mostrou mais significativo em concretos de alto desempenho do que em concretos convencionais. Comparando as tensões de aderência obtidas para barras de diâmetro de 10mm e 25mm, estes autores registraram reduções que variaram de 61,8% a 42,9%, quando se incrementa o diâmetro da barra, em concretos de alto desempenho e concretos convencionais, respectivamente. Segundo o *Report 408R* (ACI, 2003), quando se analisa o comportamento de aderência em termos de força necessária para o arrancamento (ou capacidade de aderência), o diâmetro da barra de aço se torna uma variável de menor importância. Segundo o mesmo, para um determinado comprimento aderente, quanto maior a barra, maior será a força de arrancamento necessária para provocar a ruptura do elemento. Como o aumento das forças de aderência acontece mais lentamente do que o aumento da seção transversal da barra, maiores comprimentos de ligação aço-concreto são necessários para ancorar barras de grandes diâmetros, que podem suportar cargas maiores.

- **Estado superficial das barras:** a presença de impurezas na superfície tem um efeito mais severo no comportamento de aderência de barras lisas do que de barras nervuradas, dado que a resistência de aderência, no primeiro caso, está relacionada, basicamente, com a parcela de adesão e do atrito, e ambas são fortemente influenciadas pela presença de graxas e impurezas. Todavia, segundo Abrams (1913, apud Kemp et al., 1968), se a oxidação superficial estiver fortemente aderida à uma barra lisa, o desempenho da aderência pode ser incrementado. Nas barras nervuradas, a presença de substâncias como graxas, oxidação ou poeira tem pequeno efeito, sendo a aderência resultante nestes casos praticamente a mesma registrada em barras isentas de sujeira [KEMP et al., 1968].
- **Configuração superficial das barras:** a presença das nervuras aumenta, e muito, a parcela da aderência mecânica. Sabe-se que, em barras nervuradas, o valor da resistência de aderência mecânica depende da forma e da inclinação das nervuras, da altura (a) e da distância livre entre elas (c), sendo estes dois últimos parâmetros tomados como indicado na figura 2.10. De acordo com Leonhardt e Monnig (1977), outro parâmetro indicado na figura, denominado superfície relativa da nervura (f_R), pode fornecer uma boa medida de comparação entre barras de perfis diferentes. A superfície relativa f_R é a relação entre a superfície das nervuras (F_R), que é igual à área de contato dos consoles de concreto existentes entre nervuras com as mesmas, e a superfície lateral (F_M) do cilíndrico de concreto a ser “cortado” para liberar a barra ao deslizamento.

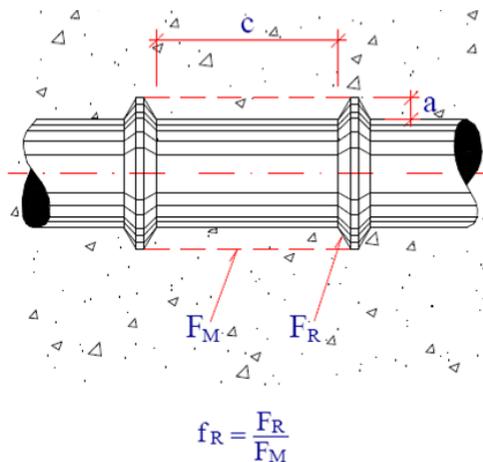


Figura 2.10 – Detalhamento da superfície relativa da nervura
[baseado em: Leonhardt e Monnig, 1977].

Analisando a literatura, verifica-se que uma definição mais sofisticada da área efetiva de nervura f_R , efetuada através da equação 2.1, é considerada como uma medida adequada para a verificação da contribuição das nervuras por vários autores, tais como Soretz e Holzenbein (1979). A expressão representa um quociente entre a área da nervura e a área lateral entre nervuras, relacionando, em última análise, a altura da nervura e o seu espaçamento.

$$f_r = \frac{K \times F_R \times \text{sen}\beta}{\pi \times d_e \times c_s} \quad (2.1)$$

Onde:

f_r = área relativa de nervura;

K = número de nervuras transversais em torno do perímetro da barra;

F_R = área da seção longitudinal da nervura;

β = inclinação da nervura em relação ao eixo;

d_e = diâmetro nominal da barra;

c_s = espaçamento entre nervuras.

Quando a barra apresenta nervuras longitudinais helicoidais, além das transversais, como indicado na figura 2.11, um termo adicional é incorporado à formulação referente à contribuição destas outras nervuras, conforme podemos observar na equação 2.2.

$$f_r = \frac{K \times F_R \times \text{sen}\beta}{\pi \times d_e \times c_s} + \frac{i \times A_l}{j \times d_e} \quad (2.2)$$

Onde:

i = número de nervuras helicoidais;

A_l = altura da nervura helicoidal;

$j \times d_e$ = passo da nervura helicoidal.

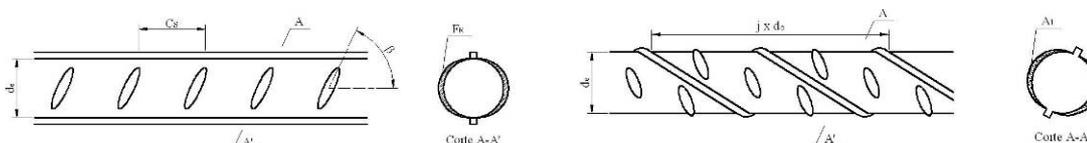


Figura 2.11 – Nervuras com desenvolvimento (a) transversal e (b) helicoidal.

Mantendo a mesma linha, mas englobando efeitos e usando denominações distintas, o EUROCODE (1993) e o CEB (1999) definem a área relativa de nervura transversal como sendo, conforme a expressão 2.3:

$$f_r = \frac{\gamma \times h_s}{S_n} \quad (2.3)$$

Onde

γ = constante que depende da geometria da barra (usualmente adotado o valor 0,5);

h_s = altura máxima da nervura;

S_n = espaçamento entre nervuras, ou seja, distância centro a centro, entre duas nervuras consecutivas.

Buscando verificar a influência do fator f_R , o estudo realizado por Lorentz e Holzenbein (1979) manteve constante a área relativa de nervura ($f_r = 0,065$) usando, entretanto, barras com três configurações superficiais distintas, com alturas de 0.1ϕ , 0.05ϕ e 0.025ϕ , e espaçamentos de 1.2ϕ , 0.6ϕ e 0.3ϕ , respectivamente. Os resultados evidenciaram que o comportamento de aderência se

manteve inalterado, para deslizamentos acima de 1 mm, demonstrando que a área da nervura é de fato o fator preponderante no desempenho da aderência. Foi verificado, porém, que a ruptura, para barras com nervuras de maior altura, em 100% dos corpos-de-prova, ocorreu por fendilhamento, enquanto que, para as nervuras de menor altura e espaçamento, este padrão baixou para 20% de falhas por fendilhamento e 80% de falhas por deslizamento.

Buscando controlar este comportamento, muitas normas demandam que alturas e espaçamentos mínimos sejam respeitados. É o caso da norma brasileira NBR 7480: *Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação* [ABNT, 2007], que especifica que o espaçamento entre nervuras deve ficar entre 0,5 e 0,8 vezes o diâmetro nominal da barra e que a altura média deve ser maior ou igual a 0.04ϕ , para barras de diâmetros maiores do que 10 mm; e maior ou igual a 0.02ϕ , para barras de diâmetro menores do que 10 mm. A Norma recomenda, ainda, que as nervuras devem abranger, pelo menos, 85% do perímetro nominal da seção transversal da barra. Estes valores vêm de encontro aos definidos por Clark (1946, 1949), que analisou 17 configurações de barras e sugeriu que o espaçamento médio entre nervuras fosse igual a 70% do diâmetro e que a altura fosse igual a 4% do diâmetro, para barras de diâmetro menor ou igual a 13 mm. Para barras de 16 mm os valores de altura deveriam ficar entre 4,5% e 5% do diâmetro.

Num estudo mais recente, realizado por Hamad (1995a) foram analisadas diferentes configurações geométricas das nervuras, tanto em ensaios de arrancamento excêntrico, quanto em ensaios de viga. O estudo tratou como variáveis o espaçamento entre nervuras (distância de eixo a eixo), variando a mesma entre 35 e 60% do valor do diâmetro; a altura de nervura, que variou num intervalo de 5 a 12.5% do diâmetro; e a inclinação da face da nervura, sendo contemplados valores para esta variável no intervalo de 30° a 90° . A forma como foi tomada a angulação da face da nervura é mostrada na figura 2.12.

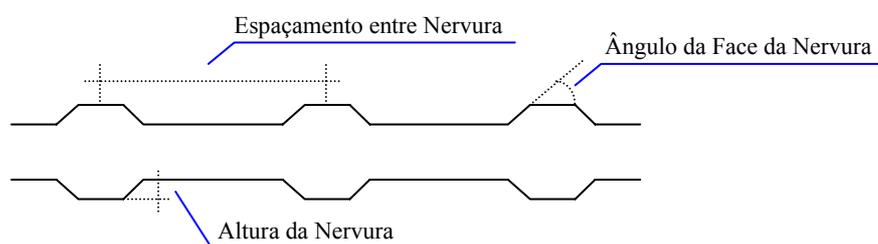


Figura 2.12 – Parâmetros empregados no estudo de Hamad (1995a).

Analisando os resultados do estudo de Hamad (1995a), verifica-se que a variação das características das barras influenciou mais os resultados obtidos em ensaios de arrancamento excêntrico do que os obtidos em ensaios de elementos reais tipo viga⁵. A configuração que resultou no maior desempenho de aderência, todavia, foi a mesma para ambos os casos: angulação

⁵ Neste estudo foram ensaiados protótipos de vigas com um vão de 2m, não mini-vigas como as recomendadas pela RILEM e usadas nesta dissertação.

da face da nervura igual a 60° , espaçamento⁶ de 50% e altura da nervura de 10% do diâmetro da barra. Segundo o autor, se comparamos o desempenho de barras com este padrão com o desempenho de barras que apresentavam a configuração recomendada pela ASTM (espaçamento de 60% e altura igual a 5%), verificamos que é possível obter um incremento na capacidade de aderência de 45%, nos ensaios de arrancamento, e de 26%, nos ensaios de viga. Num segundo trabalho, Hamad (2005b) analisou o comprometimento da aderência em barras de aço revestidas com resina epóxi inseridas em concretos com resistência à compressão de 22 MPa, registrando uma redução média na tensão de aderência de 13%, devido à aplicação do revestimento, que alterou a configuração da barra, reduzindo a altura da nervura em 5% e alterando o coeficiente de atrito. Dentre as barras revestidas, o melhor desempenho foi registrado na barra com maior altura de nervura ($12,5\% \phi$), que teve uma redução de apenas 7% na aderência.

Darwin et al. (1996a) estudaram a relação entre área relativa de nervura e comportamento de emendas, analisando barras com valores de f_R entre 0,065 e 0,1275. Os autores demonstraram que a tensão de aderência na emenda não sofre influência quando as barras não apresentam confinamento por armadura transversal. No entanto, em situação de bom confinamento, a tensão aumenta com o aumento de f_R , de tal forma que se conclui que seria possível reduzir o comprimento de emenda em até 26%, se houvesse um aumento de 75,4% na área relativa de nervura, em relação à medida usual de 0,0727, na presença de armadura transversal, o que condiz com os resultados de Hamad (1995a).

➤ **Inclinação das Nervuras:** Lutz e Gergeley (1967) analisaram a influência do ângulo da nervura, em relação ao eixo longitudinal da barra de aço. Eles observaram que angulações entre 40° e 105° são suficientes para que não haja movimentações relativas entre a interface da barra de aço e o concreto, ocorrendo deslizamento por ruptura do console de concreto. Já para ângulos inferiores a 30° esta movimentação não é impedida, o que muda o comportamento da curva tensão-deslizamento, como se observa na figura 2.13, extraída do trabalho de Lutz e Gergeley (1967). Entretanto, cabe ressaltar, que estas conclusões foram obtidas através de análises de concretos com resistências inferiores às atualmente utilizadas. Portanto, é necessária cautela na utilização destes dados, visto que, em concretos mais resistentes, o comportamento da aderência em relação à angulação das nervuras pode ser distinto do registrado nestes estudos mais antigos, pois os concretos mais novos são mais resistentes, mas tem comportamento mais frágil.

Cabe destacar que a presença e inclinação das nervuras influenciam consideravelmente na flexibilidade da barra, propriedade importante para permitir o dobramento e montagem das armaduras. Sendo assim, o uso de nervuras com formas, dimensões e inclinações desfavoráveis pode resultar em fraturas das barras por fragilidade. Lorentz e Holzenbein (1979) recomendam que a angulação das nervuras deva ser menor do que 55° , e vetam a utilização de angulações em torno de 90° . Segundo

⁶ O espaçamento entre nervuras não se mostrou significativo no ensaio de viga.

estes autores, grandes inclinações reduzem a flexibilidade das barras mais rapidamente do que colaboram para o ganho de desempenho de aderência.

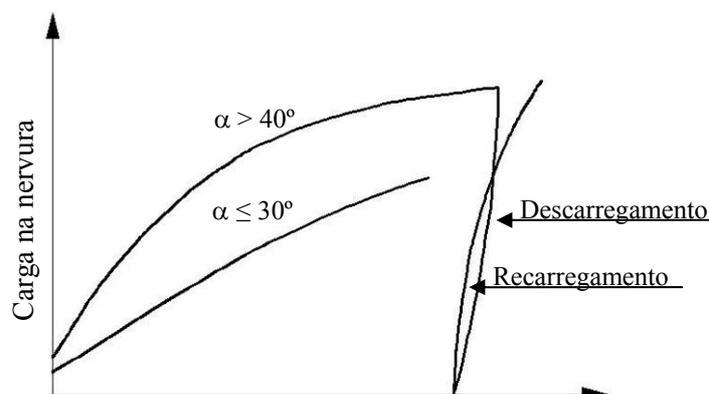


Figura 2.13 – Representação esquemática das curvas carga x deslizamento de barras com angulações de nervuras variadas [adaptado de Lutz e Gergeley, 1967].

Já para Lutz e Gergely (1967), ângulos⁷ maiores que 40° provocam deslizamento, seguidos de um progressivo processo fissuratório ao longo do cobrimento do concreto. Estes pesquisadores demonstraram também que, para ângulos de até 30°, não ocorre rompimento do concreto, sendo favorecida a falha por deslizamento.

2.5.3 Propriedades do Concreto

A resistência à compressão, o tipo e quantidade de agregado, a presença de fibras, o adensamento e a orientação de lançamento do concreto são exemplos de propriedades do concreto que influenciam o comportamento do mecanismo da aderência, como discutido a seguir.

➤ **Resistência à Compressão:** segundo Ribeiro (1985), a resistência à compressão do concreto é um fator preponderante nos casos em que a ruptura da aderência se dá por arrancamento da barra, pois esta situação, típica de concretos de menor resistência, envolve o corte do concreto circundante e o esmagamento do concreto situado à frente da nervura. Já no caso das rupturas por fendilhamento, mais comuns em concretos de maior resistência, quem governa a capacidade de aderência é a resistência à tração do concreto, pois a falha, neste caso, é caracterizada pelo aparecimento de fissuras longitudinais, que ocorrem quando as tensões radiais internas excedem a resistência à tração do concreto.

⁷ Salienta-se que a angulação tratada nos trabalhos de Lorentz e Holzenbein (1979) e de Lutz e Gergely (1967) diz respeito à inclinação da nervura em relação ao eixo da barra. Já no trabalho de Hamad (1995a), a inclinação estudada foi aquela formada pela face da nervura em relação a um plano horizontal, como indicado na figura 2.12.

Os modelos matemáticos elaborados por Orangun (1977) e Esfahani e Rangan (1998) evidenciam o forte efeito das propriedades do concreto na tensão de aderência, ao adotarem um termo dado pela raiz quadrada da resistência à compressão. Segundo o *Report 408R* (ACI, 2003), esta relação tem se mostrado adequada para concretos de até 55 MPa. Com o aumento da resistência à compressão, todavia, a correlação perde força, devido à crescente fragilização do concreto. Apesar de vários pesquisadores adotarem a relação quadrática, ela não é universalmente aceita. Darwin et al. (1996a), por exemplo, após analisarem seus dados e um largo banco de dados internacional, concluíram que a melhor aproximação para a relação aderência x resistência do concreto seria através do uso da raiz quarta da resistência à compressão.

De forma geral, pode-se afirmar que o incremento da resistência do concreto favorece a aderência, desde que sejam empregadas técnicas de confinamento que controlem a tendência de concretos de maior resistência romper de forma frágil, o que pode conduzir a rupturas prematuras por fendilhamento.

➤ **Adições:** geralmente o efeito de adições está relacionado com seu impacto na resistência do concreto. É necessário, todavia, considerar o potencial impacto sobre a estrutura de poros e deposição de cristais no entorno da barra. Estudos específicos são, portanto, necessários, para avaliar como este fator interage com a resistência de aderência. Vieira (1994), por exemplo, realizou estudos de avaliação da aderência de barras de aço em concretos de elevada resistência com adição de sílica ativa. Os resultados mostraram-se bastante promissores, com melhoria de 20% da tensão de aderência, para barras nervuradas e concretos com 10% de sílica ativa. Já no caso da aderência de barras lisas, o efeito esteve relacionado com a relação água/cimento. Em concretos com valores baixos de relação a/c ($< 0,5$), não foram observados efeitos significativos da adição de sílica ativa no desempenho final. Já para valores altos, se observou que a adição de sílica ativa pode até prejudicar a aderência.

➤ **Tipo e Qualidade do Agregado:** de acordo com *Report 408R* (ACI, 2003) quanto mais resistente for o agregado, maior será a tensão última da aderência. Agregados basálticos, portanto, tendem a apresentar melhor desempenho do que agregados calcários. Os resultados obtidos por Darwin et al. (1996a) indicam que, quanto maior o percentual de agregado e mais resistente o mesmo, maior a capacidade de aderência, podendo ser melhor usada a capacidade de confinamento da armadura transversal.

➤ **Presença de Fibras:** fibras são algumas vezes adicionadas ao concreto com o objetivo de obter ganhos em termos do desempenho da aderência. Normalmente se busca, com as mesmas, favorecer a ocorrência de rupturas mais dúcteis, por arrancamento, inibindo ou reduzindo o aparecimento das fissuras que poderiam levar ao fendilhamento. Por esta razão, segundo Ezeldin e Balaguru (1989), o benefício da adição de fibras é similar ao do confinamento. Em estudos realizados por estes pesquisadores observou-se que a inclusão de fibras aumentou a ductilidade do

concreto, reduzindo o fenômeno de fissuração que levava a uma falha prematura por fendilhamento em corpos-de-prova com barras de diâmetro superior a 16 mm.

➤ **Adensamento:** este é um fator importante, uma vez que, nas regiões de ancoragem, existe, normalmente, uma maior concentração de armaduras, por serem zonas de apoio dos elementos estruturais, o que dificulta a concretagem. Para evitar problemas deve-se procurar garantir espaço suficiente e utilizar concretos fluidos que levem a um adequado envolvimento da barra de aço pelo concreto

Outro fator que pode ser importante na aderência é a forma de vibração. Caso o vibrador entre em contato com a armadura pode ocorrer a repulsão dos agregados graúdos, resultando no envolvimento da barra somente por argamassa. Além disto, pode ser gerado um efeito parede, que aumenta a relação a/c na interface. Estes efeitos afetam, principalmente, os concretos de menor resistência, que tendem a ter relações a/c mais elevadas e matrizes menos resistentes do que o agregado.

Mas, com os devidos cuidados, a vibração pode colaborar para o adensamento e melhoria da zona de transição, como evidenciado pelos resultados de Brettmann et al. (1986), que apontaram um melhor desempenho de aderência de concretos de grande abatimento (com e sem a utilização de aditivos plastificantes), quando vibrados;

➤ **Orientação do lançamento de concreto:** este fator pode influenciar a aderência pois, ao longo da altura de concretagem, tendem a surgir pequenas diferenças no teor de agregados graúdos e relação a/c, devido à tendência de deposição dos materiais mais pesados e exsudação da água. A exsudação pode favorecer o acúmulo de água sob as barras, afetando mais as barras mais altas. As variações no concreto podem gerar zonas de boa e má aderência, como já discutido. No trabalho realizado por Ducatti (1993), os dados coletados indicaram que a orientação do lançamento do concreto afeta o comportamento de aderência tanto de concretos convencionais como de concretos de alta resistência. No entanto, o efeito é menos pronunciado nos concretos de resistência mais elevada, como seria de esperar, dada a baixa exsudação e retração plástica.

Alcântara et al. (2004) analisaram o comportamento de aderência de concretos auto-adensáveis, comparando o mesmo com concretos convencionais. Os mesmos concluíram que o efeito do sentido de lançamento do concreto é similar nos dois casos, e verificaram que a capacidade de aderência de barras em situações diversas pode ser classificada, em ordem decrescente, da seguinte forma:

- barras posicionadas verticalmente e carregadas no sentido contrário ao da concretagem;
- barras posicionadas horizontalmente;
- barras posicionadas verticalmente e carregadas no sentido da concretagem.

2.5.4 Outros Fatores Influentes na Aderência

Amleh e Mirza (1999) citam em seu trabalho que a aderência entre o concreto e as barras de armadura é afetada por vários fatores, além dos discutidos, tais como: mudanças na temperatura, variações na carga aplicada, fluência do concreto e corrosão.

Para muitos autores, todavia, inclusive Ribeiro (1985) e Vieira (1994), o fator decisivo para a aderência é a interação mecânica entre as nervuras da barra e o concreto. Este ponto de vista é confirmado pelas informações da NBR 6118 (2003), que estabelece claramente o coeficiente de conformação superficial como fator de maior peso para a aderência. De acordo com a NBR 6118 (2003), quatro fatores influem na resistência de aderência f_{bd} entre o concreto e o aço, considerando armaduras passivas (não tracionadas), como mostra a equação 2.4:

$$f_{bu} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad (2.4)$$

Onde:

f_{ctd} = resistência à tração de cálculo do concreto, dada por $f_{ctk,inf}/\gamma_c$ (em MPa)

η_1 = coeficiente de conformação superficial (= 2,25 para barras nervuradas)

η_2 = coeficiente relativo à boa ou má aderência das barras, determinado a partir do posicionamento das barras durante a concretagem (= 1,0 para situações consideradas de boa aderência)

η_3 = coeficiente baseado no diâmetro da barra de armadura (=1,0 para diâmetros < 32mm)

$f_{ctk,inf}$ = resistência à tração mínima característica do concreto (= $0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$, em MPa)

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto

A norma ainda fornece uma expressão para determinação do comprimento mínimo de ancoragem l_b (equação 2.5), que busca assegurar que a armadura entre em escoamento antes que seja superada a tensão de aderência:

$$l_b = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bu}} \quad (2.5)$$

Onde:

ϕ = diâmetro da barra de armadura

f_{yd} = resistência característica de tração ao escoamento da armadura

f_{bu} = resistência de aderência

Embora existam inúmeros fatores que afetam a aderência, só surgirão solicitações de aderência entre os materiais se ocorrerem variações de tensões em um trecho da barra de aço. Estas variações podem se originadas por diferentes fenômenos, tais como:

- aplicação de carregamento que gerem alternância de tensões na barra de aço;
- aparecimento de fissuras, o que implica em grandes concentrações localizadas de tensão de aderência;
- surgimento de forças de ancoragem nos extremos das barras, para transferência de esforços da barra de aço ao concreto;
- retração do concreto, provocando tensões de tração no concreto e de compressão na armadura, devido ao impedimento do fenômeno pela presença de armadura. Segundo Castro (2002), para que o equilíbrio seja mantido, as tensões de compressão criam tensões de tração longitudinais à região de ancoragem da armadura, ocasionando um aumento do efeito de fendilhamento, decorrente das forças de ancoragem, o que pode diminuir a tensão última de aderência;
- deformação lenta em peças comprimidas de concreto armado, aliviando as tensões de compressão do concreto, enquanto que as tensões nas barras de aço são aumentadas;
- variação de temperatura, especialmente em casos de incêndio, o que produz uma dilatação diferencial entre os materiais. Como o aço possui maior condutividade térmica do que o concreto, ocorre um aquecimento mais rápido das barras. A dilatação do aço é impedida até que as forças geradas sejam superiores às forças de aderência. A partir deste momento, começa a fissuração e o deslocamento do concreto.

Com ênfase no capítulo 1, esta dissertação se focará justamente no efeito de condições extremas sobre a aderência, analisando como a deterioração do concreto afeta o comportamento estrutural. Para tanto, uma revisão dos efeitos da corrosão e altas temperaturas na aderência será apresentada no capítulo 3. Antes disto, se faz uma breve revisão dos ensaios de aderência no final deste capítulo, com o objetivo de subsidiar a escolha dos métodos de ensaio para o presente estudo, apresentados no capítulo 4.

2.6. ENSAIOS DE ADERÊNCIA

De acordo com a revisão bibliográfica realizada, não existem ainda normas consolidadas para o ensaio de arrancamento no Brasil. Em nível internacional, nota-se que o esforço de normalização na área se intensificou bastante recentemente, sendo que algumas das principais normas atualmente disponíveis para este fim, tais como a americana ASTM A944 - 05 “*Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens*” (ASTM, 2005), a inglesa BS EN 15184:2006 “*Products and systems for the protection and repair of concrete structures — Test methods — Shear adhesion of coated steel to concrete (pull-out test)*” (BSI, 2006) e a espanhola UNE 36740:98 “*Determinación de la adherencia de las barras y alambres de acero para hormigón armado*.”

Ensayo de la viga" (AENOR, 1998) foram publicadas nos últimos 3 anos. Antes disto já estavam disponíveis algumas normas menos conhecidas, tais como a norma dinamarquesa DS DS 2082 – “*Steel for reinforced concrete - Test of bond ability*” (1980). Mas pode-se considerar que as recomendações de ensaio mais tradicionais voltadas para a análise da aderência eram a ASTM C234-91a “*Standard Test Method for Comparing Concretes on the Basis of the Bond Developed with Reinforcing Steel*” (ASTM, 1991) e, principalmente, os procedimentos da RILEM 7-II-128 “*Bond test of reinforced steel 1. Beam test 2. Pull-out test*” (RILEM:FIP:CEB, 1973), que foram usados nesta pesquisa e serão detalhados adiante.

Dada a falta de um corpo normativo estável e bem difundido, foi desenvolvida uma gama muito grande de ensaios para a avaliação da aderência, resultantes da introdução de modificações, propostas por vários pesquisadores, nos métodos tradicionais de ensaio. Embora estas alterações busquem obter respostas mais coerentes em relação ao comportamento de aderência de estruturas reais, a falta de padronização dificulta a comparação de dados e padronização de uma metodologia de ensaio. A natureza do fenômeno de aderência já é naturalmente complexa, resultando em uma dispersão de resultados. A falta de padronização agrava esta tendência, dificultando a elaboração de estudos mais específicos e a confirmação de tendências por vários pesquisadores independentes, como seria desejável.

Segundo o COMMITTEE 408 do ACI, podem-se identificar, fundamentalmente, quatro tipos básicos de ensaio, que englobam os procedimentos comumente utilizados para estudar o comportamento da aderência, quais sejam (ACI, 2003): os ensaios de arrancamento simples (*pull-out test*); os ensaios de arrancamento excêntrico (denominado de *cantilever bond test, end beam test ou beam-end test*, por diversos autores) e os ensaios de viga (beam tests) para avaliação de ancoragem (*beam anchorage specimen test*) e comportamento de emendas (*splice specimen test*). Outro grupo de ensaios freqüentemente encontrados na literatura envolve duas mini-vigas conectadas por barra e rótula. A maioria dos procedimentos deste tipo, encontrados na literatura, usa adaptações do procedimento proposto inicialmente por Kemp et al (1968).

As mini-vigas e os ensaios de arrancamento simples e excêntrico buscam analisar o comportamento da curva tensão x deslizamento, além de monitorar a tensão máxima de aderência na ligação aço/concreto, caracterizando o comportamento de aderência com evolução da carga. O ensaio de ancoragem visa determinar o comprimento mínimo necessário para que uma barra de aço consiga transferir, efetivamente, os esforços de tração para zonas de compressão do concreto. O ensaio de emenda, como o próprio nome já diz, busca determinar a eficiência de certo tipo de emenda e estabelecer qual o comprimento necessário para garantir um bom desempenho de estruturas de concreto com armaduras emendadas.

Cabe destacar que, muitas vezes, os corpos-de-prova usados nos ensaios de aderência apresentam dimensões reduzidas, em relação a um elemento estrutural real, o que acarreta no uso de comprimentos de aderência pequenos. Isto dificulta a determinação da variação da tensão de aderência ao longo do comprimento aderente, o que normalmente é tentado através da fixação de extensômetros elétricos ao longo da barra de armadura. O problema é que a presença dos sensores, em zonas com pequeno comprimento de aderência, pode impactar de forma sensível o desempenho da ligação, pois resulta na redução da área de contato e, eventualmente, na retirada de nervuras, para que seja possível colar o extensômetro na barra.

Com o intuito de manter a área de contato original, vários pesquisadores, tais como Perry e Thompson (1966), optam por efetuar um corte longitudinal na barra, separando-a em duas partes. Uma pequena ranhura é então criada para permitir a colocação dos extensômetros. A barra é então colada ou soldada. Esta estratégia evita que se reduza a área de contato aço/concreto, embora uma pequena área de contato seja perdida com o corte. A maior dificuldade é obter uma perfeita união das duas metades da barra após o corte.

Dadas as dificuldades deste tipo de controle, é comum que se assuma, em ensaios de arrancamento, que a distribuição de tensões de aderência seja uniforme, pois o comprimento de ancoragem é razoavelmente pequeno em relação ao espaçamento entre as nervuras transversais. Os valores de tensão de aderência obtidos, portanto, são valores médios.

Recomenda-se que o comprimento mínimo de aderência seja igual a três vezes o diâmetro da barra, pois estudos indicam que um comprimento menor acarretaria na distorção do fenômeno. Mais ainda, em comprimentos pequenos a presença de imperfeições na interface pode acarretar uma grande dispersão.

Para subsidiar a escolha dos ensaios efetuada neste trabalho, apresenta-se, a seguir, um breve histórico dos ensaios utilizados, a partir da década de 50, para avaliação da aderência, com foco nas metodologias de ensaios que farão parte do programa experimental desta dissertação.

2.6.1 Ensaios de Arrancamento SIMPLES (Pull-Out Test)

Os ensaios de arrancamento simples (*pull-out test*) são caracterizados pelo uso de corpos-de-prova constituídos por uma barra de aço passante inserida em um bloco de concreto sem armadura transversal. Na extremidade livre da barra é efetuada a medida do deslizamento ou escorregamento relativo entre a barra e o bloco de concreto, enquanto que na outra é aplicada uma força de tração, que busca extrair a barra do bloco.

Este tipo de ensaio se destaca por ser de fácil execução, envolvendo corpos-de-prova de pequenas dimensões, o que facilita o manuseio e a realização dos ensaios. Por outro lado, a configuração de ensaio resulta em um campo de tensões bem diferente daquele que vai ser gerado em estruturas de concreto armado reais. Desta forma, o ensaio não se mostra capaz de simular as tensões complexas existentes em estruturas como vigas e lajes.

De uma forma simplificada, pode-se dizer que, nos corpos-de-prova deste tipo de ensaio, o concreto que circunda a barra de aço principal estará submetido a esforços de compressão, conforme podemos observar na representação da figura 2.14.

Como se pode observar na figura, a chapa metálica que é normalmente utilizada como restrição ao deslocamento do concreto acaba por gerar esforços de compressão no bloco, e conseqüentemente, origina uma tensão lateral perpendicular à barra de armadura, o que aumenta o confinamento e propicia uma melhora no desempenho de aderência.

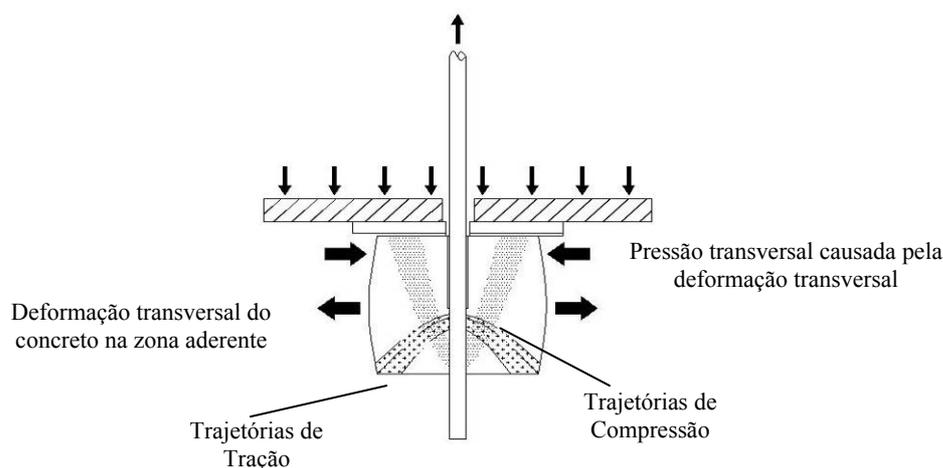


Figura 2.14 – Distribuição das tensões em cps submetidos a ensaio de arrancamento simples.

Como salienta Tastani (2002), o confinamento da barra de aço é influenciado pelo cobrimento do concreto, pela taxa de armadura transversal e pela tensão de compressão transversal. Sendo assim, o valor máximo e o comportamento da tensão de aderência, bem como a forma de ruptura de corpos-de-prova de arrancamento simples podem ser mascarados. Desta forma, o Comitê 408 do ACI não recomenda que o cálculo do comprimento de ancoragem de uma peça real seja efetuado unicamente a partir com os resultados alcançados nos ensaios de arrancamento simples. Embora este método de ensaio não forneça valores reais de aderência, o mesmo se constitui numa excelente ferramenta para análises comparativas entre diferentes tipos de concreto, de barra e de cenário.

Segundo relatado na literatura, o ensaio de arrancamento simples passou por algumas transformações desde sua concepção inicial. No princípio, todo o comprimento de barra que atravessava o bloco de concreto ficava em contato com a matriz cimentícia e não se controlava a ocorrência de deslizamento

entre o aço e o concreto. Posteriormente, as leituras de escorregamento começaram a serem coletadas e um tubo plástico foi adicionado na extremidade próxima ao carregamento. Este tubo desacoplava a barra nesta zona, evitando que a mesma fosse afetada pelas tensões de compressão, e colaborando para que a ruptura se desse, efetivamente, pela falha da ligação aço/concreto. Em 1970, uma publicação da RILEM estabeleceu as dimensões padrões para a confecção deste modelo, mostradas na figura 2.15, que ainda são utilizadas hoje em dia.

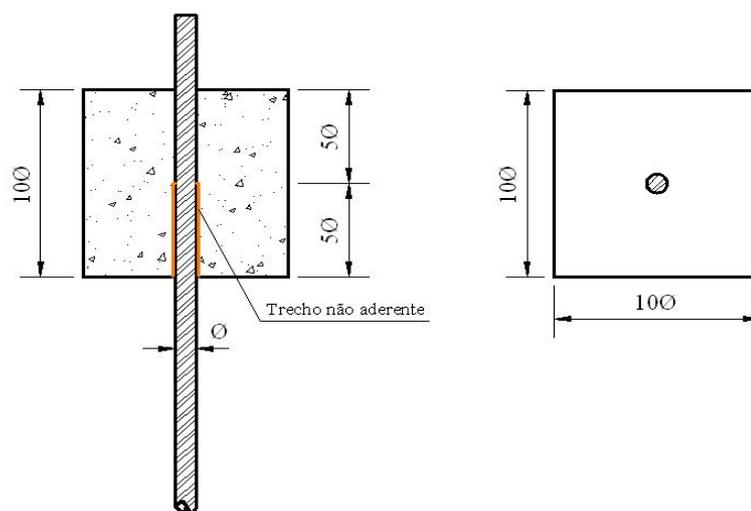


Figura 2.15 – Representação esquemática dos corpos-de-prova para ensaio de arrancamento simples, conforme recomendação da RILEM:FIP:CEB (1973).

Como se observa na figura, o modelo tradicional usa um prisma de concreto de seção transversal quadrada, com aresta igual a 10 vezes o diâmetro da barra. No entanto pesquisadores como Tepfers (1979) e Almeida Filho (2006), optaram por trabalhar com corpos-de-prova cilíndricos, argumentando que estes, por possuírem uma simetria geométrica que proporciona um cobrimento constante, favorecem o estabelecimento de uma distribuição uniforme de tensões.

São encontradas, ainda, outras variações deste tipo de ensaio, com alterações conceituais mais significativas, tais como o ensaio de duplo arrancamento e o de quatro barras. O ensaio de duplo arrancamento caracteriza-se pela inserção de dois segmentos de barra, um em cada face oposta do prisma, com aplicação do carregamento em ambos os segmentos. Já o ensaio de quatro barras, como o próprio nome já diz, envolve o uso de quatro barras, uma se projetando para fora do concreto no lado da aplicação do carregamento e três no lado oposto. Estas têm a finalidade de manter o corpo-de-prova de concreto imóvel, através da força reativa nas três barras, que são interligadas por um disco metálico que serve de vínculo de transição. De acordo com Ducatti (1993), este tipo de ensaio é raro em publicações internacionais. Após a revisão bibliográfica foi verificado que o método não obteve muita aceitação entre os pesquisadores, pela complexidade de confecção dos exemplares. A figura 2.16 apresenta a configuração do ensaio de quatro barras, utilizado no trabalho de Ducatti (1993).

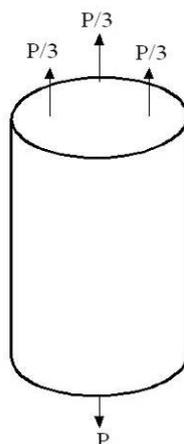


Figura 2.16 – Representação esquemática dos corpos-de-prova para ensaio de quatro barras.

Ao contrário, o ensaio de duplo arrancamento é bastante utilizado no meio científico, sendo citado em trabalhos de vários pesquisadores. Chapman e Shah (1987), Ezeldin e Balagura (1989), entre outros, utilizaram esta metodologia, entretanto aumentaram o comprimento aderente em um dos segmentos de barra, como mostrado na figura 2.17a. Desta forma, os mesmos garantiram que a ruptura da aderência ocorresse no segmento oposto, com menor área resistente e conseqüentemente, maior tensão atuante.

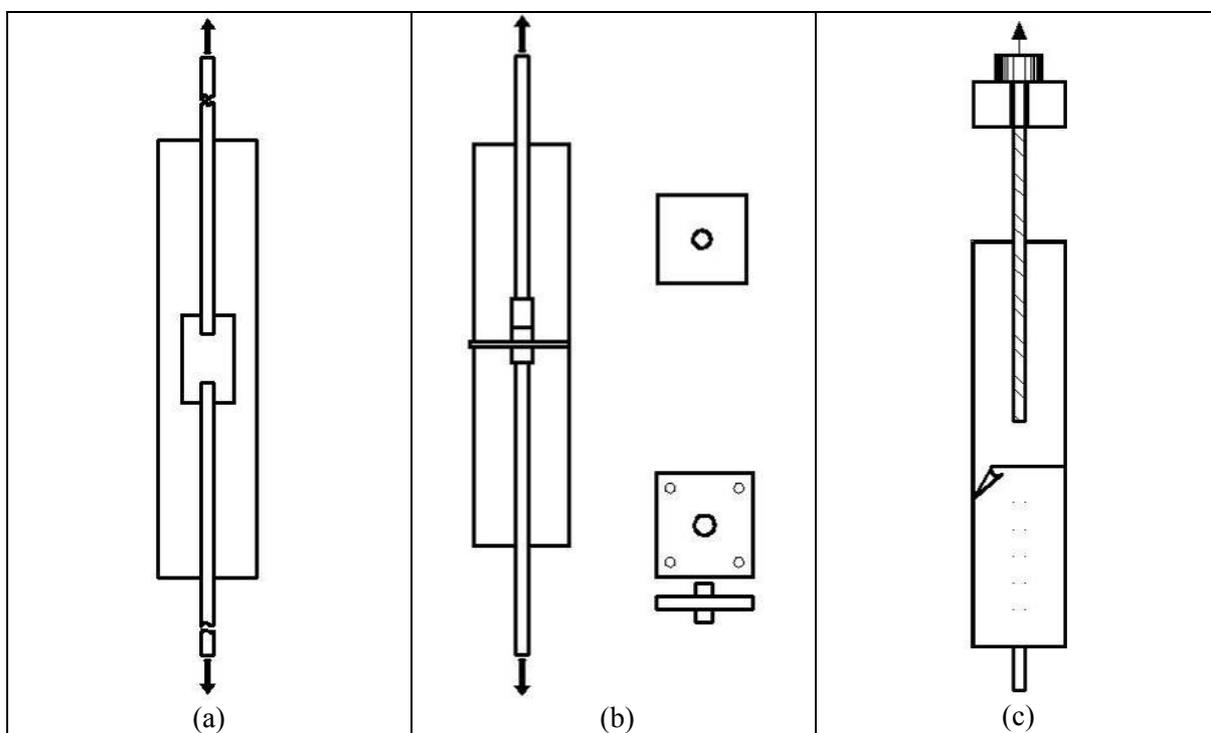


Figura 2.17 – Corpos-de-prova propostos para ensaios de duas barras.

Haddad et al. (2008) adotaram uma placa metálica na parte central do espécime (figura 2.17b), para evitar que a fissuração se propagasse da metade de interesse para a de reação. Segundo os mesmos a placa facilita, ainda, o correto posicionamento dos segmentos de barra.

Já Tastani (2002) propõe uma nova concepção para o método do arrancamento com 2 barras, denominada de *Direct Tension Pull-out Bond Test* (DTP-BT). De acordo com o autor, este ensaio permite determinar a menor tensão de aderência que pode ser obtida com certo cobrimento do concreto, sem a influência de campos de compressão, conforme ocorre em ensaios de arrancamento simples, ou da curvatura da barra, o que ocorre em ensaios de viga, como será descrito no item 2.6.2. A configuração de ensaio proposta por Tastani (2002), que pode ser vista na figura 2.17c, envolve dois segmentos de barras com maior comprimento de aderência (14 vezes o diâmetro da barra, para cada segmento), sendo um usado como suporte e o outro para teste. Outra inovação da proposta consiste no encamisamento longitudinal do cilindro de concreto usado no ensaio com um polímero reforçado com fibra de carbono ou de vidro, que tem por objetivo evitar o fendilhamento e transmitir a tensão de um trecho do concreto que abriga uma barra para o trecho que abriga a outra. Além disto, se utiliza um encamisamento transversal, sobreposto ao longitudinal, somente no trecho de suporte, a fim de garantir que a ruptura do espécime se dê por falha de aderência. Apesar de simular o comportamento da ligação aço/concreto, a difusão deste ensaio é obstruída pela dificuldade e custo para confecção dos corpos-de-prova.

Comparando os resultados obtidos através do DTP-BT com os dos ensaios de arrancamento simples e excêntrico, obtidos em corpos-de-prova com resistência à compressão entre 31 e 35 MPa, Tastani (2002) percebeu reduções nos valores médios de aderência de 79% e 38%, respectivamente, indicando que o novo ensaio proposta conduz a uma distribuição mais exigente de solicitações.

Segundo Laranjeiras (1976), a proposta básica de todos estes ensaios com barras múltiplas é permitir a simulação da aderência em um campo de tensões de tração. Todos tentam, portanto, eliminar os efeitos do uso da chapa para conter o deslocamento do bloco de concreto. Embora estas técnicas resultem em uma distribuição de tensões mais adequada, as mesmas dificultam a determinação do deslizamento, pois ambas as extremidades acabam ficando sob carregamento. Além disto, a confecção e manipulação dos corpos-de-prova é mais complicada. Provavelmente esta é a razão porque o ensaio de arrancamento simples ainda continua a ser um dos mais utilizados para caracterizar a aderência.

2.6.2. Ensaios de Arrancamento Excêntrico (Beam-End Test)

Os ensaio do tipo arrancamento excêntrico, também conhecidos como ensaios de extremidade de viga (*beam-end test ou cantilever bond test*), foram desenvolvidos com o intuito de obter uma distribuição de esforços mais realista, em comparação com os ensaios de *pull-out*. Para tanto se introduziram excentricidades na(s) barra(s) de aço utilizada(s), de forma similar ao que acontece em elementos reais. Isto origina um campo de tensões de flexão e de cisalhamento, o que aproxima o método das tensões atuantes em uma situação real.

De acordo com a revisão bibliográfica efetuada, percebe-se que ensaios deste tipo começaram a se popularizar na década de 60. Perry e Thompson (1966), por exemplo, utilizaram exemplares que consistiam numa barra de aço que transpassava um bloco de concreto, de seção transversal irregular. A barra era posicionada de forma centrada em uma direção da seção transversal e excêntrica na outra, conforme pode se verificar na figura 2.18.

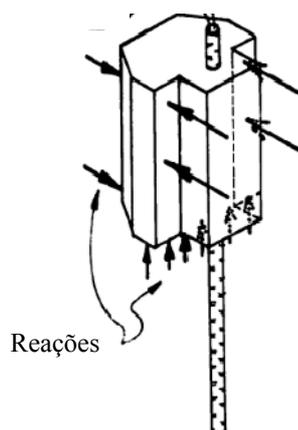


Figura 2.18 – Configuração esquemática do corpo-de-prova de arrancamento excêntrico utilizado por Perry e Thompson (1966).

Analisando a figura podemos observar que o corpo-de-prova ficava confinado e que além das tensões de cisalhamento e flexão que surgiam devido à excentricidade, tensões de compressão também apareciam, devido à presença da placa que servia para restrição ao deslocamento do bloco de concreto, de forma similar ao que ocorre no caso dos cps de arrancamento simples. Segundo Lutz e Gergely (1967), este confinamento acarreta em um impedimento da fissuração, alterando o panorama comumente existente em estruturas de concreto armado sob carregamento.

Segundo relatado por Daiçon (1983), outro ensaio deste tipo foi proposto pela CUR - Commissie Voor Uitvoering van Research⁸ e reportado no Boletim 66⁹ do CEB, em 1968. Este ensaio, do tipo *end-beam* (extremidade de viga), buscava reproduzir o que acontecia no extremo de uma viga, usando duas barras de aço desalinhadas que se inseriam, mas não ultrapassavam um bloco de concreto. Como se observa na figura 2.19, uma barra era saliente para a esquerda e outra para a direita, em diferentes alturas. Ambas as barras eram submetidas a esforços de tração, gerando esforços de arrancamento excêntricos. Restrições ao giro são utilizadas para evitar a movimentação do corpo-de-prova, como se pode observar na figura, que mostra um apoio de 1ª. ordem na parte superior esquerda e um apoio de 2ª. ordem na parte inferior direita do corpo-de-prova.

⁸ *Ingesteld Door de Betonvereniging. Onderzoek van Haken aan Geribd Betonstaal. s.n.t. 36 p. CUR Rapport 44.*

⁹ *Essai de synthèse bibliographique des connaissances sur le mécanisme de l'adhérence et des ancrages. Paris, 1968. p 135-213. Bulletin D'Information 66.*

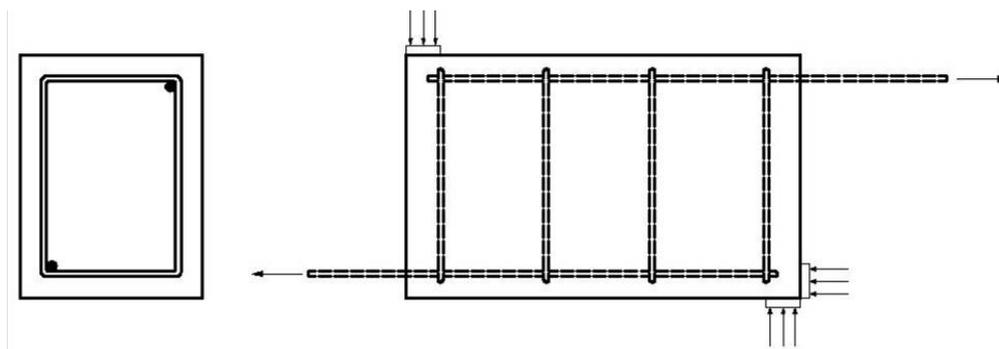


Figura 2.19 – Configuração esquemática do corpo-de-prova de arrancamento excêntrico proposto pela CUR (1966).

Rasia (1971) salienta que este tipo de ensaio foi usado e estudado nas Universidades de Liège e de Ghent, na Bélgica, e também na Universidade Central da Venezuela, pelo professor e pesquisador C. Ramos. Chana (1990), também analisou o desempenho da aderência através deste método. Entretanto, ao invés de duas barras, a mesma inseriu quatro barras no prisma de concreto, duas orientadas para um lado e duas para o outro, posicionadas diagonalmente. Como salienta o autor, além de ser um método mais realístico, esta configuração permite executar até quatro ensaios de arrancamento por espécime, o que resulta em uma comparação direta entre o desempenho de barras situadas em regiões de boa e má aderência.

A modificação proposta por Kemp et al. (1968) previa a eliminação de uma das barras que constituía o modelo da figura 2.19, e o prolongamento da outra barra, perpassando o bloco de concreto, de tal forma que fosse possível monitorar o deslizamento relativo entre o aço e o concreto, como acontece no ensaio de arrancamento simples.

Independentemente da configuração adotada, os ensaios deste tipo demandam o uso de armadura transversal, super-dimensionada, para garantir que o bloco de concreto não rompa por cisalhamento ou de qualquer outra forma que não seja pela falha da aderência. Cabe ressaltar, ainda, que quanto maior o comprimento aderente, maiores serão as tensões geradas no bloco de concreto, durante o carregamento. Desta forma, a seção transversal do cp deverá ser incrementada para que o campo de tensões possa se desenvolver adequadamente ao longo de todo o comprimento aderente. A figura 2.20 ilustra, simplificada, as tensões que se desenvolvem num corpo-de-prova deste tipo. Observa-se que o momento gerado pela excentricidade do carregamento é equilibrado por um par de forças de reação que atua de forma perpendicular à barra, simulando a reação do apoio e o esforço de corte.

Um aspecto importante em ensaios deste tipo é o controle da eventual curvatura da barra durante o ensaio. Segundo Tastani (1992), a curvatura da barra aumenta o atrito entre a barra e o concreto e introduz esforços transversais, podendo resultar na ocorrência de uma ruptura prematura por

fendilhamento. Este comportamento, apesar de indesejável, reproduz o que se observa em estruturas reais.

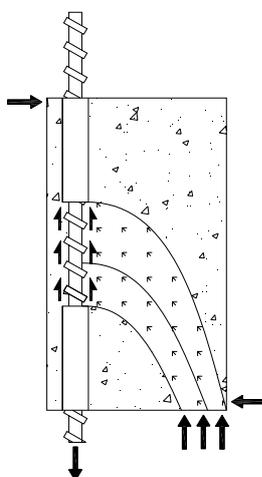


Figura 2.20 – Detalhe da distribuição da tensão de aderência nos cps de arrancamento excêntrico.

Cabe destacar que, embora o ensaio de arrancamento excêntrico apresente uma distribuição de tensões mais realista do que a registrada nos ensaios de arrancamento simples, ele ainda não foi alvo de padronização e normalização efetiva. Por isto se observa que diferentes pesquisadores usam distintas geometrias de corpos-de-prova, taxas de armadura transversal, excentricidades e velocidades de aplicação do carregamento, prejudicando as comparações entre trabalhos.

Apesar disto, se decidiu utilizar um ensaio deste tipo no programa experimental desta dissertação. Optou-se pelo esquema de ensaio proposto por Kemp et al. (1968), pois a configuração dos corpos-de-prova é mais simples, o que facilita a confecção e manipulação dos mesmos. Segundo Kemp et al. (1968), os ensaios de extremidade de viga são similares aos ensaios de viga, quanto às tensões presentes durante o ensaio, entretanto possuem dimensões reduzidas, tornando a confecção destes espécimes mais barato e rápido.

Cabe salientar que, na ausência de normalização específica, algumas decisões sobre as características dos corpos-de-prova - tais como os valores de cobertura a serem utilizados em cps com barras de aço de diferentes tamanhos - tiveram que ser tomadas pela autora, como será discutido no capítulo 4.

2.6.3. Ensaio de Viga (Beam Test)

Embora ensaios de viga, em escala natural ou reduzida, sejam freqüentemente utilizados para determinação da ancoragem e comprimento de emendas necessários para uma dada situação, algumas metodologias propostas estão mais voltadas para a determinação das tensões últimas e curvas de tensão de aderência versus deslizamento, sendo, portanto, de maior interesse para o presente trabalho.

Os ensaios de viga caracterizam-se por aproximar, ainda mais que os ensaios de arrancamento excêntrico, o campo de tensões ao que surge em estruturas reais. No entanto, este tipo de ensaio simula a aderência em um elemento inteiro, representando melhor as tensões e deformações. Por isto decidiu-se incorporar esta técnica ao planejamento experimental deste trabalho, seguindo o exemplo de Almeida Filho (2006). As principais desvantagens desta técnica de ensaio são a complexidade de confecção e o tamanho de cada elemento, o que dificulta o transporte e impossibilita, muitas vezes, a execução do ensaio em equipamentos que permitam controlar de forma mais adequada a velocidade da aplicação da carga.

Vários pesquisadores, tais como Ferguson e Breen (1965), Orangun *et al.* (1977), Esfahani e Rangan (1998) e Ichinose *et al.* (2004), utilizaram modelos de vigas para analisar o desempenho de emendas. Em muitos casos os segmentos de barra eram completamente inseridos no concreto, sendo as deformações monitoradas através de extensômetros elétricos, posicionados logo após o comprimento da emenda. Outros modelos de vigas, empregados na determinação do comprimento de ancoragem, foram contemplados nas pesquisas de autores como Ismail e Jirsa (1972).

Um ensaio de viga muito estudado e utilizado é o recomendado pela RILEM/CEB/FIB (1978)¹⁰. Neste ensaio, o corpo-de-prova é constituído de dois blocos paralelepípedicos de concreto armado, interconectados na parte inferior pela barra de armadura onde a aderência deve ser investigada, e na parte superior por uma rótula metálica, como se vê na figura 2.21.

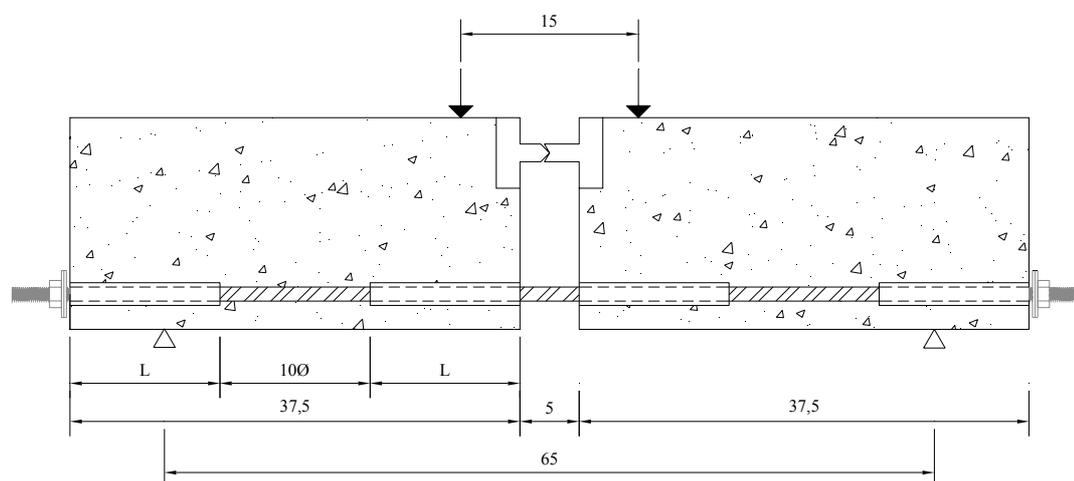


Figura 2.21 – Corpo-de-prova para o modelo de viga da RILEM [baseado em: RILEM/CEB/FIB, 1978].

¹⁰ O texto se refere à primeira versão da proposta, datada de 1973 e publicada no *RILEM Journal of Materials and Structures*, v. 6, n. 32. Versões subsequentes foram publicadas, em 1978 e 1982/83. A versão original tinha duas partes, detalhando os ensaios de pull-out e de beam test. Posteriormente os mesmos foram separados em duas recomendações distintas (RC-5 e RC-6).

Durante o ensaio o corpo-de-prova é submetido à flexão simples, através da aplicação de duas cargas de igual magnitude dispostas simetricamente em relação à metade do vão da viga, conforme pode ser observado na figura. Esta configuração, além de permitir a flexão do modelo sem provocar uma curvatura excessiva no trecho aderente, possibilita a determinação do esforço que está sendo aplicado na barra de aço, através da teoria de forças binárias.

Segundo a RILEM/CEB/FIB (1978), a tensão na barra pode então ser calculada de acordo com as expressões 2.6 e 2.7:

$$\sigma_a = \frac{1.25 \cdot P}{A} \Rightarrow \varnothing < 16 \text{ mm} \quad (2.6)$$

$$\sigma_a = \frac{1.50 \cdot P}{A} \Rightarrow \varnothing \geq 16 \text{ mm} \quad (2.7)$$

Sendo:

P = Nível de carregamento (em kN)

A = área da seção transversal da barra de aço (em cm²)

O carregamento deve ser aplicado até a ruptura completa da aderência em cada uma das metades da viga. Geralmente, a ruptura da aderência não ocorre ao mesmo tempo para as duas semi-vigas, sendo necessário aplicar uma restrição para impedir a continuação do escorregamento quando um dos trechos da barra já atingiu 3 mm de deslizamento. Isto é feito através da introdução de roscas e porcas nos extremos livres das barras. Alguns autores utilizaram esquemas alternativos, com interposição de blocos de apoio.

Para a determinação da resistência de aderência, τ_b (em kN/cm²), a metodologia de ensaio prevê o uso da seguinte equação:

$$\tau_{bu} = \frac{\sigma_a \cdot A}{\pi \cdot \phi \cdot l_d} \quad (2.8)$$

Onde:

σ_a = tensão de barra de aço (em kN/cm²)

A = área da seção transversal da barra de aço (em cm²)

\varnothing = diâmetro da barra de aço a ser ensaiada (em cm)

l_d = comprimento de aderência (em cm)

Cabe ressaltar que os espécimes devem assumir dimensões distintas, em função do diâmetro da barra que se deseja estudar. Contudo, o comprimento de aderência é mantido constante, sendo estipulado em 10 vezes o diâmetro da barra de aço. O trecho não aderente é posicionado no centro de cada semi-viga. Para diâmetros de 16 mm ou maior, a seção transversal deve ser de 150x240 mm e comprimento total

de 1260 mm. Já para barras de até 16 mm, a seção transversal deve possuir 100x180 mm e comprimento de 800 mm.

Em qualquer caso, é necessário utilizar uma grande quantidade de armadura transversal, para garantir um confinamento adequado. Isa (1997) destaca que a tensão de aderência esperada em ensaios com corpos-de-prova tipo viga é normalmente superior à registrada em ensaios de arrancamento simples, devido à presença de uma armadura transversal elevada, que gera um bom confinamento. A figura 2.22 apresenta a configuração da armadura transversal recomendada pela RILEM.

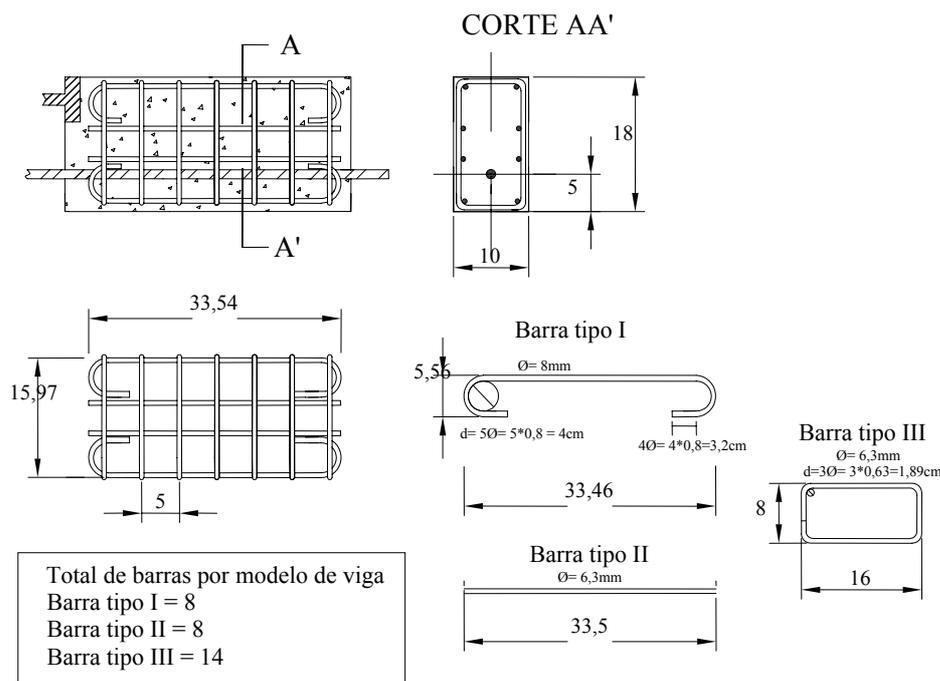


Figura 2.22 – Armadura transversal utilizada para ensaios de viga [baseado em: RILEM/CEB/FIB, 1978].

A Recomendação da RILEM foi estabelecida considerando a aplicação em concretos com resistência à compressão do concreto entre 22,5 e 27,5 MPa. Esta informação deve ser considerada quando se deseja pesquisar o comportamento de aderência de concretos de maior resistência. Nas pesquisas realizadas por De Larrard (1993) e Rossi (2002) pôde-se verificar que, quanto maior a resistência do concreto, menor deve ser o comprimento de ancoragem utilizado, para evitar o escoamento de aço. A variação no comprimento de aderência deve ser analisada com cuidado, pois pode propiciar efeitos indesejados, como a distorção no fenômeno ou o incremento percentual da quantidade de vazios no entorno da barra, no caso de comprimentos de ancoragem muito pequenos; ou necessidade de incremento da armadura transversal, no caso de comprimentos maiores. Em ambos os casos, isto pode acarretar problemas na avaliação da tensão de aderência.

2.7 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE ADERÊNCIA

Em um sistema formado por uma barra de aço inserida no concreto podem ocorrer dois mecanismos distintos de falha de aderência. A ruptura local, que descreve o comportamento em uma seção transversal da barra e a ruptura global, que se refere ao comportamento de uma região de ancoragem.

A ruptura local da aderência normalmente é caracterizada pela redução da tensão de aderência devido ao aumento do deslizamento entre a barra de aço e o concreto que a circunda, e ocorre de forma pontual. Já a ruptura global da aderência é caracterizada pela falha na ancoragem total, em uma barra ou em um grupo de barras, e pelo deslizamento final correspondente ao carregamento máximo em uma região de ancoragem.

Não existe consenso sobre os valores de deslizamento a serem usados para definir a ocorrência de uma falha global. Como discutido no item anterior, o procedimento RC5 da RILEM (1978) adota um valor de deslizamento limite de 3 mm em seus ensaios de viga. Porém, este valor deve ser entendido apenas como uma referência arbitrária que estabelece o fim do experimento, não implicando no entendimento de que a aderência só é vencida quando este valor for atingido. Na realidade, valores de 3mm de deslizamento de cada lado da viga já permitem deflexões que seriam inaceitáveis sob o ponto de vista de utilização de um elemento real.

De Larrard et al. (1993) usam como critério a determinação da tensão de aderência quando o deslizamento atinge 100 μm , argumentando que, para valores mais elevados de deslizamento, ocorre uma flexão no centro da barra, que é então comprimida contra a parte superior da luva plástica, podendo causar atrito nesta região.

Este valor, todavia, não é consensual entre pesquisadores da área. Autores como Rossi (2002) e Almeida Filho (2006) utilizam, como critério para determinação da tensão última da aderência, o valor quando o deslizamento atinge 1000 μm , caso o corpo-de-prova não tenha falhado por fendilhamento ou escorregamento anteriormente a este valor. Os autores justificam que a adoção deste critério deve-se ao fato de que um deslizamento de 1000 μm indica que já se atingiu uma etapa das curvas tensão *versus* deslizamento onde acontecem grandes incrementos de deslizamento, para pequenos aumentos de tensão, o que simbolizaria a ruptura da ligação aço-concreto.

A UNE 36740:98 estabelece que a tensão de aderência τ_{bm} e a tensão última de aderência τ_{bu} devem satisfazer as seguintes condições, simultaneamente:

- a) Para barras com diâmetro $D > 8$ mm:

$$\tau_{bm} \geq 6,88 \text{ (em MPa)}$$

$$\tau_{bu} \geq 11,22 \text{ (em MPa)}$$

- b) Para barras com diâmetro $8 < D \leq 32$ mm

$$\tau_{bm} \geq 7,84 - 0,12\phi \text{ (em MPa)}$$

$$\tau_{bu} \geq 12,74 - 0,19\phi \text{ (em MPa)}$$

c) Para barras com diâmetro $D > 32$ mm

$$\tau_{bm} \geq 4,00 \text{ (em MPa)}$$

$$\tau_{bu} \geq 6,66 \text{ (em MPa)}$$

Neste trabalho se adotará, como critério de avaliação, para os ensaios de arrancamento simples e de arrancamento excêntrico a máxima tensão obtida nos ensaios, enquanto que para os corpos-de-prova de viga a tensão limite será a de ruptura, caso a falha tenha ocorrido antes do deslizamento registrar 1 mm. Caso contrário, a tensão máxima será assumida como sendo quando o deslizamento for de 1 mm, assim como Rossi (2002) e Almeida Filho (2006). Também será utilizada como parâmetro de controle a média das tensões, referentes aos deslizamentos de 0,01; 0,1 e 1,0 mm.

3. EFEITOS DA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO ARMADO POR CORROSÃO E ALTAS TEMPERATURAS NA ADERÊNCIA

Como já mencionado, a garantia de uma boa aderência é de fundamental importância para que seja obtido um bom comportamento de estruturas de concreto armado, dada a necessidade de uma adequada transferência de esforços para que o sistema trabalhe monoliticamente. Em vista disto, é de grande relevância avaliar e entender de que forma os efeitos de degradação podem interferir no desempenho de aderência de um elemento de concreto armado. Neste capítulo se aborda como alguns mecanismos de deterioração impactam a resistência de aderência, com especial atenção à exposição a temperaturas elevadas e à corrosão, mecanismos a serem estudados nesta dissertação.

3.1 EFEITOS DA CORROSÃO NA ADERÊNCIA

Antes de iniciar a revisão bibliográfica sobre o efeito da corrosão no desempenho da aderência, uma breve descrição do fenômeno da corrosão será apresentada.

3.1.1 Revisão dos Mecanismos Básicos da Corrosão

De uma forma simplificada a corrosão pode ser classificada como disseminada ou localizada. A corrosão disseminada, ou global, pode ocorrer tanto pela contaminação de cloretos, quanto pela carbonatação, como explicado no *Bulletim 10 da FIB (2000)*. Já a corrosão localizada, também conhecida como corrosão por pite, ou *pitting corrosion*, está associada diretamente com a contaminação por cloretos.

A corrosão disseminada acontece de forma homogênea ao longo da superfície da barra. A mesma é iniciada quando a redução do pH ou o aumento do teor de cloretos provoca a despassivação da camada de proteção que envolve a barra em concretos jovens, dando condições para que se estabeleça um processo corrosivo.

Com o avanço do processo de corrosão, a transformação do aço em óxidos expansivos, que absorvem água, causa o preenchimento dos poros no entorno da barra e gradualmente geram tensões de tração que terminam por provocar a fissuração do concreto e, em alguns casos, resultam no deslocamento da camada de revestimento.

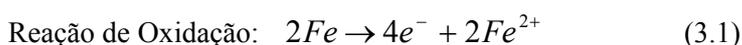
A fissuração acaba por acelerar a deterioração, pois permite uma entrada mais rápida dos agentes agressivos, da umidade e do oxigênio, necessários para a manutenção do processo corrosivo.

A corrosão localizada pode ocorrer sem sinais de deterioração externos tão sensíveis, pois progride de forma diferente, não produzindo a mesma quantidade de óxidos e expansão volumétrica do que a corrosão global, mas afetando mais profundamente alguns pontos da barra. Segundo Helene (1993), este tipo de corrosão é mais perigoso, pois provoca reduções elevadas da seção transversal da barra nestes pontos, podendo resultar em uma ruptura frágil do elemento estrutural, se o mesmo estiver sob tensões de tração.

O fenômeno de corrosão pode ocorrer de várias formas, mas no concreto armado sua manifestação aparece, principalmente, nas armaduras, através de ação eletroquímica, que envolve a formação de uma pilha ou célula de corrosão.

A pilha de corrosão é formada através do desenvolvimento de zonas com características distintas na superfície do aço: um cátodo ou zona catódica, onde ocorre a redução do ferro, e um anodo, ou zona anódica, onde ocorrem as reações de oxidação, com perda de material. Ou seja, os danos maiores acontecem nas zonas anódicas, enquanto na zona catódica ocorre a redução do oxigênio, que não gera danos ao material metálico.

As reações que ocorrem, simplificarmente, podem ser expressas pelas equações (3.1) e (3.2):



(aço)



(água) (ar)

Para que o processo corrosivo se desenvolva é necessário que três fatores estejam presentes: um eletrólito, uma diferença de potencial e oxigênio. A água presente na matriz do concreto e no ambiente atua naturalmente como o eletrólito, sendo responsável pelo transporte dos íons necessários para as reações. A diferença de potencial entre dois pontos da barra, segundo Helene (1993) é gerada por diferenças de umidade, de aeração, de concentração salina; por tensões diferenciais aplicadas no aço ou no concreto; ou pela presença de eventuais correntes de fuga. Desta forma, o único fator de controle efetivo termina por ser, em muitos casos, a velocidade de reposição de oxigênio.

Apesar dos três fatores necessários estarem normalmente disponíveis em estruturas de concreto armado, o processo de corrosão pode ser retardado ou até mesmo evitado pela proteção física da estrutura, representada pela camada de cobrimento de concreto; e pela proteção química, resultante da alcalinidade dos concretos jovens.

O alto pH natural dos concretos jovens (>12.5) proporciona um meio alcalino adequado para que se forme uma camada passivadora de ferratos de cálcio complexos no entorno da armadura. Isto nada mais é do que a formação de uma fina camada de óxidos, estáveis e aderentes à superfície do metal.

Quando o pH se reduz ou íons cloreto entram em contato com esta camada, a mesma começa a se desfazer, despassivando o aço. Quando a camada se rompe o aço fica exposto e sujeito ao surgimento de um processo de corrosão.

A presença de cloretos, em quantidade acima de certo limite crítico, pode ocasionar a despassivação da armadura mesmo em ambientes de elevada alcalinidade. É importante lembrar que, embora o valor limite seja freqüentemente estabelecido em termos de cloretos totais, para facilitar a análise, somente os cloretos livres, ou seja, aqueles que estão disponíveis para reagir, colaboram para a corrosão. Silva Filho (1994) explica que uma parcela dos cloretos que ingressam no concreto termina por ser aprisionada através da reação com os aluminatos constituintes da matriz de cimento, dando origem a cloroaluminatos. Como explica Figueiredo (2005), quando a matriz é rica em aluminatos, vai demorar mais até que a migração de cloretos a partir da superfície cause um acúmulo de cloretos no entorno da barra que supere os valores limites.

Não existe consenso, ainda, na literatura, sobre qual é o valor limite (*critical threshold*) de cloretos livres que origina a despassivação do aço e dá início ao processo de corrosão de armadura. A tabela 3.1, montada a partir de dados apresentados por Figueiredo (2005) e complementados pela autora, contém uma breve revisão de critérios adotados em várias Normas e Recomendações de projeto, de diferentes países. Analisando a tabela verifica-se que o Brasil ainda não estabeleceu, em sua norma, um teor limite de cloretos. As demais normas variam o teor admissível em função do tipo de elemento e ambiente de exposição.

Tabela 3.1 – Revisão dos níveis de cloreto críticos, estabelecidos em diversas Normas e Recomendações de projeto de estruturas de concreto armado.

Norma	País	Ano	Teor de Cloreto Limite Aceitável
NBR 6118	Brasil	2003	Não se reporta ao teor de cloretos
ACI 318-21	USA	2001	$\leq 0,15\%$ em relação à massa de cimento, em ambiente com cloreto
			$\leq 0,3\%$ em relação à massa de cimento, em ambiente normal
			$\leq 1,0\%$ em relação à massa de cimento, em ambiente seco
			$\leq 0,06\%$ em relação à massa de cimento, em concreto protendido
CEB	Europa	1991	0,4% em relação à massa de cimento, para consumo mínimo de cimento igual à 300kg/m ³
ENV 206	Portugal	1991	
BS 8110:1	Inglaterra	1985	0,4% em relação à massa de cimento
ACI 222	USA	1985	$\leq 0,15\%$ em relação à massa de cimento
JCSE – SP2	Japão	1986	$\leq 0,60\text{kg/m}^3$ de concreto
BRE	Inglaterra	1982	$\leq 0,4\%$ em relação à massa de cimento, baixo risco de corrosão
			entre 0,4% e 1,0% em relação à massa de cimento, intermediário risco de corrosão
			$< 1,0\%$ em relação à massa de cimento

Em ambientes normais e admitindo riscos baixos de corrosão, verifica-se que os teores admissíveis ficam em torno de 0,3-0,4% da massa de cimento. Em elementos pré-moldados ou ambientes agressivos a tolerância é menor, ficando abaixo de 0,15% da massa de cimento e podendo chegar a valores de 0,06%, no caso da ACI 318. Na falta de consenso entre o meio técnico e científico, é comum que se adotem valores conservadores para os limites de cloreto aceitáveis.

No presente trabalho, se desejava que a corrosão por cloretos realmente ocorresse. Para tanto, se desejava ter um teor de cloretos claramente acima do limite. Na tabela 3.2 podemos observar valores utilizados por diferentes pesquisadores para desencadear um processo de corrosão por cloretos, levantados por Glass e Buenfeld (1997). Observa-se que os valores estão expressos em termos de cloretos totais e variam consideravelmente, indo de 0,2 (abaixo do nível considerado crítico em algumas normas) a 2,5% do peso de cimento. Para garantir que fossem atingidos os objetivos propostos, se optou por usar um teor de 3% de cloretos.

Tabela 3.2 – Revisão dos níveis de cloreto para iniciação da corrosão da armadura [Glass e Buenfeld, 1997].

Estudo	Cloretos Totais [% peso do cimento]	Exposição	Corpos-de-prova
R.F. Stratful <i>et al.</i> (1975)	0,17 - 1,4	Natural	Conc. Armado
P.Vassie (1984)	0,2 - 1,5	Natural	Conc. Armado
M.Thomas (1996)	0,5 - 0,7	Natural	Concreto
B. Elsener and H. Böhni (1986)	0,25 - 0,5	Laboratório	Argamassa
C.F. Henriksen (1993)	0,3 - 0,7	Natural	Conc. Armado
K.W.J. Treadaway <i>et al.</i> (1989)	0,32 - 1,9	Natural	Concreto
P.B.Bamforth and J.F.Capman-Andrews (1994)	0,4	Natural	Concreto
C.L.Page <i>et al.</i> (1986)	0,4	Laboratório	Pasta
M. Hansson and B. Sorensen (1990)	0,4 - 1,6	Laboratório	Argamassa
P. Schiessl and M. Raupach (1990)	0,5 - 2,0	Laboratório	Concreto
M.D.A. Thomas <i>et al.</i> (1990)	0,5	Natural	Concreto
K. Tuutti (1993)	0,5 - 1,4	Laboratório	Concreto
C.L. Locke and A. Siman (1980)	0,6	Laboratório	Concreto
P. Lambert <i>et al.</i> (1991)	1,6 - 2,5	Laboratório	Concreto
W. Lukas (1985)	1,8 - 2,2	Natural	Conc. Armado

3.1.2 Efeito da Corrosão na Aderência Aço-Concreto

Conforme mencionado anteriormente, e de acordo com o exposto no *Bulletim 10 do FIB (2000)*, a corrosão localizada é a grande responsável pela perda de resistência à tração da barra de aço, pois a degradação pontual provoca maior perda de seção transversal. Já a corrosão disseminada afeta mais severamente a aderência entre o aço e o concreto, pois ocasiona uma maior formação de óxidos e maior tendência à fissuração do concreto.

Segundo Auyeung (2001, *apud* Fang et al., 2006), a redução na tensão de aderência de barras corroídas, sem a presença de armadura transversal, é muito mais severa do que a redução da seção transversal da barra de armadura. Os ensaios realizados por esta pesquisadora evidenciaram que uma redução de 2% no diâmetro pode conduzir a diminuição da aderência da ordem de 80%. Ou seja, pode-se concluir que, no início do processo de corrosão, o efeito deletério na aderência é mais forte do que na capacidade resistente da armadura. Como enfatizado nos capítulos anteriores, a aderência é fundamental para o bom comportamento estrutural, por isso o entendimento de como a mesma é afetada pela corrosão é essencial para a análise de elementos que apresentem este tipo de manifestação patológica. Os efeitos sobre a aderência ocorrem antes porque o processo de perda de seção transversal da barra devido à corrosão afeta mais, inicialmente, as nervuras. Conforme vimos no item 2.4 desta dissertação, a área relativa de nervura é um dos fatores que interferem significativamente no desempenho da aderência. Portanto, a alteração das mesmas tem forte influência sobre a aderência.

De acordo com *FIB Bulletin 10 (2000)*, os efeitos da corrosão afetam a aderência de várias formas, como indicado na figura 3.1.

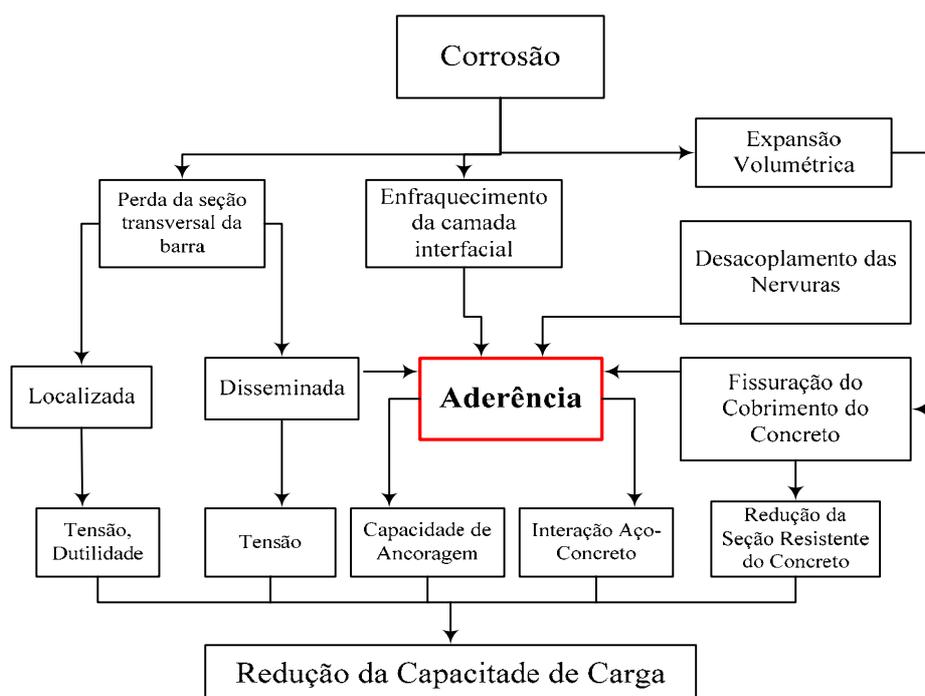


Figura 3.1 – Representação dos efeitos da corrosão no comportamento estrutural [adaptado de FIB, 2000].

Como se observa na figura, a corrosão implica na transformação das camadas mais externas da armadura em produtos de corrosão. Isto gera uma redução na seção transversal da barra, o que reduz a capacidade de carga da barra e do elemento de concreto armado. Efeitos menos importantes também podem se manifestar, como relatado por Graeff (2007), resultando em incrementos de deformações e aberturas de fissuras de vigas. Isto ocorre, especialmente, no caso de corrosão por cloretos, como enfatiza o FIB Bulletin 10 (FIB, 2000).

Por outro lado, os produtos de corrosão gerados se alojam na interface entre a barra de aço e o concreto, comprometendo a adesão e o coeficiente de atrito. Progressivamente, a corrosão vai, também, diminuindo a altura da nervura, visto que a parte superior da mesma vai sendo transformada em óxidos mecanicamente fracos. Em estágios avançados, a barra vai ser formada por um núcleo resistente e um grande conjunto de metal alterado, deixando a nervura ineficaz. Este efeito, todavia, segundo o FIB (2000), só afeta a aderência de forma significativa quando se atingem níveis muito elevados de corrosão. Quando se atinge este estágio, normalmente os demais efeitos derivados da corrosão já comprometeram a aderência e o comportamento mecânico do elemento corroído.

O FIB Bulletin 10 (2000) destaca, ainda, que a corrosão das nervuras só terá efeito significativo quando atingir a barra de forma generalizada. Caso a redução afete apenas uma zona ou poucas nervuras, a resistência ao arrancamento é dada pela ação das demais nervuras, que preservam o desempenho global da ligação, desde que o comprimento de aderência preservado seja considerável.

Segundo Cairns et al. (2007) a perda de aderência não pode ser atribuída somente à formação de uma fraca camada de óxidos depositada sobre a barra. Um efeito mais sensível é o desacoplamento do concreto que forma os consoles de apoio das nervuras da barra, devido à expansão volumétrica, como indicado na figura 3.1. O FIB Bulletin 10 (FIB, 2000) explica que a formação de uma camada de produtos de corrosão expansivos na superfície do aço pode forçar o concreto a se afastar da barra, reduzindo a altura útil dos consoles entre nervuras, o que afeta diretamente o travamento mecânico e a capacidade de aderência.

É interessante notar que, em seus estágios iniciais a corrosão pode até aumentar a aderência. Almusallam et al. (1996), por exemplo, constataram, observando corpos-de-prova com perdas de seção das nervuras de até 26%, associadas a um grau de corrosão geral da barra de 4%, que houve aumento da tensão de aderência. Ou seja, neste caso, a perda de seção foi compensada pelo aumento da rugosidade superficial da barra e pelo aumento do grau de confinamento e resistência local do concreto nos consoles entre nervuras, gerado pela deposição dos óxidos de ferro nos poros do concreto, o que aumenta a compacidade.

Obviamente, os efeitos positivos do acúmulo de óxidos no entorno da barra, que incrementam a resistência de aderência no início do processo corrosivo, só se farão sentir até o momento em que o acúmulo dos mesmos não gere tensões de tração que desencadeiem o aparecimento de fissuras. O incremento da camada alterada da barra e a fissuração terminam por comprometer o confinamento, a adesão, o travamento mecânico, a aderência e, em última análise, o comportamento monolítico da

estrutura. Neste sentido, os próprios Almusallam et al. (1996) observaram uma brusca redução da tensão última de aderência quando a corrosão foi incrementada, atingindo perdas de seção das nervuras entre 26% e 43%, o que resultou em tensões de aderência residuais inferiores a 20% da tensão original. Os pesquisadores notaram que o decréscimo da tensão ocorreu mais rapidamente após o início da fissuração, que foi associado a uma perda¹¹ de aproximadamente 33% da área de nervuras.

O valor de perda de seção das nervuras, ou da seção transversal total, que inicia a fissuração, obviamente vai ser afetado pelas características geométricas específicas das barras e do concreto circundante. Um concreto mais poroso vai ser capaz de absorver mais produtos de corrosão, mas terá uma menor resistência à tração, facilitando a fissuração. Estudos adicionais são necessários para esclarecer como se processa este fenômeno.

Reconhecendo a importância da fissuração no processo de deterioração por corrosão, e na perda da aderência, vários pesquisadores, tais como Almusallam et al. (1996), Al-Sulaimani et al. (1990) e Coronelli et al. (2002), propõe a divisão do comportamento da aderência em relação à corrosão em 4 etapas distintas: sem corrosão, pré-fissuração, fissuração e pós-fissuração.

Sem corrosão: etapa onde a barra de armadura continua passivada;

Pré-fissuração: fase que ocorre em baixos níveis de corrosão. Neste estágio a capacidade de aderência é elevada com o aumento das taxas de corrosão, devido ao intertravamento provocado pela formação dos óxidos de ferro que penetram nos vazios e poros do concreto. A expansão volumétrica da barra proporciona uma maior tensão radial no entorno da barra, e conseqüentemente, uma elevação da parcela de aderência por atrito. Segundo Cabrera e Ghodussi (1992), em estágios mais avançados de corrosão a camada de óxido de ferro torna-se frágil e entra em decomposição.

Fissuração: esta fase é marcada pelo início do processo fissuratório. As primeiras fissuras surgem próximo a barra de aço, comprometendo o desempenho dos consoles de apoio das nervuras, mas ainda não atravessam todo o cobrimento do concreto. A tensão de aderência começa a ser diminuída, em relação à barra sem corrosão, mas esta redução ainda não é muito significativa.

Pós-fissuração: é a etapa onde ocorrem os maiores danos no desempenho da aderência. Os valores de perda de massa, devido à corrosão, são acentuados e as fissuras se estendem ao longo de todo o cobrimento do concreto, reduzindo o confinamento da barra.

Fica evidente que o aparecimento da fissuração, nesta visão, é o principal responsável pela diminuição da eficiência da aderência, pois o confinamento no entorno da barra é prejudicado. Este argumento faz sentido, pois, como discutido no item 2.4, o confinamento é um dos principais responsáveis pelo bom desempenho da aderência.

¹¹ No trabalho de Almusallam et al. (1996) não são fornecidos dados sobre os procedimentos adotados para a determinação do valor da perda associada ao início da fissuração, nem se esclarece se o valor é uma média ou o valor máximo medido de perda em uma nervura. Por isso, este dado deve ser considerado com cautela.

Alguns pesquisadores argumentam que a utilização de armadura transversal pode minimizar a perda de aderência provocada pela falta de confinamento derivada da abertura de fissuras. Segundo Coronelli et al. (2002), as diferenças de comportamento, derivadas da incorporação de armadura transversal em um corpo-de-prova com armadura corroída, incluem a forma como ocorre a perda de aderência, o modo de falha e o valor da tensão residual.

Em pesquisa realizada por Fang et al. (2004) buscou-se analisar as diferenças de tensão residual registrada em corpos-de-prova de aderência submetidos à corrosão, com e sem a utilização de estribos. Foi utilizado um ensaio de arrancamento simples, levemente modificado em relação à prática recomendada pela RILEM (1973), e aplicadas correntes de indução¹² entre 0 e 2 A para acelerar a corrosão.

A tabela 3.3 apresenta os valores de perda de aderência obtidos por Fang et al. (2004). Pode-se observar que a presença de estribos não alterou o desempenho da aderência nos espécimes sem corrosão, como era de se esperar. Já nos corpos-de-prova com desenvolvimento de corrosão, a utilização de estribos diminuiu sensivelmente a queda de resistência da aderência.

Tabela 3.3 – Análise do comportamento da aderência de barras corroídas com e sem estribos obtidos no estudo de Fang (2004).

Taxa de Corrosão [%]	Com estribos		Sem estribos	
	τ_{ad} [MPa]	τ_{ad} Residual [%]	τ_{ad} [MPa]	τ_{ad} Residual [%]
0	21,8	-	22,2	-
4	20,9	95,9	12,0	52,6
6	19,3	88,5	6,1	26,8

Observa-se que a tensão residual do corpo-de-prova confinado, corroído a uma taxa de perda de seção de 6%, foi de 88,5%, enquanto a do corpo-de-prova não confinado foi de apenas 26,8%. Isto evidencia que uma das principais causas de queda de desempenho é a perda de confinamento, como argumentado por Coronelli (2002).

Além da utilização de estribos, outra forma de obtenção ou melhoria do confinamento consiste na adição de fibras à matriz do concreto. Estas atuam de forma a reduzir a velocidade de propagação da fissura e a abertura das mesmas. Em estudo realizado por Al-Sulaimani et al. (1990), a inserção de fibras de polipropileno, num teor de 0,2% em relação ao volume de concreto, não provocou alteração até o início da fissuração. Após este ponto, todavia, para um mesmo valor de deslizamento, observou-se um incremento da tensão de aderência e, principalmente, uma maior tensão residual após a completa ruptura da mesma.

¹² Dividindo estes valores de corrente pela área a ser corroída, verifica-se que a densidade de corrente máxima utilizada chega a aproximadamente 40.000 $\mu A/cm^2$, valor muito elevado e não recomendado pela literatura da área de corrosão, pois pode gerar distorções no fenômeno, como será discutido a seguir.

Outro fator determinante para o aparecimento de fissuração é a relação cobertura/diâmetro da barra de aço. Com o aumento desta relação, maior será a taxa de corrosão que pode ser atingida antes do surgimento da fissura. Al-Sulaimani et al. (1990) verificaram que, para uma relação C/d igual a 3, a fissuração aparece com 1% de corrosão, enquanto que, para uma C/d de 7, a taxa de corrosão para abertura da fissuração é de 4%. Cabe ressaltar que esta conclusão deve ser interpretada com cautela, pois estes pesquisadores utilizaram diferentes relações C/d para diferentes diâmetros de barra (3.75, 5.36 e 7.5 para as barras com diâmetros de 20, 14 e 10mm, respectivamente), não levando em consideração o efeito isolado do diâmetro.

Fica evidente, à luz desta breve revisão da literatura, que muitos são os fatores que interferem no comportamento da aderência de barras corroídas. Para Al-Sulaimani et al. (1990), além da redução do confinamento, as alterações das configurações superficiais da barra também comprometem o desempenho da aderência. Sejam elas derivadas de mudança da dureza superficial da barra, devido ao desenvolvimento de uma camada de produtos de corrosão, menos aderente, alojada entre a barra de aço e o concreto, pela corrosão localizada, perda de seção ou danos causados nas dimensões da nervura. Com a redução da altura das nervuras ou dos consoles de apoio, ocorre uma diminuição da área resistente do esforço de compressão atuante e, conseqüentemente, a tensão no entorno da saliência é aumentada.

Segundo Clark e Saifullah (1994), a densidade de corrente aplicada nos ensaios para a aceleração da corrosão também exerce influência significativa na forma de corrosão e na tensão de aderência última. Em estudo realizado por estes autores foi verificado que o tempo e a quantidade de corrosão necessária para o aparecimento da fissuração longitudinal variou com a densidade de corrente aplicada. Para corpos-de-prova com relação cobertura/diâmetro da barra igual a 1, e densidade de corrente aplicada de 4000 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, a fissuração surgiu em poucas horas, sendo associada a uma perda de massa de 0,2%. Já quando a densidade de corrente foi reduzida para 40 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, o tempo para o aparecimento da fissuração aumentou para 8 a 12 dias, sendo associado a uma perda de massa de 1,2%. Este comportamento pode estar associado à diferença na velocidade de geração dos produtos de corrosão. Quando os mesmos são gerados mais lentamente, há tempo para que se difundam e depositem em poros mais afastados do concreto. Quando são gerados rapidamente, os óxidos se depositam nas regiões mais próximas à barra, não tendo tempo para atingir os poros mais afastados. Este processo acelerado pode acabar por gerar uma fissuração prematura, dada a rápida elevação das tensões de tração na camada de concreto circundante à barra.

Rodriguez et al. (1994) destacam que mesmo os menores valores de densidade de corrente aplicados em ensaios para aceleração da corrosão são muito maiores do que os valores típicos encontrados numa estrutura real, contaminada por cloretos, que são da ordem de 10 a 25 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Em estruturas afetadas por carbonatação, as taxas de corrosão tendem a ser ainda menores. Por esta razão, Coronelli (1997) *apud FIB 10* (2000) sugere que a densidade de corrente máxima a ser utilizada em ensaios de aderência seja de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, a fim de evitar a aceleração dos danos por causa da fissuração, o que

acarretaria na alteração do desempenho da aderência. Entretanto o tempo necessário para provocar determinadas taxas de corrosão, neste caso, seria muito elevado, inviabilizando alguns programas experimentais.

Um aspecto que vem sendo estudado é até que taxa de corrosão ocorrem ganhos de aderência. Conforme já discutido anteriormente, para baixos níveis de perda de massa da barra de aço, a corrosão tende a provocar incrementos na aderência. Para níveis mais altos, após a fissuração, ocorre uma perda de desempenho. Lundgren (2007) resalta que este comportamento só se configura em situações onde não ocorre fissuração para pequenas taxas de corrosão. Caso contrário acontecerá perda de confinamento já para baixos níveis de perda de massa. Em casos onde não há fissuração inicial, espera-se um comportamento similar ao registrado por Al-Sulaimani et al. (1990), onde a tensão de aderência teve seu valor aumentado até uma taxa de perda de massa de 1%, para as barras de 20 mm de diâmetro e de 1,5% para as de 14 mm.

É interessante notar que no trabalho realizado por Almusallan et al. (1996) o aumento ocorreu até taxas de perda de massa da ordem de 4%. Esta diferença pode ter ocorrido, dentre outros fatores, pela variação significativa do método de ensaio. Neste estudo foram utilizados corpos-de-prova de arrancamento excêntrico, com estribos que não envolviam a barra principal, conforme pode ser observado na figura 3.2. Já Al-Sulaimani et al. (1990) utilizaram cps cúbicos similares aos recomendados pela RILEM, embora com alteração nas dimensões. A presença dos estribos provavelmente não influenciou o comportamento de aderência antes da fissuração, mas melhorou o confinamento, em linha com os resultados alcançados por Fang et al. (2006). Isto pode ter sido um dos motivos da variação de resultados entre as pesquisas.

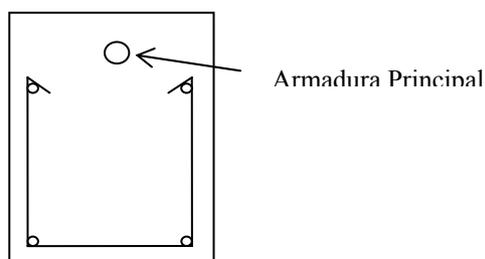


Figura 3.2 – Detalhe da seção transversal dos CPs utilizados por Almusallan et al..

Na figura 3.3, podemos observar em detalhe os resultados alcançados no trabalho de Al-Sulaimani et al. (1990). Os dados foram obtidos em ensaios de cps com barras de 10 mm de diâmetro e concreto com resistência de 30 MPa. Como se observa na tabela, em relação ao corpo-de-prova não corroído, a tensão de aderência aumentou cerca de 55% para um nível de corrosão de 0,87% e foi reduzida em 75% quando a taxa de corrosão subiu para 7,8%. O valor de deslizamento, para a tensão máxima de aderência também aumentou após a fissuração do concreto. Este resultado é compatível com os obtidos por Almusallan et al. (1996) e Auyeung et al. (2000), que demonstraram que o deslizamento último da barra corroída, antes da fissuração, é menor nas barras corroídas do que nas integras. Entretanto, o comportamento, em termos de deslizamento, registrado nestes trabalhos difere do

observado por Al-Sulaimani et al (1990), pois indicou redução dos deslizamentos após o surgimento das primeiras fissuras.

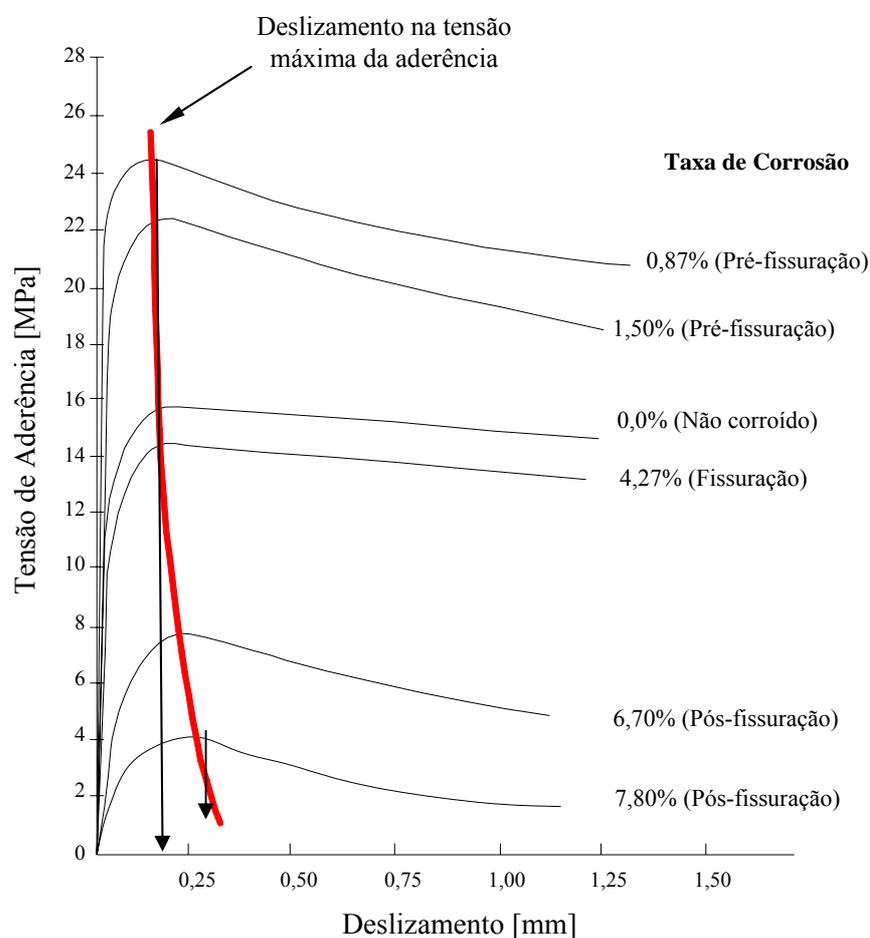


Figura 3.3 – Comportamento da aderência para vários níveis de corrosão [Al-Sulaimani et al., 1990].

Para Auyeung et al. (2000) a redução do deslizamento para a tensão última, com o aumento da taxa de corrosão é exponencial e ocorre segundo a equação 3.1. Cabe salientar que, embora a expressão tenha modelado adequadamente o escorregamento da barra de aço para os corpos-de-prova analisados por este pesquisador, os valores gerados são muito pequenos, diferindo consideravelmente dos apresentados por outros pesquisadores, que são da ordem de 0.1 mm.

$$\delta_u = 0,0074 \times e^{-0,3069 \times GC} \quad (3.1)$$

Onde:

δ_u = deslizamento último, em mm

GC = grau de corrosão, em porcentagem

A tabela 3.4 mostra um levantamento de dados de várias pesquisas publicadas. Observa-se que as taxas de corrente variam muito, indo de 500 e 40.000 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, evidenciando a necessidade de

padronização. Em alguns casos foi necessário estimar esta taxa, pois os autores apresentaram apenas as correntes totais de indução.

Tabela 3.4 – Resultado de pesquisas na área de aderência x corrosão.

Estudo	F _{cj} [MPa]	Diâmetro [mm]	Relação C/d	Taxa de corrente [μA/cm ²]	Ensaio	Corrosão [%]	τ _{bu} [MPa]	τ _b Residual
Graeff (2007)	25	8	4,5	500	Arranc. Simples	0	14,4	-
						2	20,8	1,44
						5	18,5	1,29
		10	12,8	0,89				
		12	4,5	500	Arranc. Simples	0	14,3	-
						2	17,7	1,24
5	17,1					1,20		
10	12,7	0,89						
Fang, <i>et al.</i> (2006)	52,1	20	1,25	0 a ~40.000	Arranc. Simples	0	22,8	-
						4	11,8	0,52
						6	6,3	0,27
Lee et al. (2002)	24,7	13	3,0	~31400	Arranc. Simples	0	6,3	-
						3,2	4,0	0,63
						16,8	1,5	0,09
Auyeung et al. (2000)	28	19	4,0	-	Arranc. Duplo	0	6,32	-
						0,98	8,41	1,33
						1,70	4,25	0,67
2,88	2,09	0,33						
Amleh e Mirza (1999)	25	19,5	2,0	-	Ensaio de Tirante	4	-	0,92
						6	-	0,83
						11	-	0,50
						12	-	0,35
						17,5	-	0,09
Almusallam <i>et al.</i> (1996)	30	12	5	~10400	Arranc. Excêntrico	0	15,86	-
						4	18,46	1,16
						6	10,79	0,68
						8	4,68	0,30
						11	3,38	0,21
20	2,93	0,18						
Al-Sulaimani <i>et al.</i> (1990)	30	20	3,75	2000	Arranc. Simples	0	15,5	-
						0,5	19,4	1,25
						2	14,4	0,93
		4	8,2	0,53				
		10	7,5	2000	Arranc. Simples	0	15,3	-
						0,5	21,9	1,37
4,3	14,5					0,95		
6,7	7,1	0,46						

Observando a tabela, verifica-se, também, que as taxas de corrosão variaram de aproximadamente de 1 a 20%. A análise dos resultados das várias pesquisas listadas reafirma a constatação que, em relação ao grau de corrosão que propicia uma melhoria do desempenho da aderência, ainda há divergências claras. Para Auyeung et al. (2000) e Al-Sulaimani et al. (1990) o pico ficou em torno de 1%, enquanto para Graeff (2007) e Almusallam et al. (1996), o mesmo ficou em volta de 4%. Já outros autores, como Fang et al. (2006), Lee et al. (2002), Stanish et al. (1999) e Amleh e Mirza (1999), não registraram aumentos notáveis da tensão de aderência com o avanço da corrosão.

É fácil de constatar, todavia, que muitos destes trabalhos não exploraram adequadamente a região de taxas reduzidas de corrosão. Em outros, a menor perda de massa registrada já foi 4%. A ausência de dados mais detalhados na zona de reduzidas taxas de corrosão pode ter gerado, equivocadamente, uma distorção na interpretação da localização do pico de aumento de resistência de aderência com a corrosão.

Cabe ressaltar que estes resultados não podem ser correlacionados diretamente, pois há muitas variantes nas metodologias adotadas nas pesquisas relacionadas na tabela 3.2. Como por exemplo: tipo, condições e idade de ensaio, configuração superficial da barra, relações água/cimento, taxa de corrente aplicada para aceleração da corrosão, velocidade de carregamento, entre outras.

Abordando o assunto, Fang et al. (2004) e Lundgren (2007) discutem variações no desempenho da aderência com o aumento do grau de corrosão, para situações distintas, como por exemplo: barras lisas ou nervuradas e presença ou não de armadura transversal. Nas figura 3.4 e 3.5 podemos observar um conjunto de situações de ensaio no qual a tensão de aderência é aumentada com o incremento da perda de massa, em corpos-de-prova com e sem fissuração.

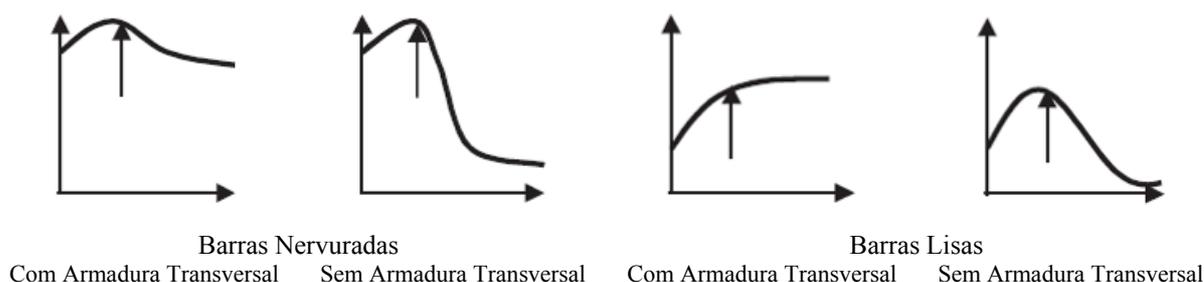


Figura 3.4 – Comportamento das curvas aderência residual x corrosão, para corpos-de-prova sem fissuração [Lundgren, 2007].

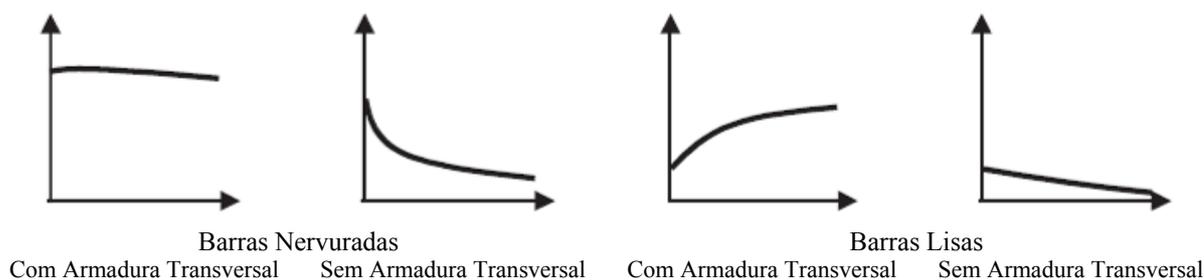


Figura 3.5 – Comportamento das curvas aderência residual x corrosão, para corpos-de-prova com fissuração [Lundgren, 2007].

Observa-se na figura 3.4 que a queda de desempenho em corpos-de-prova sem armadura transversal é muito pronunciada. Fang et al. (2004) comentam que a ausência de estribos, em cps com barras nervuradas, torna a tensão de aderência muito sensível ao aumento do grau de corrosão. Já para barras

lisas, a tensão de aderência de barras corroídas pode ser incrementada em até 2,5 vezes, quando a perda de massa é de apenas 1,7%. Se houver confinamento suficiente, a corrosão pode provocar ganhos de aderência até altos graus de corrosão.

Lundgren (2007) salienta que o comportamento da aderência demonstrado na figura 3.4 é válido para exemplares sem fissuração, que geralmente apresentam cobrimentos elevados e barras de pequeno diâmetro. Caso os corpos-de-prova estejam fissurados, antes de serem corroídos, o desempenho de aderência será distinto do apresentado na figura. Com exceção de barras lisas, confinadas com armadura transversal, o aumento da taxa de corrosão sempre ocasionará a redução da ligação aço-concreto. De forma geral, comparando os gráficos de ambas as figuras, nota-se que a ausência de estribos provoca bruscas reduções na aderência com a evolução da corrosão.

Alguns pesquisadores buscaram avaliar se diferentes tratamentos superficiais em barras de aço contribuiriam para aumentar a tensão de aderência e retardar o aparecimento da corrosão. Entre as técnicas estudadas estiveram a imersão em água, o jateamento com areia, a exposição a ozônio e a limpeza com acetona, entre outros. Fu et al. (1996) utilizaram duas técnicas para obter esta camada de revestimento, imersão em água por diferentes intervalos de tempo e exposição ao ozônio. Os resultados obtidos foram promissores, com ganhos de 16% na aderência para períodos de imersão em água de 2 a 5 dias. Para maiores intervalos de tempo a tendência não se manteve, ocasionando redução na tensão de aderência. Para o caso de tratamento por exposição a ozônio por 20 minutos, antecedida de secagem em estufa, o incremento foi de 22%. Hou et al. (1997), também analisaram dois tipos de tratamento: imersão em água por 2 dias e jateamento de areia, obtendo resultados similares.

3.2 EFEITOS DAS ALTAS TEMPERATURAS NA ADERÊNCIA

Durante um incêndio é necessário que a estrutura portante de uma edificação, geralmente de concreto armado, mantenha um mínimo de desempenho, a fim de permitir a saída dos usuários e realização das operações de combate ao fogo, contribuindo para preservar a segurança e vida humana.

De acordo com a NBR 14432: *Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimentos* [ABNT, 2000], as estruturas de concreto armado, expostas a elevadas temperaturas, devem manter sua estabilidade e integridade estrutural por, pelo menos, duas horas de resistência em condições de ensaio padrão ISO. Para estruturas que enclausuram rotas de fuga, este tempo é aumentado para quatro horas. Com o intuito de garantir um bom desempenho estrutural nestas ocasiões, é fundamental conhecer como as altas temperaturas afetam os materiais e o comportamento estrutural, bem como estudar estratégias para avaliar ou evitar os danos gerados pelo aquecimento.

Além do mais, após a exposição de uma estrutura a um sinistro, é necessário verificar suas condições e avaliar se o desempenho residual permita a recuperação ou reforço da estrutura, evitando a demolição parcial ou total. Um requisito fundamental para isto é a existência de um mínimo de aderência entre o

concreto e o aço, pois esta é a principal responsável pelo bom funcionamento de um elemento estrutural.

Em vista da importância de uma perfeita compreensão do mecanismo de degradação dos elementos de concreto armado em situação de incêndio, o estudo do efeito de altas temperaturas no comportamento de aderência vem atraindo a atenção de vários pesquisadores.

Este entendimento é fundamental para que, após a exposição a elevadas temperaturas, possa ser feita uma estimativa da tensão residual da aderência, que dê subsídio às decisões sobre reparo, recuperação, ou, até mesmo, demolição total ou parcial da estrutura. Os trabalhos nesta área ainda são escassos, mas estão se incrementando, podendo ser destacados os estudos realizados por Lima (2005), Wendt (2006) e Casonato (2007).

Analisando a literatura verifica-se que vários são os fatores que podem influenciar no comportamento de um elemento de concreto armado submetido a elevadas temperaturas. Sabe-se que o desempenho da aderência é influenciado por fatores como o tipo de agregado, a resistência à compressão do concreto, o revestimento de concreto, a forma do corpo-de-prova, a temperatura e tempo de exposição, a taxa de aquecimento, entre outros.

É importante, também, analisar como o calor pode afetar o comportamento conjunto do concreto armado. O aço tem um coeficiente de dilatação térmica 10% maior que o do concreto (aproximadamente $1,1 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ e $1,0 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$). Para pequenas variações de temperatura esta diferença não provoca efeitos sensíveis, mas passa a ser notável quando as temperaturas se elevam. O efeito pode ser agravado pela rápida transmissão de calor através do aço, que pode incrementar a temperatura de trechos de armadura rodeados por concreto que ainda está frio. A expansão radial sofrida pela barra de armadura pode gerar tensões de tração no concreto, ocasionar fissuras e prejudicar a interface aço/concreto.

Outro efeito deletério decorre do fato de que o concreto altera suas propriedades quando é aquecido. As mudanças físicas e químicas que ocorrem nas matrizes cimentícias são responsáveis pelo aparecimento de fissuras, pela redução da resistência e pela forma brusca de ruptura. Em estruturas de concreto armado, estas alterações resultam na redução das propriedades mecânicas, entre elas o desempenho da aderência. Desta forma, a capacidade estrutural do elemento de concreto também sofre redução, pela perda parcial da capacidade de transferência dos esforços atuantes, podendo causar a falha deste elemento.

De acordo com Lima (2005), até aproximadamente 200°C , o concreto não apresenta perdas de resistência à compressão, podendo até sofrer leves acréscimos, em função de uma hidratação tardia. Após este nível de temperatura o material passa a sofrer redução de resistência com o aumento do aquecimento. As alterações mais significativas, em relação à resistência, ocorrem a partir de 400°C , em função da desidratação do C-S-H (silicato de cálcio hidratado) e do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (hidróxido de cálcio – portlandita), com formação de larnita e óxido de cálcio. Lima (2005) destaca, ainda, que, por volta de

570°C, surge um patamar de rápida dilatação, que é explicado pela transformação do quartzo α em β . No ciclo de resfriamento o quartzo retoma à sua forma original.

Já o desempenho do aço de construção frente a altas temperaturas depende de seu processo de produção, como destacam Morley e Royles (1980). Os aços laminados a quente têm sua tensão de escoamento reduzida com o aquecimento da barra. Entretanto, após o resfriamento, são capazes de recuperar quase que por completo sua resistência. Costa et al. (2002) alertam que isto ocorre desde que não se atinjam temperaturas superiores a 1200°C, e que sejam resfriados em seguida. Caso contrário, a recuperação de resistência será apenas parcial. Segundo Leonhardt e Mommig (1977), este tipo de aço tem sua resistência à tração aumentada até uma temperatura de 250°C, e sofre redução significativa da mesma em temperaturas maiores.

As barras encruadas a frio não recuperam sua resistência de forma tão eficiente. Este fato é explicado pela diferença entre as estruturas cristalinas dos aços. Os aços encruados a frio são submetidos a uma deformação plástica para ganhar resistência e rigidez. O processo aumenta o número de discordâncias, que interagem entre si, dificultando o deslizamento entre planos cristalinos, como explica Callister (2005). O aquecimento a altas temperaturas permite o rearranjo da microestrutura, com efeitos deletérios.

Segundo o Eurocode 2 (2001), a resistência do aço se anula completamente aos 1200°C, valor que pode facilmente ser alcançado em estruturas incendiadas. Segundo os resultados apresentados por Haddad et al. (2008) as barras de aço utilizadas na construção civil começam a apresentar redução nas tensões de escoamento e de ruptura a partir de 350°C. Quando estas barras são expostas à temperatura de 700°C a tensão de escoamento sofre redução de 57,4% e a tensão de ruptura de 42,7%.

A redução da tensão das barras de armadura pode provocar o aparecimento de deflexões excessivas em elementos fletidos e distorções em colunas. Além do mais, o aquecimento da barra pode ocasionar o deslocamento do cobrimento do concreto, em regiões onde existem esforços de compressão, o que pode permitir a flambagem local da barra. Além disto, ao ficar desprotegida, a barra sofre um aumento da temperatura mais rápido, o que pode agravar a tendência de redução das tensões de ruptura e escoamento do aço.

Além da expansão sofrida pela barra de aço, a ação de elevadas temperaturas pode causar alterações dimensionais no agregado graúdo, que pode romper bruscamente, gerando um spalling, ou deslocamento, localizado. O efeito depende do tipo do agregado podendo, no caso de agregados calcários, segundo Hertz (1982), atingir tensões da ordem de 10 a 20 MPa, quanto aquecidos a temperaturas de 300°C. O autor comenta que a magnitude do esforço é menor quando se utilizam agregados quartzosos.

O FIB Bulletin 10 (2000) reconhece que o tipo de agregado é fator relevante na determinação do comportamento da aderência em altas temperaturas, pois quanto maior a estabilidade térmica do

agregado, menor será o dano término gerado no concreto, devido às baixas deformações térmicas diferenciais.

Outro fator fundamental para avaliar as perdas em termos de resistência de aderência é a temperatura de exposição. Para Morley e Royles (1983), para temperatura de até 300°C ocorre um pequeno aumento da tensão de aderência, em relação à resistência medida em temperatura ambiente. Já nas pesquisas realizadas por Diederichs e Schneider (1981), Hertz (1982) e Chiang e Tsai (2004), entre outros, ocorreu uma redução progressiva da resistência de aderência com o aumento da temperatura. Apesar destas divergências de resultados, é consensual que a redução fica mais acentuada a partir de 350°C, reproduzindo o comportamento da resistência à compressão do concreto. Segundo Morley e Royles (1980), apesar da tendência ser similar, a redução da aderência é mais acentuada.

Além da temperatura máxima, o tempo de exposição também é importante para a determinação do desempenho residual da aderência. Chiang e Tsai (2003) investigaram o comportamento da aderência de corpos-de-prova submetidos a diferentes temperaturas e tempos de exposição. Quando os corpos-de-prova foram submetidos a 30 minutos de exposição a 240°C ou 550°C, a tensão residual da aderência foi de 90% e 50%, respectivamente. Quando a temperatura foi mantida por 150 minutos, a redução da tensão residual foi de 20% para a temperatura de 240°C, e de 12% para a temperatura de 550°C. Percebe-se claramente que, quanto maior o tempo de exposição, menor a tensão residual de aderência e que, quanto maior a temperatura, menor a influência do tempo de exposição.

A taxa de aquecimento e o momento de aplicação do carregamento também interferem no resultado final. Autores como Hertz (1982), Diederichs e Schneider (1981) e Morley e Royles (1983) utilizaram pequenas taxas de aquecimento, visando uma transmissão uniforme de calor ao longo de todo volume de concreto. Diederichs e Schneider (1981) argumentam que as velocidades de aquecimento muito baixas resultam em condições quase isotérmicas durante a elevação da temperatura. Já Morley e Royles (1980) comentam que o incremento lento da temperatura permite evidenciar melhor as perdas de tensão de aderência com a temperatura. Entretanto, taxas de aquecimento mais elevadas permitem levar em consideração as tensões geradas pela diferença de dilatação térmica entre as regiões internas e externas do concreto.

Sabe-se que o desempenho de aderência apresenta comportamento distinto quanto analisado a frio, após o aquecimento, ou durante o aquecimento. Visando uma melhor compreensão Diederichs e Schneider (1981) e Morley e Royles (1983) estudaram diferentes situações de carregamento e patamares de temperatura.

Diederichs e Schneider (1981) avaliaram a temperatura crítica na qual ocorre a ruptura da aderência quando o elemento está sob vários níveis de carga, em relação à máxima carga de ruptura à temperatura ambiente, tanto para barras lisas quanto para barras nervuradas. Percebe-se na figura 3.6, onde foram plotados os dados obtidos no estudo destes pesquisadores, que, como era esperado, quanto maior o nível de carregamento, menor a temperatura crítica, isto é, para um mesmo nível de carga, menor a temperatura na qual ocorrerá a ruptura. Além desta verificação, pode-se concluir que as barras

lisas são mais suscetíveis a ação de elevadas temperaturas, conforme indicado pelo FIB Bulletin 10 (2000). Para as barras nervuradas observa-se que, a partir do carregamento de 50%, em relação à carga última, ocorre uma alteração significativa na inclinação da reta de perda de aderência.

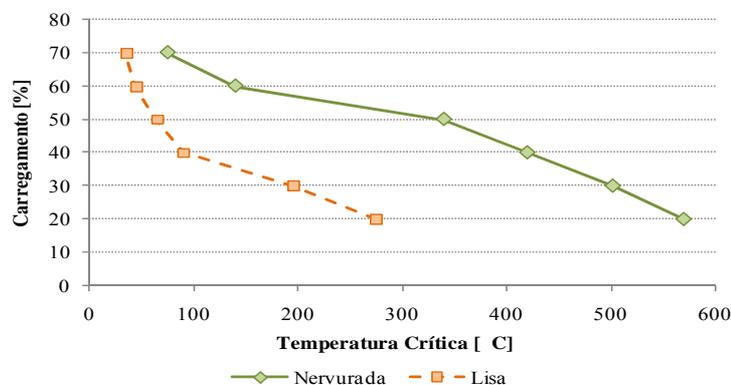


Figura 3.6 – Temperatura crítica versus níveis de carregamento, de acordo com o trabalho de Diederichs e Schneider (1981).

Morley e Royles (1983) analisaram 4 cenários distintos: com e sem aplicação de tensão constante de 3.70 MPa (cerca de 20% da tensão última), sendo levados à ruptura de duas formas distintas, durante o aquecimento e posteriormente ao resfriamento dos corpos-de-prova. O carregamento prévio não se mostrou como influente, sendo a resistência de aderência levemente maior para os corpos-de-prova que não estavam sob carga, tanto quando analisados a quente quando considerados os valores residuais.

Em relação à temperatura durante a ruptura, foi observada uma alteração de desempenho a 250°C. Até este patamar, a ruptura após o resfriamento demonstrou valores superiores e a partir deste houve uma inversão, desta forma, os valores de aderência foram superiores quando rompidos sob o efeito da temperatura de exposição. De acordo com a bibliografia esperava-se que o comportamento, independentemente da temperatura, fosse menor para aqueles que passassem pelo processo de resfriamento, visto a continuidade da movimentação, dos componentes do concreto armado, durante o resfriamento, aumentando ainda mais o aparecimento de fissuras.

Com o aumento da temperatura, os modos de ruptura sofrem variação, passando de ruptura por fendilhamento para falha por deslizamento. Este fato é explicado pela redução da resistência à compressão do concreto, principalmente aquele localizado nas cunhas entre as nervuras. Conforme visto no capítulo 2, a presença das nervuras afeta fortemente na forma de ruptura, sendo importantes no processo a altura da mesma e a resistência do concreto. Quanto menor a resistência do concreto, maior a facilidade de esmagamento da cunha que fica situada entre as nervuras e, conseqüentemente, maior a probabilidade da ruptura se dar por deslizamento.

Outra característica indesejada do aquecimento é o aparecimento de fissuras. Visando diminuir o número e abertura das fissuras, pesquisas têm buscado investigar o efeito da adição de fibras no

comportamento de aderência após a exposição a altas temperaturas. A intenção é aumentar o confinamento da barra de aço, além de reduzir a fissuração e alterar a forma de ruptura. Segundo Haddad et al. (2008), a inserção de fibras além de reduzir a fissuração, previne o spalling que ocorre, normalmente, em temperaturas acima de 600°C. Este pesquisador utilizou dois tipos de fibras de aço, fibras de polipropileno e combinações delas, em fração volumétrica de 2%, a fim de analisar o desempenho de corpos-de-prova de arrancamento, submetidos a altas temperaturas. A taxa de aquecimento utilizada por Haddad et al. (2008), foi a mesma para todas as combinações de fibras e temperaturas de exposição, sendo de 30°C/minuto, até a temperatura de 250°C e de 1°C/min a partir desta temperatura.

Analisando os dados apresentados pelo autor, percebe-se que o aparecimento de fissuras ocorre a partir de 350°C. Em temperaturas de 700°C as fibras tinham perdido grande parte de sua eficiência, permitindo pequenos deslocamentos e extensa fissuração. Este fato pode ser explicado pela perda de aderência entre as fibras e o concreto, em função dos danos causados na matriz cimentícia. A adição de fibras, independente do tipo, demonstrou incremento da tensão residual de aderência, sendo o melhor desempenho, até 600°C, registrado com a fibra de aço de maior fator de forma.

A adição de fibras acarretou em melhora do desempenho em altas temperaturas, resultando em um ganho de 135% para a temperatura de 600°C. Entretanto, em temperaturas de 700°C, o ganho se reduziu para apenas 62%. Na figura 3.7 podemos observar o comportamento da tensão residual da aderência com a adição das fibras. (HS – fibra de aço, com maior fator de forma; HSHP – combinação da fibra de aço e fibra de polipropileno; HBCS – combinação das duas fibras de aço; BCS – fibra de aço de menor fator de forma). Percebe-se que, a partir de 350°C, a perda de desempenho torna-se mais acentuada. Segundo os autores, o comportamento do deslizamento também é fortemente modificado a partir desta temperatura.

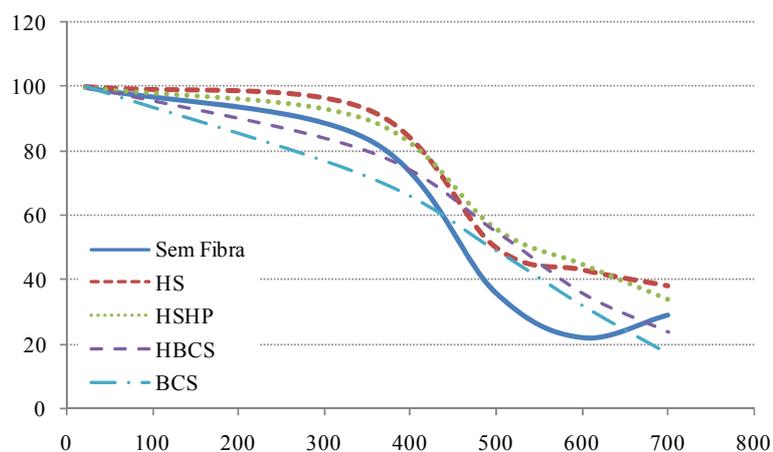


Figura 3.7 – Tensão residual da aderência em concretos reforçados com fibras, dados plotados do trabalho de Haddad et al. (2008).

O FIB Bulletin 10 (2000) considera que a eventual variação no diâmetro da barra não exerce influência no comportamento da aderência sob ação de altas temperaturas. Já em termos da relação cobertura/diâmetro, Morley e Royles (1983) não observaram interação entre as variáveis, conforme pode ser observado na tabela 3.5. Entretanto, Haddad et al. (2008) comentam que esta relação interfere nos modos de falha e indicam que, quando a mesma apresenta valores inferiores a 2,5, a ruptura por fendilhamento é mais provável.

Tabela 3.5 – Resultado de pesquisas na área de aderência x temperatura.

Estudo	F _{cj} [MPa]	Relação C/d	Taxa de Aquec. [°C/min]	Tempo de Exposição [min]	Ensaio	Temp. [°C]	τ _{bu} [MPa]	τ _b Residual [%]
Haddad et al. (2008)	77,3	2	1	120	Arranc. Duplo	23	8,5	-
						350	7,1	0,84
						500	3,1	0,36
						600	1,9	0,22
						700	2,5	0,29
Chiang e Tsai (2004)	49,2	-	30	30	Arranc. Duplo	240	-	0,90
						400	-	0,65
						550	-	0,50
						240	-	0,75
						400	-	0,67
						550	-	0,45
				60	Arranc. Duplo	240	-	0,67
						400	-	0,46
						550	-	0,41
						240	-	0,70
						400	-	0,48
						550	-	0,38
Haddad e Shannis (2004)		1,78	20	60	Arranc. Simples	23	4,02	-
						600	3,46	0,86
						800	1,90	0,47
						100	-	0,82
						250	-	1,05
		3,44	2	60	Arranc. Simples	400	-	0,72
						575	-	0,43
						750	-	0,17
						100	-	0,89
						250	-	0,95
Morley e Royles (1983)	35	2,88	2	60	Arranc. Simples	400	-	0,57
						575	-	0,44
						100	-	0,88
		2,0	2	60	Arranc. Simples	250	-	0,80
						400	-	0,56
						100	-	0,97
		1,56	2	60	Arranc. Simples	250	-	0,87
						200	-	0,83
						400	-	0,56
Hertz (1982)	20	2,5	1	120	Arranc. Simples	600	-	0,03
						200	-	0,95
						400	-	0,65
		5,75	1	120	Arranc. Simples	600	-	0,07
						200	-	0,95
						400	-	0,65
Diederichs e Schneider (1981)	55	5	1	180	Arranc. Simples	23	29,2	-
						300	23,0	0,79
						370	18,5	0,63
						600	4,8	0,16
						800	2,0	0,07

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo é detalhado como foi definido o programa experimental, definido em linha com a estratégia de pesquisa adotada para o presente trabalho, descrita no capítulo 1. O capítulo descreve, ainda, como foram efetuados os estudos preliminares para dosagem dos traços de concreto e calibração dos tempos de corrosão, bem como apresenta os principais equipamentos e materiais utilizados na execução do programa experimental.

4.1 DEFINIÇÕES PRELIMINARES

Neste item são apresentadas as considerações que orientaram as decisões sobre a escolha das variáveis controladas e de resposta; a seleção dos métodos de ensaio e o delineamento do planejamento estatístico empregado no estudo do comportamento de aderência de elementos de concreto armado deteriorados pela corrosão e exposição à altas temperaturas.

Definição das Variáveis Controladas e de Resposta

Como discutido no capítulo 2, um grande número de variáveis pode interferir na determinação dos valores de tensão de aderência. Portanto, muitos eram os fatores controláveis que poderiam ter sido estudados nesta pesquisa. Uma das primeiras decisões experimentais envolveu a definição de quais seriam os parâmetros efetivamente utilizados no programa experimental deste trabalho.

A partir de uma análise dos dados e estudos anteriores encontrados na literatura foram identificados, dentre os vários fatores influentes, aqueles considerados como os mais importantes para construção de um modelo adequado do comportamento da aderência entre o concreto e o aço, frente aos fenômenos de deterioração. Foram selecionados, para o presente estudo, os seguintes fatores controláveis, sendo os dois primeiros aqueles considerados mais importantes no presente trabalho:

- *percentual de perda de massa* (tomada como indicativo dos danos devidos à corrosão);
- *temperatura de exposição* (tomada como indicativo dos danos devido à exposição a altas temperaturas);
- *diâmetro da barra de aço*;
- *resistência à compressão do concreto*
- *tipo de nervura*;
- *comprimento de ancoragem*, e

- *método de ensaio de aderência.*

De acordo com a revisão dos trabalhos anteriores, espera-se que a tensão de aderência se reduza com a diminuição do comprimento de ancoragem e da resistência do concreto (Leonhardt, 1977; Yerlici et al., 2000; Rossi, 2002; entre outros), com o aumento da temperatura (Diederichs et al., 1981; Hertz et al., 1982; Morley e Royles, 1983; El-Hawary et al., 1996; Haddad et al., 2004, entre outros); com o aumento do diâmetro (Ribeiro, 1986; De Larrard et al., 1993, entre outros) e variação da altura da nervura da armadura (Sorentz e Holzenbein, 1979; Hamad, 1995a; Darwin et al., 1996a, entre outros); e com a elevação do grau de corrosão (Al-Sulaimani et al., 1990; Almusallan et al., 1996; Auyeung et al., 2000; e Graeff, 2007, entre outros).

Para cada variável foram estabelecidos diferentes níveis de estudo, incluindo 3 resistências à compressão do concreto; 5 diâmetros de barras de aço de construção, 3 tipos de ensaio, 2 tipos de nervura, 2 comprimentos de ancoragem, 5 patamares de exposição a altas temperaturas e 5 percentuais de perda de massa por corrosão. No item 4.2 os valores de cada nível, em cada etapa do trabalho, são apresentados e justificados.

O programa experimental foi desenhado com o intuito de analisar como a variação dos níveis dos parâmetros de controle adotados afetaria o comportamento da aderência. A principal variável de resposta, portanto, foi o valor da *tensão de aderência* (correspondente ao valor médio da tensão de aderência, que é variável, como já foi explicado). Em alguns casos, utilizou-se, como uma variável de resposta alternativa, o *deslocamento* da barra.

Seleção dos Métodos de Ensaio

Dentre as várias técnicas de ensaio de aderência descritas na literatura, apresentadas e comentadas no capítulo 2, duas foram selecionadas para determinar o valor da *tensão de aderência* no presente trabalho.

A primeira foi o ensaio de arrancamento simples (ou *pull-out*), recomendado pela RILEM¹³ (1973). Como explicado no capítulo 2, este método de ensaio se tornou popular devido à simplicidade para confecção e ensaio dos corpos-de-prova, sendo empregado por vários pesquisadores (tais como Al-Sulaimani, 1990; Fu et al., 1997; Haddad et al., 2004). Além disto, a abundância de dados, inclusive de pesquisas desenvolvidas na UFRGS (o ensaio foi empregado por Ribeiro, 1986; Kirchheim, 2005; e Graeff, 2007, entre outros), resulta em uma boa base de comparação para os resultados obtidos nesta pesquisa.

Existem, todavia, restrições ao uso deste método de ensaio, associados principalmente ao fato de que, durante o teste, os únicos esforços atuantes são a tração na barra e a compressão no concreto. Desta forma, o mesmo se distancia da real distribuição de tensões em uma estrutura de concreto armado, onde se combinam esforços de tração, compressão, flexão e cisalhamento. Por este motivo, decidiu-se

¹³ Sigla, extraída da designação em Francês, da International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures

analisar a tensão de aderência através de outro método, que representasse de forma mais adequada a distribuição de tensões e, conseqüentemente, o comportamento de aderência entre a barra de aço e o concreto. Esta comparação de técnicas permitiria, adicionalmente, verificar se o uso do ensaio de arrancamento simples como método de avaliação da aderência se justifica.

Foi selecionada para este fim a técnica de arrancamento excêntrico (ou *cantilever bond test*), proposta por KEMP ET AL (1968), já descrito no capítulo 2. Embora este método de ensaio não seja ainda normalizado, o mesmo tem um princípio de funcionamento que resulta em uma situação mais similar à que se desenvolve na extremidade de uma viga, com combinação de esforços de tração e cisalhamento. Na ausência de normalização, um procedimento padrão para os ensaios do programa experimental deste trabalho foi definido e está descrito no item 4.9.6.

Cabe destacar que, inicialmente, havia sido considerada a possibilidade de se utilizar, também, para fins de comparação, o método de viga (*beam test*), preconizado pela RILEM (1973), visto que este reproduz, de forma ainda mais aproximada que o ensaio de cisalhamento excêntrico, as condições existentes em elementos reais solicitados à flexão. Todavia, o uso deste método em todo o programa experimental foi descartado, devido a problemas de logística de ensaio. O ensaio de viga demanda a confecção de um corpo-de-prova volumoso e complexo.

Dado o elevado número de corpos-de-prova necessários para compor todo o estudo, isto acarretava dificuldades em termos de volume de concretagem, armazenamento e cura dos corpos-de-prova, entre outras. Além disto, para realização dos ensaios, cada espécime necessitaria ser dotado de rótulas individuais, conforme discutido em 2.6.3. A operação de colocação das rótulas metálicas é demorada e delicada, o que inviabiliza a realização de séries grandes de ensaios no mesmo período. Ademais, seria necessário dispor de muitas rótulas para agilizar os trabalhos, o que incrementaria de forma inviável os custos.

Decidiu-se, portanto, executar um lote de ensaios de aderência tipo viga (*beam test*) somente na segunda etapa¹⁴ desta pesquisa, para comparação direta com os resultados obtidos utilizando outros métodos de ensaio, em corpos-de-prova não deteriorados, visando coletar dados sobre as variações no valor da *tensão de aderência* só em função da técnica de ensaio.

Definição da Estratégia de Planejamento Estatístico

Tendo definido os métodos de ensaio, decidiu-se que seria recomendável elaborar um projeto experimental unificado, estatisticamente bem embasado, com a intenção de obter maior respaldo para a formulação de modelos de comportamento da tensão de aderência. Adotou-se, para tanto, um processo estatístico tipo *projeto composto de segunda ordem* (PCSO), pois este tipo de modelagem permite fracionar os experimentos adequadamente, reduzindo o número de corpos-de-prova, ao mesmo tempo em que preserva a possibilidade de efetuar uma análise estatisticamente válida de várias tendências de comportamento.

¹⁴ A divisão do estudo em duas etapas foi explicada no item 1.4 – *Definição da Estratégia de Pesquisa*.

Com o intuito de possibilitar uma análise estatística mais completa, permitindo a verificação de eventuais efeitos de interação de segunda e terceira ordem, decidiu-se adotar, na construção do planejamento estatístico do programa experimental, a superposição dos fenômenos de degradação estudados (corrosão e altas temperaturas). Embora esta superposição seja muito improvável na prática, acredita-se que este delineamento conduz à formulação de modelos mais amplos, capazes de considerar ambos os efeitos.

Definição da Estratégia de Aceleração da Corrosão

Devido às limitações de tempo para a realização dos experimentos em laboratório e à natureza lenta do processo de corrosão natural das estruturas, foi necessário adotar um processo de aceleração da corrosão que permitisse gerar percentuais de perdas de massa elevados (até 20%), num curto período de tempo.

Vários centros de pesquisa vêm estudando o fenômeno de corrosão de armaduras de concreto armado. A ausência de procedimentos padronizados e normatizados terminou por ensejar o desenvolvimento de uma gama muito grande de processos de aceleração da corrosão, bem como uma enorme variação nos procedimentos adotados para realização dos ensaios. Desta forma, decidiu-se adotar um método de aceleração já bastante utilizado no Grupo de Pesquisa LEME, pois havia muito conhecimento acumulado e uma boa infra-estrutura disponível, que facilitava o emprego do mesmo no presente estudo. O método de aceleração da corrosão adotado foi, portanto, o ensaio CAIM (Corrosão Acelerada por Imersão Modificada). Este processo caracteriza-se pelo estímulo à corrosão através de indução eletroquímica, por meio da aplicação de uma diferença de potencial (ddp) ou de uma corrente elétrica (i), em um ambiente rico em cloretos.

Definido o processo a ser utilizado para a aceleração, o próximo passo consistiu na determinação dos procedimentos específicos de ensaio a serem adotados. Em relação à indução eletroquímica, decidiu-se pela adoção de um estímulo através de corrente constante, pelas razões discutidas no capítulo 3. Atenção foi dada à determinação da taxa de corrente a ser empregada. De acordo com Coronelli et al. (1997), a utilização de elevadas densidades de correntes distorce os efeitos reais do processo corrosivo. Segundo estes autores, a produção acelerada de produtos de corrosão dificulta a migração dos mesmos para regiões mais distantes da barra antes da deposição, ocasionando o rápido acúmulo, com incremento de tensões e ocorrência de fissuração mais rápida. Além da limitação quanto ao valor máximo recomendável, que ainda não está consensuado, há uma taxa mínima de corrente para que a aceleração da corrosão seja significativa. Segundo Glass e Buenfeld (1997), esta taxa mínima varia entre 1 e 2 mA/m², isto é, de 0,1 à 0,2 μ A/cm². Entretanto, a adoção de taxas tão reduzidas não é viável experimentalmente, pois acarretaria em tempos de ensaio muito elevados para que se pudessem produzir taxas de corrosão significativas.

Analisando trabalhos anteriores, verificou-se que as densidades de corrente empregadas variam muito, sendo utilizados valores que vão desde 45 μ A/cm² (Bonacci et al, 1998) a 10.400 μ A/cm²

(Almusallam et al. 1996). Neste trabalho decidiu-se adotar a recomendação de Graeff (2007), que considera que a densidade de corrente para que não haja distorção intensa do fenômeno deve ficar em torno de $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Esta foi o valor adotado para a indução da corrosão nos ensaios CAIM do programa experimental desta dissertação.

Outra definição envolveu a forma de incorporação dos cloretos que auxiliam a acelerar a corrosão. A maioria dos pesquisadores que utilizou o CAIM anteriormente (Jadovski et al., 1991; Selistre et al. 1993; Marchesan et al., 1997; Kirchheim et al., 2005; Torres, 2006; e Graeff, 2007) adicionou o cloreto na água de imersão, através da dissolução de cloreto de sódio num teor (35 g/l) que produzisse uma solução salina com concentração de cloretos similar à encontrada no oceano atlântico que banha o litoral brasileiro.

Para encurtar o tempo de exposição, permitindo que fossem atingidos os percentuais de corrosão desejados em menor tempo, decidiu-se incorporar os cloretos na água de amassamento do concreto. Desta forma, a corrosão se inicia mais rápido, pois não é necessário aguardar que os cloretos migrem da superfície até as proximidades da barra de armadura, despassivando a mesma. A decisão de inserir o cloreto direto na matriz do concreto se justifica na medida em que o objetivo do trabalho era a verificação do comportamento de aderência quando barras de aço são inseridas em concretos com diferentes resistências e sofrem determinados índices de corrosão, e não avaliar a dificuldade de ocorrência de corrosão nestas estruturas. Como o estudo não contempla a análise do tempo ou forma de difusão dos fenômenos, a alteração proposta não causa prejuízos aos objetivos estabelecidos.

Outro fator que influenciou na decisão de adicionar o cloreto de sódio na água de amassamento do concreto foi a dificuldade inerente à penetração dos cloretos em matrizes compactas. No estudo realizado por Graeff (2007), verificou-se que não ocorreu corrosão nas barras de aço inseridas em corpos-de-prova de concreto com resistência à compressão de 50 MPa. Este comportamento foi explicado pelo fato de a matriz ser muito densa, dificultando a penetração dos íons cloretos e do oxigênio¹⁵. Conforme a autora, no início do ensaio deve ter ocorrido o consumo do oxigênio dissolvido nos poros e a redução da umidade no entorno da barra, o que aumentou a resistividade e interrompeu o processo corrosivo. Uma vantagem adicional da adição de NaCl na água de amassamento consiste em reduzir as emanações de vapor de água contendo cloreto, evitando a corrosão da parte exposta da barra de aço que faz parte dos corpos-de-prova de arrancamento ou dos equipamentos circundantes.

No que diz respeito à concentração de cloretos, não existe consenso sobre o teor limite que desencadeia a corrosão. Glass e Buenfeld (1997) fizeram uma extensa revisão bibliográfica, como visto no capítulo 3, chegando à conclusão que os valores propostos se concentram entre 0,17 e 2,5% de cloretos em relação ao peso de cimento. Para assegurar que o processo de corrosão seria desencadeado, decidiu-se utilizar uma concentração acima do limite superior indicado. Sendo assim, o

¹⁵ Como se sabe, para que se desenvolva um processo corrosivo é necessário que estejam presentes três elementos: uma diferença de potencial, um eletrólito (cloreto) e oxigênio (presente nos poros do concreto ou que penetra através da estrutura de poros da matriz cimentícia).

teor de cloreto empregado no trabalho foi 3% do peso do cimento, mesmo teor utilizado por Bolina et al. (2007) e Glass e Buenfeld (1997), entre outros.

Como o sal de cozinha (NaCl – Cloreto de Sódio) foi a forma de cloreto utilizada para aceleração da corrosão, e este é composto por cloro e sódio numa proporção de 60% e 40%, respectivamente, o teor de sal incorporado na mistura foi de 5% do peso do cimento.

4.2 DETALHAMENTO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL POR ETAPA

O principal interesse da presente pesquisa, como descrito no capítulo 1, consistia em averiguar como a resistência de aderência é afetada por diferentes fenômenos de deterioração, sendo o estudo focado na análise dos efeitos da corrosão e exposição a temperaturas elevadas, além de buscar, em paralelo, comparar três métodos de ensaios de aderência (arrancamento simples, arrancamento excêntrico e ensaios de viga).

Para atingir estes dois objetivos, sem incrementar de forma exagerada o número de ensaios a realizar, decidiu-se dividir o programa experimental em duas etapas, como já foi descrito no item 1.4. O conjunto de ensaios da primeira etapa buscou analisar o comportamento da aderência aço/concreto frente aos fenômenos de corrosão da armadura e exposição a altas temperaturas. Já na segunda etapa, o foco foi a comparação dos resultados de aderência obtidos utilizando três métodos distintos de ensaio. Para construção dos modelos estatísticos foram utilizados dados das duas etapas. A seguir se detalha quais as variáveis de estudo adotadas em cada etapa.

4.2.1 Definição das Variáveis da Etapa I

Para a determinação do comportamento de aderência com a elevação da temperatura, o fator controlável foi o **nível máximo de temperatura de exposição**, que visou simular situações de incêndio. Cinco níveis foram analisados: temperatura ambiente (23°C), 200°C, 400°C, 600°C e 800°C. Estas temperaturas foram selecionadas à luz da análise de resultados de trabalhos anteriores, relativos tanto à perda de aderência quanto ao comportamento da resistência à compressão. A adoção destes níveis facilita a comparação com outros programas experimentais, como os desenvolvidos por Lima (2005) e Wendt (2005). A partir da análise da literatura e do conhecimento disponível no Grupo de Pesquisa LEME, sabe-se que a degradação térmica é quase nula até 200°C, se acelera a partir de 400°C, aumentando consideravelmente até 600°C e chegando a valores quase definitivos quando se supera os 800°C. Os patamares escolhidos permitem capturar bem estas várias tendências.

Já para a análise da perda de aderência devido à corrosão, o fator controlável definido foi o **percentual de perda de massa** da barra, analisado nos níveis de 0%, 4%, 8%, 12% e 16%. Da mesma forma que no caso da temperatura, estes níveis foram definidos a partir da análise de resultados de trabalhos anteriores. Esta indicou que a aderência aço-concreto apresenta um comportamento com tendências interessantes, em função do avanço do processo de corrosão. Aparentemente, durante os estágios

iniciais do processo corrosivo, o acúmulo de produtos de corrosão proporciona uma densificação na zona de transição e uma melhora no intertravamento entre o aço e o concreto, resultando em um incremento das tensões de aderência. Com o avanço do processo e formação de mais produtos, o espaço para deposição dos óxidos termina e começam a ser geradas tensões de tração, que favorecem a micro-fissuração e afetam, de forma deletéria, o comportamento de aderência. No estudo de Graeff (2007), a redução da tensão de aderência chegou a alcançar 52%, em corpos-de-prova com percentual de perda de massa igual a 20% em bitolas de 12,5 mm de diâmetro. Como discutido no capítulo 3, o ponto de inflexão do comportamento não é muito claro, ficando normalmente entre 1% (Al-Sulaimani et al., 1990; Auyeung et al., 2000) e 4% (Almusallan et al., 1996; Graeff, 2007) de percentual de perda de massa. A adoção de intervalos regulares com espaçamento de 4%, indo até 16%, permite mapear esta zona até perto do limite admissível de 20% de perda de seção, considerado por muitos pesquisadores como valor limite para substituição da armadura original.

Outra variável de pesquisa adotada foi a **resistência à compressão do concreto**, para a qual foram definidos os níveis de 25, 45 e 65 MPa. Justifica-se a escolha desta variável devido ao fato de que a aderência é função do tipo e qualidade do concreto. Além disso, o processo de corrosão e o comportamento frente a elevadas temperaturas sofrem alteração com a compacidade do concreto, e conseqüentemente, com a sua resistência. Os patamares de 25, 45 e 65 MPa foram escolhidos porque representam, respectivamente, um nível de resistência de concreto que está sendo empregado em projetos correntes, um valor próximo ao mínimo para classificação de concretos de alta resistência e um valor superior, equidistante do valor de 45 MPa, para que seja obtida uma curva de desempenho mais bem definida.

Por fim, tomou-se como variável de estudo o **diâmetro da barra de armadura**, pois se considerou que a relação superfície/área da barra influencia bastante no comportamento da aderência. Serão estudados os diâmetros mais comumente encontrados na construção, quais sejam: 8.0, 12.5, 16.0, 20.0 e 25.0 mm. A tabela 4.1 sumariza os níveis adotados para cada uma das variáveis empregadas na primeira etapa da pesquisa.

Tabela 4.1 – Níveis adotados para cada uma das variáveis da 1ª. Etapa da pesquisa.

<i>Temperatura [°C]</i>	<i>Corrosão [% perda de massa]</i>	<i>Resistência à Compressão do Concreto [MPa]</i>	<i>Diâmetro da barra de aço [mm]</i>
23 (ambiente)	0	25	8,0
200	4	45	12,5
400	8	65	16,0
600	12		20,0
800	16		25,0

4.2.2 Definição das Variáveis da Etapa II

Nesta etapa o principal objetivo era comparar resultados de diferentes **métodos de ensaio**. Por isto, esse foi adotado como principal variável de estudo. Conforme já mencionado, foram usados os métodos de ensaio de arrancamento simples e excêntrico, já empregados na etapa I, sendo, ainda, realizados ensaios de viga. Como variáveis de estudo adicionais foram selecionadas a **resistência à compressão do concreto**, o **comprimento de aderência** e o **tipo de nervura**, ou geometria superficial da barra. Não foram usadas as variáveis associadas à deterioração do concreto (percentual de perda de massa e temperatura de exposição).

O interesse no estudo de diferentes valores de **resistência à compressão do concreto** deveu-se ao interesse em verificar se o desempenho de cada método de ensaio sofreria alteração com a variação do tipo de concreto. De acordo com Rossi (2002), há um limite de resistência à compressão que pode ser utilizado no ensaio de viga, preconizado pela RILEM¹⁶ (1973), para que não haja alteração do comprimento de aderência. Atualmente, porém, a tecnologia para fabricação do concreto é muito diferente da utilizada na década de 70, possibilitando a confecção de concretos cada vez mais resistentes. Sendo assim, pode haver uma necessidade de realizar atualizações nos critérios e recomendações deste método de ensaio.

Embora se tenha optado por utilizar somente um diâmetro de barra na segunda etapa da pesquisa (12,5 mm), adotou-se o **tipo de nervura** como variável da pesquisa, pois se verificou que a empresa que doou o aço para a realização do trabalho produzia barras deste diâmetro com duas configurações superficiais distintas. Uma delas apresenta nervuras maiores e mais espaçadas, denominadas nesta pesquisa de *nervuras Tipo 1 (N)*, enquanto que a outra tem nervuras com menor altura e desenvolvimento nos dois sentidos da barra (transversal e longitudinal), denominada de *nervura Tipo 2 (n)*, conforme pode ser observado na figura 4.1.



(a) nervura tipo 1



(b) nervura tipo 2

Figura 4.1 – Detalhe das nervuras das barras de 12,5 mm.

¹⁶ Segundo a RILEM-CEB-FIB, a resistência a compressão do concreto utilizado para a confecção das vigas deve ser de 27,5 MPa, quando os corpos-de-prova de controle forem cilíndricos, e deve ficar entre 27,0 e 33,0 MPa, quando os CPs forem cubos de aresta igual a 225 mm.

Diante da possibilidade de que a execução de vigas com concreto de alta resistência e comprimentos de aderência elevados resultasse numa falha por escoamento do aço, ao invés de uma ruptura por aderência, como observado em estudos preliminares, decidiu-se incorporar o **comprimento de aderência** como variável de estudo adicional para o ensaio de viga, na 2ª. etapa do estudo. Os níveis definidos para esta variável foram 4,5 e 10 vezes o diâmetro da barra, para todos os níveis de resistência (25, 45 e 65 MPa). A escolha destes níveis foi baseada em 2 fatos: a) o valor maior decorreu da recomendação da própria RILEM para realização do ensaio e b) o valor menor foi calculado para favorecer a ruptura da aderência ao invés do escoamento. O último foi determinado baseado em resultados de pesquisas anteriores, que indicaram valores de tensão de aderência para concretos de 65 MPa, maior resistência analisada na pesquisa. A partir destes determinou-se o comprimento máximo de aderência que não levaria ao escoamento de uma barra de aço de 12,5 mm de diâmetro. Na tabela 4.2 pode-se observar um resumo dos níveis adotados para as variáveis de estudo da segunda etapa da pesquisa.

Tabela 4.2 – Níveis adotados para cada uma das variáveis da 2ª. Etapa da pesquisa.

<i>Método de Ensaio</i>	<i>Resistência a Compressão do Concreto [MPa]</i>	<i>Configuração das Nervuras</i>	<i>Comprimento de Aderência</i>
Arrancamento Simples (<i>Pull-out / RILEM</i>)	25	tipo 1	4,5 ϕ *
Arrancamento Excêntrico (Kemp et al, 1968)	45	tipo 2	5 ϕ
Ensaio de Viga (<i>Beam test / RILEM</i>)	65		10 ϕ *

* comprimento de aderência de 4,5 e 10 ϕ só para o ensaio de viga, para os demais l_{ad} foi de 5 ϕ .

4.3 DETALHAMENTO DO PLANEJAMENTO ESTATÍSTICO

Com o objetivo de viabilizar a execução do programa experimental, com todas as variáveis e níveis de interesse, foi necessário aplicar um método estatístico para fracionamento, de forma a que fosse possível realizar o estudo no período de tempo disponível para o desenvolvimento do trabalho, e reduzir os custos para a realização dos ensaios. Para a elaboração de um fracionamento eficiente e econômico, duas técnicas distintas foram analisadas.

A primeira foi um projeto fatorial do tipo 5⁴ (quatro fatores a cinco níveis), fracionado em quatro blocos, totalizando 156 experimentos, com perda de algumas iterações de mais alta ordem. A outra técnica analisada foi um projeto composto de segunda ordem (PCSO), que é recomendado para ajuste de modelos quadráticos, situação em questão. Este projeto é caracterizado por reduzir o número total

de experimentos, sem perder informações, e por apresentar três partes distintas: a parte fatorial, a parte estrela e os pontos centrais, contendo respectivamente 2^k , $2k$ e n pontos, onde:

$k \Rightarrow$ número de fatores controláveis;

$n \Rightarrow$ número de pontos centrais (um ou mais). A repetição do ponto central é utilizada para aumentar os graus de liberdade do termo de erro, permitindo uma avaliação mais precisa da variância experimental.

Utilizando o processo estatístico PCSO, o programa experimental contemplaria um total de 26 experimentos para cada repetição e para cada método de ensaio, número significativamente inferior ao projeto fatorial 5^4 . Por esta razão, a metodologia adotada para o fracionamento foi o projeto composto de segunda ordem, embora não de forma completa. Os extremos (α , $-\alpha$) do eixo da resistência do concreto não foram ensaiados experimentalmente, pois estes pontos se situavam na extremidade da estrela e, portanto, seriam representados por poucos exemplares (corpos-de-prova) nos níveis de maior e menor resistência à compressão. Isto poderia introduzir um ruído indesejável no programa experimental, devido às variações decorrentes da moldagem. A decisão de excluir os valores extremos de resistência, que seriam de 15 e 75 MPa, foi possível pela resistência do concreto apresentar a mesma tendência de comportamento da tensão de aderência ao longo de seus valores, o que robustece a análise. Desta forma, o número total de experimentos foi 24, para cada repetição e para cada método de ensaio, totalizando 96 ensaios, na 1ª. etapa do estudo. Outros 48 ensaios de arrancamento simples e excêntricos foram realizados na 2ª. Etapa.

Na figura 4.2 pode-se observar uma parte do modelo estatístico escolhido para a execução do programa experimental da 1ª. etapa, apresentando as variáveis temperatura, diâmetro da barra e resistência do concreto. Dada a impossibilidade de representação gráfica simultânea de quatro fatores (ou quatro dimensões), gerou-se o modelo para três dimensões e replicou-se a combinação experimental para os valores de corrosão que estariam nos vértices do cubo.

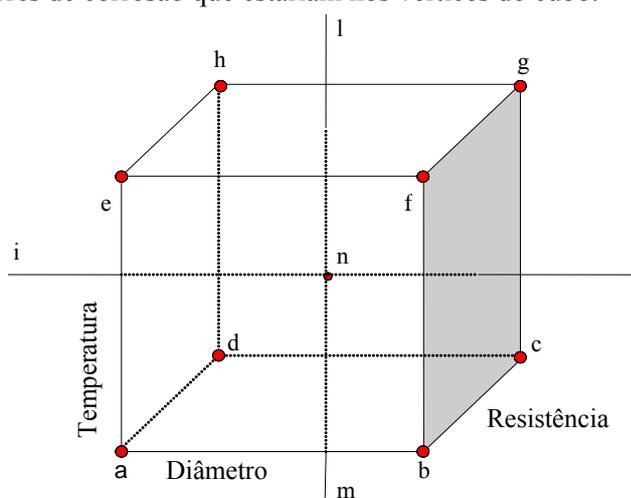


Figura 4.2 – Representação Esquemática do Modelo Estatístico utilizado no programa experimental.

Posteriormente, introduziram-se os valores extremos de alfa para o nível de corrosão, sendo eles 0% e 16% de perda de massa. Para esta situação, os níveis das demais variáveis apresentam seus valores intermediários, isto é, temperatura de 400°C, diâmetro de 16,0 mm e resistência de 45 MPa. Cabe destacar que a perda de massa para os pontos i, j, l e m, considerando o projeto completo, seria de 8%.

Os valores do parâmetro alfa representam os níveis máximos e mínimos dos fatores controláveis, sendo equidistantes do nível central. Estes valores podem ser definidos de modo a garantir algumas propriedades de interesse. Para o presente estudo desejou-se manter a rotacionalidade do projeto, assegurando a mesma precisão nas estimativas dos valores da variável de resposta, para todo o espaço amostral. Neste caso, o valor de alfa é definido seguindo a expressão 4.1.

$$\alpha = F^{\frac{1}{4}} \quad (4.1)$$

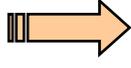
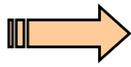
Onde F = número de pontos da parte fatorial (2^k).

A tabela 4.3 representa a combinação de variáveis do modelo cubo-estrela, mostrado na figura 4.2, isto é, sem a variação total do percentual de perda de massa por todos os níveis desejados na presente pesquisa. Já na tabela 4.4 podemos observar a combinação real dos níveis dos fatores controláveis, considerando a variação completa da variável de controle percentual de perda de massa. As combinações desta tabela guiaram a definição do programa experimental do presente trabalho.

Tabela 4.3 – Combinação das variáveis para o modelo mostrado na figura 4.2.

Ponto	Temperatura [°C]	Diâmetro [mm]	Resistência [Mpa]
a	200	12,5	25
b	200	20,0	25
c	200	20,0	65
d	200	12,5	65
e	600	12,5	25
f	600	20,0	25
g	600	20,0	65
h	600	12,5	65
i	400	8,0	45
j	400	25,0	45
l	800	16,0	45
m	23	16,0	45
n	400	16,0	45

Tabela 4.4 – Combinação real dos níveis dos fatores controláveis.

		Ponto	Temperatura	Diâmetro	Resistência	% Perda de
Representação do cubo para 4 % de perda de massa		a	200	12,5	25	4
		b	200	20,0	25	
		c	200	20,0	65	
		d	200	12,5	65	
		e	600	12,5	25	
		f	600	20,0	25	
		g	600	20,0	65	
		h	600	12,5	65	
Representação da estrela		i	400	8,0	45	8
		j	400	25,0	45	
		l	800	16,0	45	
		m	23	16,0	45	
		n	400	16,0	45	
Representação do cubo para 12 % de perda de massa		a ₁	200	12,5	25	12
		b ₁	200	20,0	25	
		c ₁	200	20,0	65	
		d ₁	200	12,5	65	
		e ₁	600	12,5	25	
		f ₁	600	20,0	25	
		g ₁	600	20,0	65	
		h ₁	600	12,5	65	
Representação da estrela		o	400	16	45	0
		p	400	16	45	16

Conforme exposto no item 4.1, na 1ª. etapa do estudo a *tensão de aderência* foi analisada através de duas metodologias (ensaios de pull-out e de arrancamento excêntrico), o que ocasionou a repetição completa da tabela. Foi, ainda, efetuada uma repetição extra para cada método de ensaio, de forma a totalizar dois exemplares para cada situação de análise. Desta forma, o total de ensaios da 1ª. Etapa, como já foi explicado, chegou a 96. Na 2ª. Etapa se adotou um projeto mais completo, com realização de todas as interações entre as variáveis para os ensaios de arrancamento: tipo de ensaio (3), tipo de nervura (2) e resistência do concreto (3). Foram efetuados, no total, 48 ensaios¹⁷. No caso do ensaio de vigas foram também efetuados ensaios com variação do comprimento de ancoragem.

Cabe ressaltar que os experimentos foram planejados de forma a aleatorizar as variáveis intrínsecas à fabricação e ensaio dos corpos-de-prova, isto é, a ordem de concretagens e de colocação dos corpos-de-prova no forno foram aleatorizadas, quando possível.

¹⁷ Foram adotadas 5 repetições dos ensaios com nervura tipo 2 (n) e 3 repetições dos ensaios com nervuras tipo 1 (N), pois já haviam sido concretados alguns corpos-de-prova com a nervura menor (n) quando se verificou que a empresa que doou o material fabricava a mesma barra com a nervura maior. Para garantir boa base de comparação foi efetuada nova concretagem, mas os dados da série anterior também foram usados no modelagem.

4.4 MATERIAIS

Os materiais utilizados na presente pesquisa são comumente encontrados no Estado do Rio Grande do Sul. O cimento empregado foi o Portland de alta resistência inicial, tipo CPV-ARI RS, fabricado pela Votorantim Cimentos. Um resumo das propriedades físicas, químicas e mecânicas, fornecidas pelo fabricante, está apresentado no Anexo I.

Neste anexo constam ainda a distribuição granulométrica e as características físicas dos agregados miúdo e graúdo. Para a execução dos ensaios foram utilizadas as *NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica* [ABNT, 2001], *NBR NM 52: Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente* [ABNT, 2002] e *NBR NM 53: Agregado graúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente e absorção de água* [ABNT 2002]. Cabe ressaltar que, como agregado miúdo foi utilizado areia média proveniente do Rio Jacuí e como agregado graúdo, rocha basáltica britada.

Em relação ao aditivo superplastificante, destaca-se que o mesmo foi utilizado em todas as misturas. O aditivo *TEC-FLOW 7000*, fabricado pela empresa RHEOTEC apresenta massa específica igual a $1,095 \pm 2\% \text{ g/cm}^3$, e possui base química de uma cadeia de éter carboxílico.

As barras de aço utilizadas no desenvolvimento do trabalho foram da classe CA-50, doadas pela empresa Belgo, do grupo Arcelor Mittal. Para verificação das propriedades mecânicas à tração, as mesmas foram ensaiadas conforme indicado na Norma *NBR 6152: Material Metálico – Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração – Método de Ensaio*, [ABNT, 2001]. Na tabela 4.5 são apresentados os resultados obtidos e uma comparação destes valores com os exigidos pela *NBR 7480: Barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado*, [ABNT, 2007]. A tensão de ruptura só foi medida em algumas barras, para fins de controle, pois não influencia no programa experimental realizado. Ressalta-se que os valores apresentados na tabela são resultado da média de três determinações.

Tabela 4.5 – Resistência a tração das barras de armadura.

Diâmetro [mm]	Tensão [MPa]	
	Escoamento	Ruptura
8,0	554,69	708,24
12,5 Tipo 1 (N)	612,78	-
12,5 Tipo 2 (n)	564,16	694,27
16,0	554,06	-
20,0	594,68	724,15
25,0	548,95	-

Analisando os resultados obtidos nos ensaios de tração, verifica-se que todas as barras atendem os requisitos da norma, sendo que as tensões de escoamento variam entre cerca de 10% e 20% acima do patamar de 500MPa. Os ensaios de tração foram realizados numa prensa hidráulica, marca SHIMADZU, como mostrado na figura 4.3, com capacidade de 2000KN e controle computadorizado.

As deformações nas barras foram controladas com auxílio de extensômetros elétricos aplicados sobre a superfície das mesmas. Além das resistências, foram também medidas as características superficiais, que serão apresentadas no capítulo 5.



Figura 4.3 – Realização dos ensaios de tração nas barras de aço.

4.5 DEFINIÇÃO DOS TRAÇOS DE CONCRETO

Os traços de concreto foram estabelecidos a partir de curvas de dosagem geradas com o método da EPUSP/USP. Esta técnica permite que se obtenham concretos com características semelhantes quanto ao teor de argamassa, ao abatimento e quantidade de aditivo superplastificante. Foi adotado abatimento de 160 ± 20 mm e teor de argamassa de 52%, de forma a obter um concreto bem argamassado, o que facilita o processo de adensamento. Esta característica era fundamental, dada a densidade de armadura existente nos corpos-de-prova tipo viga. O teor de aditivo superplastificante foi fixado em 0,5% do peso do cimento. As curvas obtidas estão mostradas na figura 4.4.

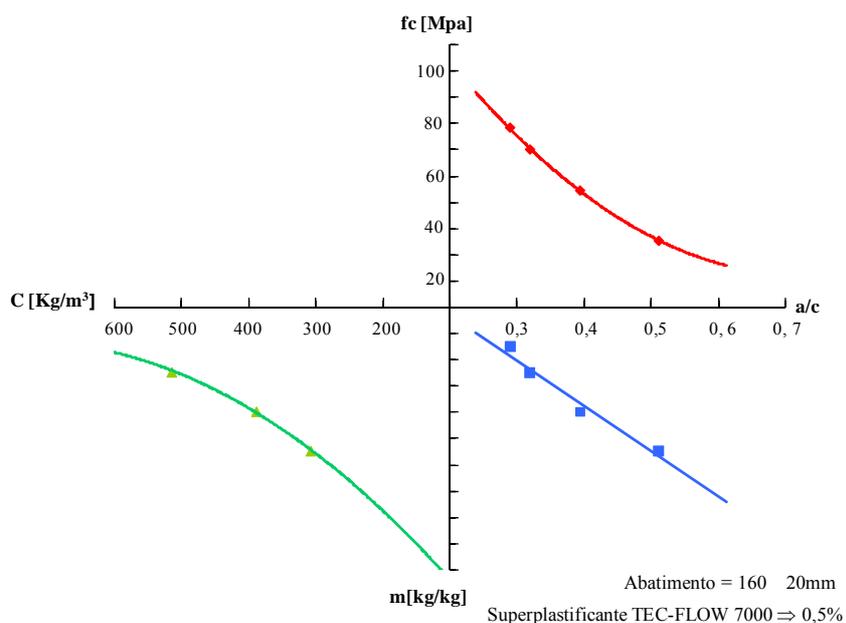


Figura 4.4 – Curvas de dosagem geradas para o estudo (referente à resistência à compressão aos 28 dias).

A partir das curvas foram estabelecidos traços que resultassem em concretos com resistência à compressão de 25, 45 e 65 MPa aos 28 dias, o que permite a elaboração de um modelo matemático abrangente em termos de resistências usuais. Os traços resultantes estão apresentados na tabela 4.6. Como não foi empregado sal de cozinha nos estudos de dosagem, decidiu-se realizar algumas concretagens adicionais para verificar se a sua incorporação iria acarretar mudanças nas curvas de evolução de resistência à compressão. Os resultados estão mostrados na figura 4.5, que contém 3 curvas referentes a traços executados sem adição de sal, com 2,8% de adição e com 5,0% de adição de sal de cozinha em relação ao peso do cimento. Os resultados indicam que praticamente não existe diferença entre as curvas, o que evidencia que a adição de sal não altera os estudos de dosagem realizados anteriormente.

Tabela 4.6 – Traços definidos para utilização na pesquisa.

F_{ck}	Cimento	Areia	Brita	Relação a/c
25 MPa	1	3,42	4,08	0,56
45 MPa	1	2,12	2,88	0,42
65 MPa	1	1,34	2,16	0,32

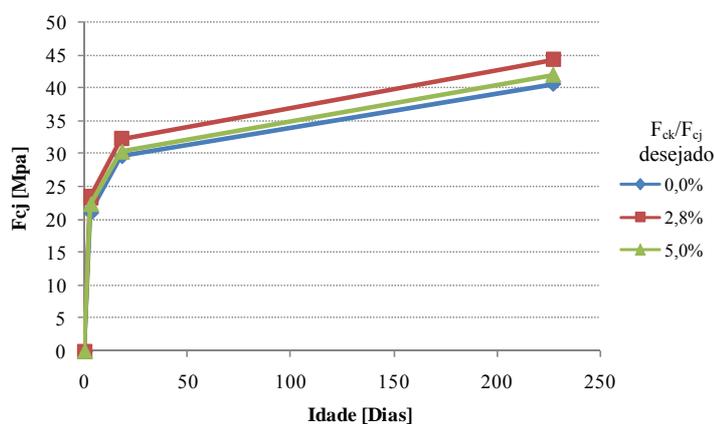


Figura 4.5 – Gráficos da resistência pela quantidade de sal presente na mistura.

4.6 PREPARAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA

Neste item serão apresentados os procedimentos para a preparação e moldagem dos corpos-de-prova, bem como os cuidados adotados até o momento do ensaio, tanto para a primeira quanto para a segunda etapa da pesquisa. De forma geral, as atividades que antecediam as concretagens dos corpos-de-prova de aderência eram extensas, complexas e exaustivas. Inicialmente, as barras passavam por uma limpeza mecânica, com auxílio de escovas de aço, a fim de retirar a oxidação superficial e quaisquer resíduos aderidos às mesmas. Posteriormente, as mesmas eram cortadas em pequenos segmentos e as extremidades com pontas retorcidas, geradas no momento do corte industrial, eram retiradas, para

evitar perturbações e possibilitar o encaixe adequado do segmento de barra na lateral da fôrma de compensado.

Outro cuidado tomado foi evitar que os segmentos de barra contivessem marcas de laminação. De acordo com a NBR 7480: *Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação* [ABNT, 2007], as barras de aço devem apresentar marcas de laminação em relevo, identificando a empresa produtora, a categoria do material e seu respectivo diâmetro nominal. Tomou-se o cuidado de evitar que no comprimento aderente fossem incluídos estes trechos, pois a presença dos mesmos afeta a disposição normal das nervuras. Como os segmentos de barra eram pequenos, isto poderia ter uma influência difícil de ser avaliada no desempenho de aderência. Ao dirigir o corte para áreas sem marcas de laminação se buscou evitar que isto provocasse ruídos ou alterações no resultado final.

As etapas de preparação das barras principais, usadas para avaliar a aderência, antes da concretagem dos corpos-de-prova, incluíam, ainda:

- posicionamento de tubos de PVC para definição dos trechos aderentes e não aderentes. A operação envolveu o posicionamento de um trecho de fita crepe demarcando a área aderente, que servia ainda para preencher o espaço vazio entre a barra e o tubo, evitando a entrada de argamassa e evitando que o tubo se desloque durante a concretagem;
- colocação de um fio de cobre sobre a barra, isolado da mesma por meio de elementos plásticos de pequena espessura, para permitir a atração dos cloretos para o entorno da barra, de forma a acelerar o processo corrosivo. A melhor forma de posicionar o fio foi estudada por Torres (2006);
- proteção dos trechos não aderentes da barra contra a corrosão, através da aplicação de uma pintura à base de NITOPRIMER ZN, uma formulação formada por uma base epóxi rica em zinco, que serve como ânodo de sacrifício, evitando a corrosão da barra de aço. Este cuidado foi tomado para evitar que o restante da barra, fora do trecho aderente, sofresse com o fenômeno da corrosão, visto que parte da mesma estaria em um ambiente severo;

Seguindo as recomendações de cada ensaio, foi necessário incorporar armaduras adicionais nos corpos-de-prova de arrancamento excêntrico e de viga, de forma a gerar confinamento e resistir aos esforços de corte e flexão gerados nestes elementos durante o carregamento.

A figura 4.6 mostra a operação de colocação do tubo de PVC e um detalhe das armaduras transversais utilizadas nos corpos-de-prova de arrancamento excêntrico.

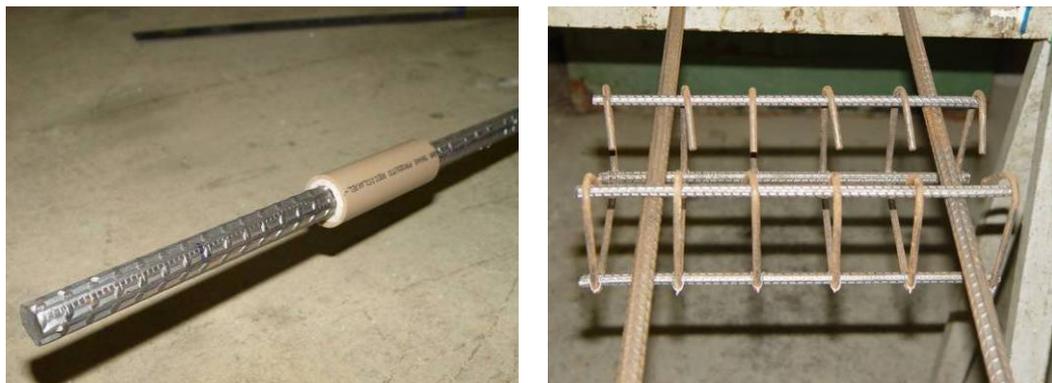


Figura 4.6 – Detalhes (a) da colocação do tubo de PVC na barra principal; (b) da armadura transversal dos CPs de arrancamento excêntrico.

Nos exemplares de arrancamento excêntrico que faziam parte da 1ª etapa da pesquisa, a armadura transversal também foi revestida com pintura protetora à base de zinco, para evitar que a mesma corresse junto com a armadura principal, demandando maior corrente de indução. Isto não foi necessário nos corpos-de-prova da segunda etapa, pois os mesmos não foram submetidos ao processo corrosivo. Após a preparação das armaduras, as mesmas foram colocadas nas formas, tomando-se os devidos cuidados para que as mesmas não entrassem em contato com o desmoldante utilizado nas formas de madeira, o que poderia acarretar prejuízos em relação ao desempenho de aderência. A figura 4.7 mostra uma vista de alguns corpos-de-prova, na qual se podem ver os trechos de comprimento não aderente, revestidos com luvas plásticas, os trechos de comprimento aderente, expostos e com o fio de cobre posicionado sobre eles, e o restante das barras, revestidos com a pintura protetora.



Figura 4.7 – Detalhe de corpos-de-prova de arrancamento simples e de viga, preparados para a concretagem.

Cabe destacar que os modelos de viga que compuseram a etapa II tiveram uma preparação diferenciada, sendo necessária a execução de uma rosca nas extremidades da barra, onde era fixada uma porca para restringir o deslizamento após ter sido alcançado o limite especificado no procedimento de ensaio da RILEM, que era de 3mm. Para a confecção das roscas, as barras foram

previamente usinadas, para desbaste, e posteriormente dispostas em um torno mecânico, onde se processaram as roscas com passo de doze fios por polegadas.

4.7 MOLDAGEM DOS CORPOS-DE-PROVA

As concretagens para os estudos de dosagem e verificação do comportamento do concreto com adição de sal foram realizadas em betoneira de eixo vertical, enquanto que as betonadas para produção do concreto usado na moldagem dos corpos-de-prova de aderência foram efetuadas em betoneira de tombo, devido ao grande volume de concreto necessário para moldagem dos espécimes. Com exceção desta diferença, os demais procedimentos para moldagem, adensamento, cura e ruptura dos corpos-de-prova foram os mesmos..

A figura 4.8 mostra o procedimento de lançamento do concreto nas diferentes formas, correspondentes aos diferentes corpos-de-prova. Como podemos observar na figura, foram moldados, também, corpos-de-prova cilíndricos para execução do controle tecnológico da resistência do concreto e determinação da resistência residual à compressão dos concretos gerados após exposição a temperaturas elevadas.



Figura 4.8 – Vista da concretagem dos corpos de prova de aderência e de controle de resistência do concreto.

O processo de adensamento foi realizado com o auxílio de um vibrador tipo agulha, aplicado externamente às fôrmas. Ao término da concretagem, os corpos-de-prova foram cobertos com uma lona plástica, impedindo a evaporação da água presente na mistura. Passadas 24h da moldagem, os cps foram desmoldados e levados para câmara úmida, onde permaneceram por 13 dias. Depois disto permaneceram em ambiente de laboratório até a data de início da aceleração da corrosão, ou de ensaio (no caso dos cps de aderência não corroídos e dos cps cilíndricos). O tempo de permanência no ambiente laboratorial variou porque alguns cps tiveram que aguardar enquanto outros eram submetidos à corrosão acelerada para que se atingisse um determinado grau de corrosão.

Foi estabelecido que a retirada dos cps de uma mesma série do ambiente de aceleração do processo corrosivo deveria ocorrer num mesmo momento. Esta decisão buscou garantir que houvesse condições similares de umidade entre os exemplares, visto que a maioria destes seria posteriormente exposta a elevadas temperaturas. Neste caso, a diferença de concentração de água na matriz cimentícia poderia causar uma variabilidade de comportamento indesejada. Desta forma, quando alguns cps que necessitavam atingir percentuais de corrosão menores aguardavam mais tempo antes de serem colocados em ensaio, para permitir que os demais atingissem os percentuais de corrosão desejados. O menor tempo de permanência em ambiente de laboratório, antes do início da aceleração da corrosão, foi de 7 dias, para os corpos-de-prova que deveriam ter perda de massa de 16% e de 42 dias, para os que deveriam ter corrosão de 0%. Estabeleceu-se, ainda, que todos os corpos-de-prova que passaram pelo processo de corrosão seriam retirados da imersão 48 horas antes de serem aquecidos, visando a eliminação da maior parte da água presente nos poros do concreto.

4.8 CONTROLE TECNOLÓGICO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

As rupturas dos corpos-de-prova cilíndricos utilizados para controlar a evolução da resistência à compressão das amostras moldadas seguiram os procedimentos preconizados na NBR 5739: *Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos* [ABNT, 2005], sendo executados em uma prensa Shimadzu computadorizada com capacidade de 2000 KN, conforme mostrado na figura 4.9.



Figura 4.9 – Ruptura dos corpos-de-prova de controle.

Os corpos-de-prova cilíndricos foram rompidos aos 7, 28 e 63 dias, sendo ensaiados 3 corpos-de-prova em cada idade. A última idade correspondeu à data de ensaio dos corpos-de-prova de arrancamento. A figura 4.10 mostra as curvas de evolução da resistência de cada traço. Observa-se que as curvas dos traços de 45 e 65 MPa atingem valores superiores ao f_{ck} desejado aos 28 dias e iguais ao f_{cj} desejado (considerando um desvio padrão de projeto de 4 MPa) aos 63 dias. Já a curva do traço 25 MPa atinge resistências abaixo do esperado. Este fato não causa problemas para a confecção do modelo, pois os valores usados foram os efetivamente obtidos nos ensaios de controle. A figura 4.11 mostra uma comparação entre betonadas, sendo possível observar que houve certa variação de resistência entre as diferentes betonadas, especialmente no traço de 25 MPa.

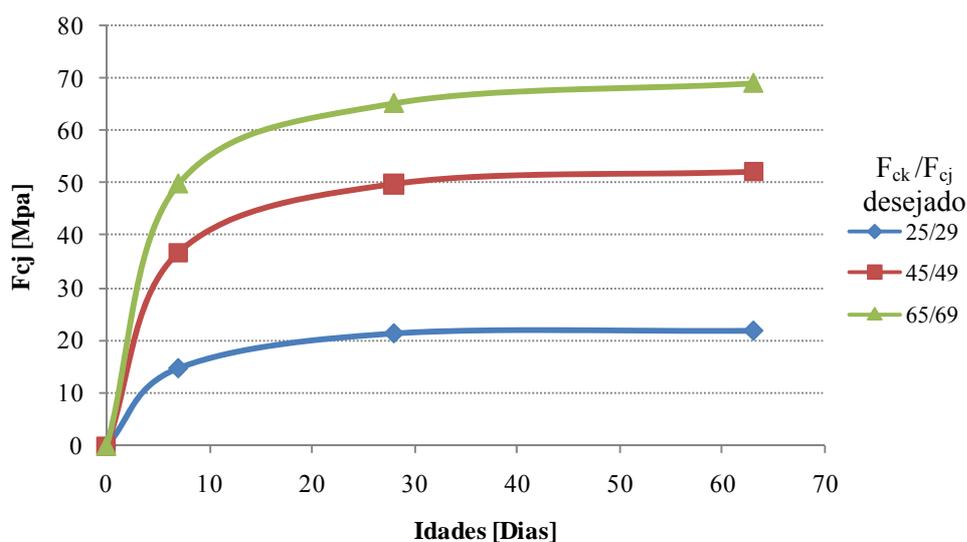


Figura 4.10 – Evolução da resistência à compressão para cada traço.

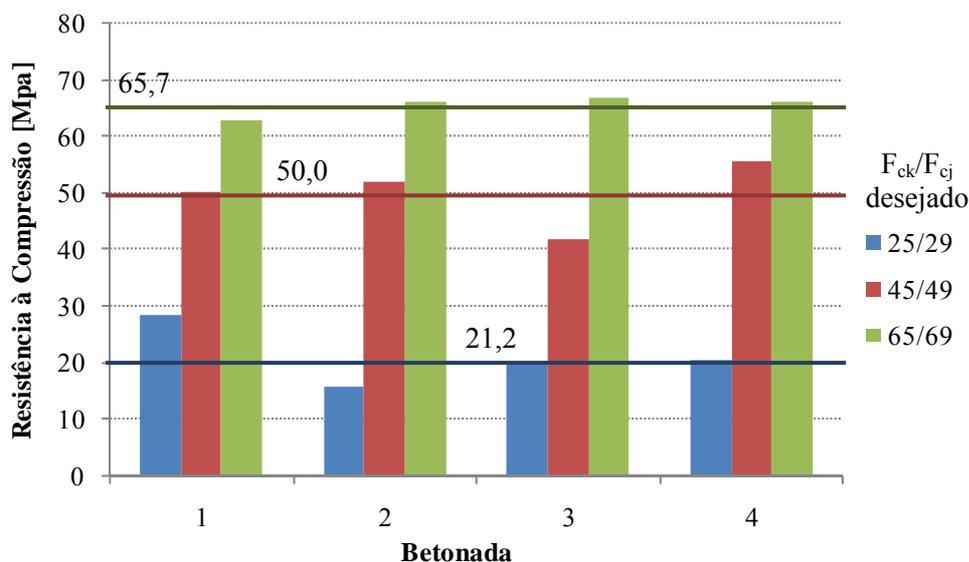


Figura 4.11 – Variação da resistência entre betonadas aos 28 dias.

4.9 TÉCNICAS E METODOLOGIAS DE ENSAIO

Neste item são apresentadas as metodologias de ensaio empregadas nesta pesquisa. São discutidos os procedimentos adotados nos processos de aceleração de corrosão e exposição a elevadas temperaturas, bem como detalhado como foram efetuados os ensaios para determinação da tensão de aderência entre o aço e o concreto.

4.9.1 Procedimento de Aceleração da Corrosão

O processo de aceleração da corrosão foi induzido com auxílio de fontes de alimentação que forneciam correntes constantes.

Devido ao grande número de corpos-de-prova, tiveram que ser utilizadas seis fontes, sendo cinco dela da marca ICEL, modelo PS-5000, e uma fonte mais antiga. As fontes ICEL apresentam duas saídas de alimentação de corrente constante capaz de fornecer correntes de até 3A, mas com capacidade máxima de voltagem de 30V. A outra fonte utilizada possuía apenas um canal de alimentação, podendo gerar correntes de até 3A, mas com capacidade máxima de 75V, o que possibilitava a colocação de um maior número de corpos-de-prova em série durante o ensaio. A figura 4.12 mostra uma imagem das fontes utilizadas.



Figura 4.12 – Fontes de alimentação utilizadas para aceleração da corrosão.

Os corpos-de-prova foram conectados em série a cada fonte, conforme indicado na figura 4.13. Na figura pode-se observar que o pólo positivo de cada fonte era ligado à barra do primeiro cp da série, enquanto que o pólo negativo era conectado ao fio de cobre que estava em contato com a água no último cp da série, visando garantir o fluxo da corrente através de todos os cps conectados.

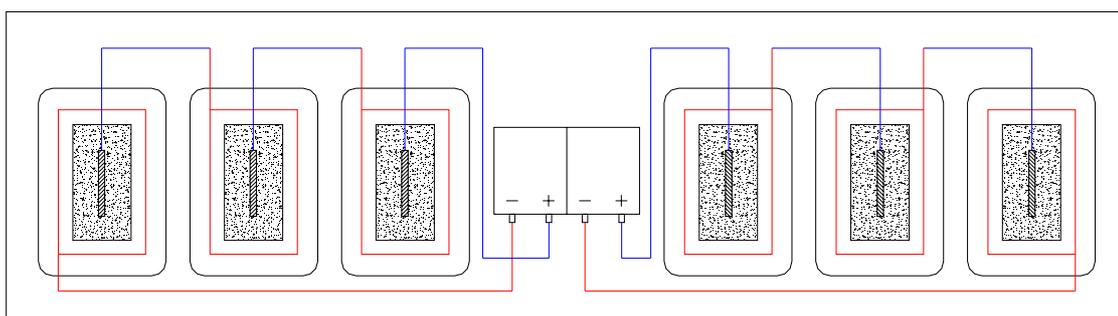


Figura 4.13 – Esquema do processo de aceleração: ligação em série.

Na tabela 4.7 podem ser observados os valores das correntes impostas, para cada diâmetro de barra. Cabe salientar que as correntes eram monitoradas constantemente, a fim de verificar e corrigir possíveis alterações em seus valores. Caso a corrente passante apresentasse variação elevada no seu valor, ou se a passagem da mesma fosse interrompida, o corpo-de-prova que estivesse provocando a variação era retirado da série, evitando que os demais exemplares fossem prejudicados.

Tabela 4.7 – Valores das correntes aplicadas.

Diâmetro [cm]	Área Lateral [cm ²]	Taxa [μ A/cm ²]	Corrente [mA]
0,80	10,05	500	5,03
1,25	24,54	500	12,27
1,60	40,21	500	20,11
2,00	62,83	500	31,42
2,50	98,17	500	49,09

Os corpos-de-prova eram então colocados num recipiente plástico contendo a solução salina, sendo submergidos até que a água ficasse cerca de 0,5cm abaixo da parte inferior da barra. Desta forma se buscava um arranjo que permitisse a entrada de oxigênio (dado o acesso pela metade superior do bloco de concreto) ao mesmo tempo em que garantisse uma boa umidade do concreto (pela contato da parte inferior do bloco com a barra).

Como já foi citado, um fio de cobre era fixado sobre a barra, sem contato direto com a mesma, para permitir que se estimulasse o ingresso dos cloretos. Este procedimento foi o mesmo utilizado por Kirchheim (2003), Torres (2006) e Graeff (2007). A figura 4.14 apresenta a disposição de uma série de cps submetidos ao processo corrosivo.



Figura 4.14 – Disposição dos corpos-de-prova de arrancamento submetidos à indução do processo corrosivo.

4.9.2 Procedimento de Calibração dos Tempos para Corrosão

Antes do início da 1ª. Fase do programa experimental foi necessário fazer uma série preliminar de ensaios de aceleração da corrosão para determinar o tempo necessário de aplicação da corrente que resultaria nos percentuais de corrosão desejados para os ensaios de aderência em condições extremas. Aproveitou-se esta série para analisar os efeitos da variação do cobrimento e da taxa de corrente no comportamento da curva perda de massa *versus* tempo. A tabela 4.8 mostra as variáveis e níveis empregados neste estudo preliminar.

Tabela 4.8 – Resumo das variáveis estudadas para calibração da corrosão.

Tempo de Corrosão [horas]	Taxa de Corrente [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	Cobrimento [mm]
177	500	40
448	700	60
809		

Decidiu-se estudar o efeito de taxas de corrente acima de 500 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ no intuito de verificar se seria possível acelerar alguns ensaios, sem causar distorções no processo, o que facilitaria a logística de ensaio diante do número elevado de corpos-de-prova e do número limitado de fontes disponíveis. Já o estudo do cobrimento foi efetuado porque, devido à variação dos diâmetros das barras nos ensaios de aderência, os corpos-de-prova variaram de cobrimento entre 35 e 115 mm, no ensaio de arrancamento simples, e 12 a 37,5 mm, no ensaio de arrancamento excêntrico. Sendo assim, era fundamental determinar se a diferença de cobrimento da barra iria demandar alterações nos tempos de aplicação de corrente.

Antes da moldagem dos corpos-de-prova de calibração, as barras de aço foram cortadas em segmentos de 140 mm e limpas com escovas de cerdas de aço, visando eliminar a oxidação e possíveis resíduos superficiais. O processo foi feito de forma manual para não alterar a configuração superficial original da barra de armadura. Após a limpeza, as barras foram pesadas, para registro da massa inicial. Fios de cobre foram fixados sobre as mesmas, para possibilitar a aplicação da corrente elétrica. Pedacos do capeamento do fio serviram como espaçadores para evitar o contato elétrico com a barra. Fixado o fio de cobre, a barra era posicionada no centro da fôrma, sendo usados espaçadores plásticos para garantir o cobrimento inferior de 40mm, como se observa na figura 4.15.

A concretagem dos cps de calibração foi realizada em laboratório, em uma betoneira de eixo vertical. Após a verificação da consistência do concreto, realizada através do ensaio preconizado pela NBRNM67: *Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone* [ABNT, 1998], os cps foram moldados, com cuidado para que as barras fossem mantidas no centro da fôrma.



Figura 4.15 – Posicionamento do fio de cobre nos cps de calibração.

Vinte e um dias após a concretagem, os corpos-de-prova foram retirados da câmara úmida e submetidos ao processo de aceleração da corrosão, conforme mostrado na figura 4.16.



Figura 4.16 – Vista dos cps de calibração durante o ensaio.

Para a determinação dos efeitos de aplicação da corrente por diferentes tempos foram retirados cps, para análise do percentual de perda de massa após 177, 448 e 809 horas. Isto permitiu a plotagem de uma curva perda de massa *versus* tempo, que serviu de referência para a determinação dos tempos de indução necessários para a execução do programa experimental propriamente dito. Os resultados obtidos são apresentados no Capítulo 5. O Procedimento de determinação do percentual de perda de massa é apresentado a seguir.

4.9.3 Procedimento de Avaliação do Percentual de Perda de Peso

Ao final do processo de indução da corrosão, os corpos-de-prova eram desligados das fontes de alimentação e retirados do recipiente com água. Para a extração da barra de aço, os prismas de concreto eram levados até a prensa, onde era aplicada uma carga distribuída ao longo do comprimento do mesmo, provocando uma ruptura por compressão diametral que separava o cp em duas metades iguais, facilitando a retirada da barra de armadura. Na figura 4.17 podemos observar detalhes do processo de extração da barra de aço.



Figura 4.17 – Processo de extração da barra de armadura dos cps de calibração.

Após a extração e retirada do concreto aderido as barras, as mesmas foram imersas numa solução de 3,5g de hexametileno tetramina diluídos em 500ml de ácido clorídrico e 500 ml água destilada (procedimento preconizados pela ASTM G1-03 (ASTM, 2003)). As barras eram mantidas na solução por 40 minutos, para completa remoção dos produtos de corrosão e concreto aderido, sendo depois lavadas em água corrente para a eliminação do ácido clorídrico.

Imediatamente após a limpeza, as barras eram colocadas em uma bandeja metálica e levadas à estufa, à temperatura de 30°C, onde permaneciam até a secagem completa. Eram então pesadas novamente para determinar a massa remanescente após o ensaio de corrosão. A seqüência de fotos da figura 4.18 ilustra os procedimentos para limpeza das barras.

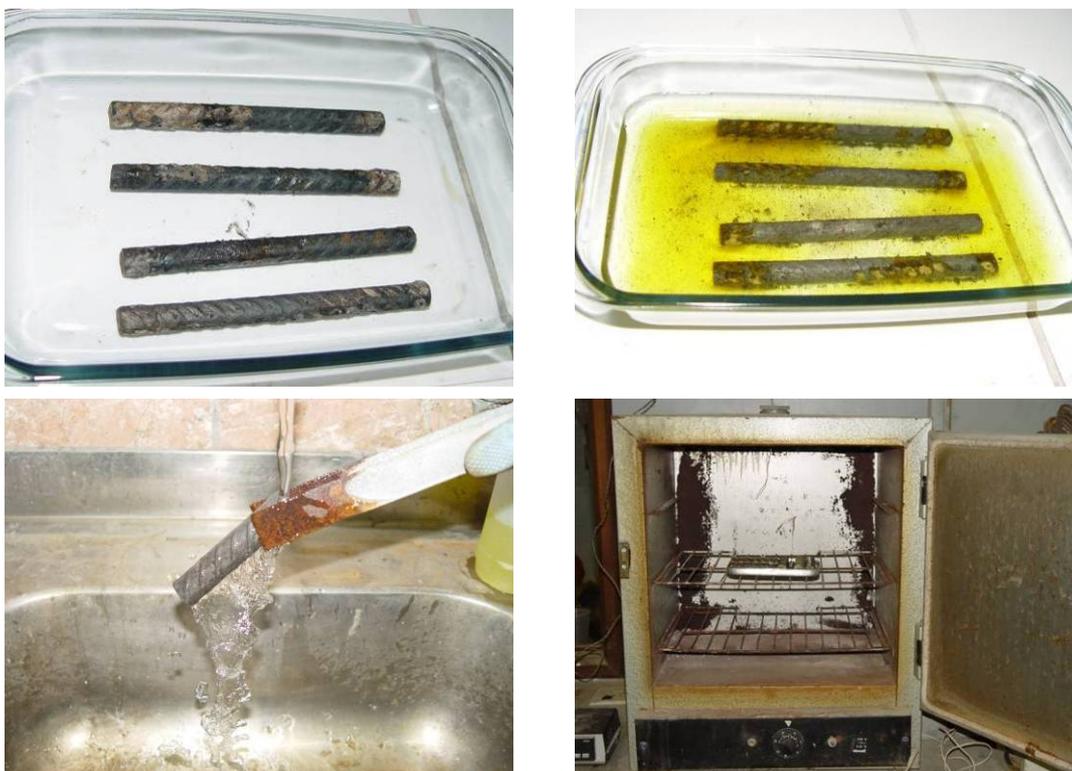


Figura 4.18 – Procedimentos para limpeza das barras corroídas.

O percentual de perda de massa, ou grau de corrosão, foi o parâmetro tomado como indicativo do grau de deterioração por corrosão nesta pesquisa. O mesmo era determinado de acordo com a equação 4.2.

$$GC(\%) = \frac{\Delta m}{m_{inic}} \times 100 \quad (4.2)$$

Onde

GC = grau de corrosão (em %)

Δm = variação de massa após o processo de corrosão (em gramas)

m_{inic} = massa inicial da barra de armadura (em gramas)

A determinação da perda de massa nas barras utilizadas nos ensaios de aderência apresentou algumas dificuldades adicionais. As mesmas apresentavam um comprimento maior e ficavam parcialmente expostas, apresentando trechos não inseridos no concreto, o que era necessário para possibilitar o posicionamento nas garras da prensa e realizar os ensaios de aderência. Para proteger os trechos expostos, as mesmas eram revestidas com uma formulação epóxi enriquecida com zinco, que se degradava parcialmente durante o ensaio de corrosão. Desta forma, não era possível fazer o controle de variação de peso da barra inteira. Desta forma, estabeleceu-se o seguinte procedimento para verificação da perda de massa destas barras:

- ✓ corte do trecho corroído de interesse da barra, isto é, do comprimento aderente entre a barra e o concreto, após o ensaio de arrancamento;
- ✓ limpeza dos segmentos de barra;
- ✓ pesagem dos segmento limpos e registro das massas;
- ✓ determinação do comprimento de cada segmento, através da média de quatro leituras, realizadas com paquímetro digital para obtenção de maior precisão;
- ✓ corte de dois pedaços de barra íntegra, para cada diâmetro em análise, a fim de determinar a massa linear média de cada bitola estudada;
- ✓ estimativa do peso original, antes da corrosão, dos segmentos de barras provenientes dos ensaios de arrancamento, através da multiplicação da massa linear média daquele tipo de barra pelo comprimento do segmento de barra;
- ✓ utilização da expressão 4.2 para a verificação do grau de corrosão.

A figura 4.19 mostra estes procedimentos sendo executados.



Figura 4.19 – Procedimento para determinação do percentual de perda de massa das barras corroídas e submetidas ao ensaio de aderência.

4.9.4 Procedimento de Exposição a Elevadas Temperaturas

O processo de aquecimento dos corpos-de-prova foi realizado com o auxílio de um forno elétrico especialmente montado, que permite a operação com a porta aberta. O mesmo tem potência de 18 kW/h, temperatura controlada eletronicamente e pode alcançar temperaturas de até 1050°C, com precisão de 1°C. O mesmo pode ser visto na figura 4.20.



Figura 4.20 – Vista do forno elétrico utilizado para o aquecimento dos corpos-de-prova.

O aquecimento em forno elétrico não simula a realidade da dinâmica de um incêndio, mas permite verificar como a ação de temperaturas elevadas afeta a micro e a macro estrutura do concreto, o que é satisfatório para os fins do presente estudo. Além disto, esta estratégia de aquecimento permite um maior controle sobre a temperatura de exposição e já foi usada por vários pesquisadores da área de análise do concreto em altas temperaturas, tais como Lima (2005), Moreno Junior et al. (2005), Rigazzo et al. (2006) e Wendt (2006).

Visto que os espécimes para a análise da aderência possuem comprimento superior à profundidade do forno, uma porta especial teve que ser confeccionada para permitir a operação do forno. Conforme mostrado na figura 4.21, esta porta foi estruturada com perfis e telas de aço e revestida com duas camadas de manta de fibras cerâmicas, de 25 mm de espessura, sendo deixados quatro furos para passagem das barras de armadura dos corpos-de-prova que deveriam ser aquecidos.



Figura 4.21 – Detalhe da porta para fechamento do forno elétrico.

A manta de fibras cerâmicas foi escolhida porque auxilia a reduzir a passagem de calor, mantendo a temperatura, graças ao seu baixo coeficiente de condutividade térmica e capacidade de suportar temperaturas superiores a 1000°C, além de ser de fácil manuseio, o que permitiu que a mesma fosse moldada em torno da estrutura da porta e das barras.

Os trechos expostos das barras que ficaram no interior do forno foram totalmente revestidos com lã de rocha para reduzir sua temperatura e tentar evitar possíveis distorções no comportamento de aderência devido à exposição direta das barras de aço a temperaturas elevadas, ao contrário do que acontece em situações reais, onde o calor normalmente passa do concreto para a barra.

Posteriormente à colocação dos revestimentos isolantes nos trechos da armadura, os corpos-de-prova eram posicionados no forno. Tomou-se o cuidado para que todas as faces dos cps estivessem expostas ao aquecimento, sendo usados pedaços de tijolo refratário para espaçar os quatro corpos-de-prova colocados de cada vez no forno. Na figura 4.22 pode-se observar o revestimento da barra de armadura e a disposição dos cps no interior do forno.



Figura 4.22 – Revestimento da barra e disposição dos cps no forno.

Os corpos-de-prova foram aquecidos a uma taxa inicial de cerca de $27^{\circ}\text{C}/\text{min}$, valor próximo ao indicado na curva de incêndio-padrão da *ISO 834-1: Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction - Part 1: General Requirements* (ISO, 1999), para os primeiros 30 minutos de ensaio. No entanto, com a porta adaptada, o forno só conseguiu manter este desempenho até uma temperatura aproximada de 400°C . A partir daí as perdas de temperatura para o ambiente circundante reduziu progressivamente o valor da taxa de aquecimento até cerca de $3^{\circ}\text{C}/\text{min}$, próximo a 800°C . O aquecimento, portanto, não ocorreu de forma tão agressiva quanto prevista na ISO 834, mas ainda assim foi suficiente para gerar as mudanças micro-estruturais que afetam a aderência, satisfazendo as demandas do presente trabalho.

Os corpos-de-prova eram colocados no interior do forno, permanecendo no mesmo até que o ciclo de aquecimento e resfriamento terminasse. O ciclo era composto por uma etapa de aquecimento até o patamar de temperatura desejado (200°C , 400°C , 600°C e 800°C), uma espera de 30 minutos neste patamar, e uma etapa de resfriamento natural dentro do forno, que era dada como terminada quando os corpos-de-prova podiam ser manipulados, isto é, quando atingiam temperaturas de aproximadamente 50°C . Como os tempos necessários para aquecimento e resfriamento eram variáveis, o período de permanência dos corpos-de-prova no forno era diferenciado.

Para monitorar a temperatura real no concreto dos corpos-de-prova e verificar a eficiência da porta e dos revestimentos das barras de armadura, foram utilizados seis termopares tipo K. Estes sensores foram conectados a um sistema de aquisição de dados ligado a um computador, que permitia o monitoramento contínuo da temperatura de cada termopar. A figura 4.23 indica as posições de cada termopar em relação à porta do forno.

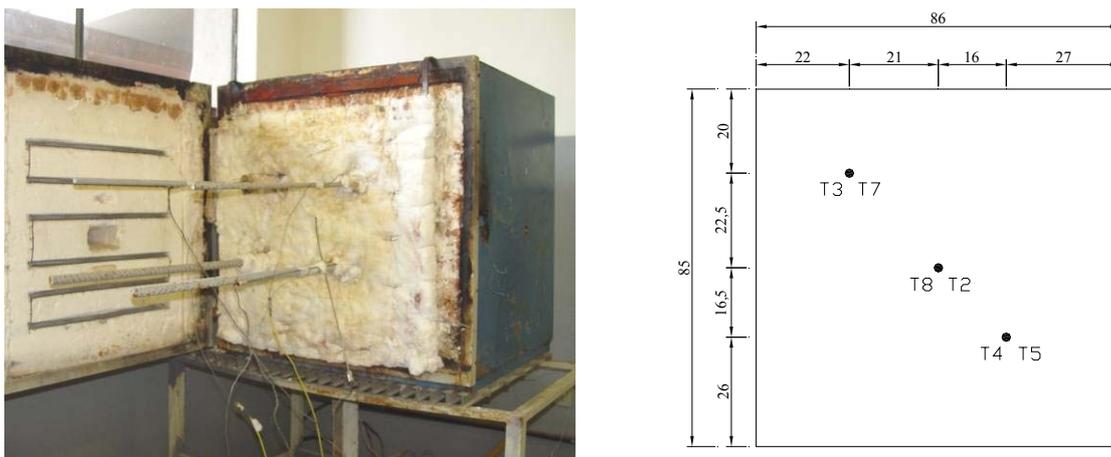


Figura 4.23 – Posicionamento dos termopares (medidas em cm).

A lista de canais de aquisição utilizada foi a seguinte:

Canal 1 \Rightarrow temperatura do forno, registrada diretamente a partir de uma ligação com o circuito de controle do forno;

Canal 2 \Rightarrow temperatura no interior do forno, registrada pelo termopar T2;

Canal 3 \Rightarrow temperatura na barra de armadura do corpo-de-prova inferior (T3);

Canal 4 \Rightarrow temperatura no concreto no corpo-de-prova superior (T4);

Canal 5 \Rightarrow temperatura na barra de armadura do corpo-de-prova superior (T5);

Canal 7 \Rightarrow temperatura no concreto no corpo-de-prova inferior (T7);

Canal 8 \Rightarrow temperatura externa, dado pelo termopar T8 colocado próximo à porta.

Para controle da redução da resistência à compressão do concreto submetido a elevadas temperaturas, foram colocados, também, corpos-de-prova cilíndricos no interior do forno. Foram usados 3 cps para cada resistência à compressão do concreto, dispostos no forno como indicado na figura 4.24. Foram registradas as posições de cada cp para verificar se isto iria influenciar na perda de resistência, devido à maior proximidade de alguns cps das resistências elétricas presentes nas paredes do forno.

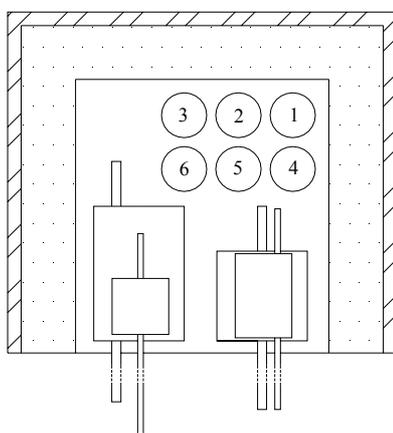


Figura 4.24 – Posicionamento dos corpos-de-prova no forno.

Conforme explicado anteriormente, o programa experimental da presente pesquisa foi fracionado. Desta forma, não foi necessário fazer com que cps com todas as resistências de concreto estudadas fossem expostos a todos os patamares de temperatura escolhidos. A tabela 4.9 mostra quais corpos-de-prova foram submetidos a cada temperatura.

Tabela 4.9 – Resumo dos ensaios de alta temperatura.

Resistência à Compressão [Mpa]	Temperatura de Exposição [°C]
25	200
	400
45	23
	400
	800
65	200
	400

4.9.5 Procedimento de Ensaio de Arrancamento Simples (*Pull-Out Test*)

Conforme explicado no capítulo 2, a metodologia de ensaio de arrancamento simples adotada nesta pesquisa foi proposta pela RILEM e consiste na aplicação de esforços de tração que tentam arrancar uma barra de aço inserida em um bloco de concreto.

A figura 4.25 mostra as dimensões dos corpos-de-prova usados neste ensaio. Os mesmos possuem forma cúbica, com aresta igual a dez vezes o valor do diâmetro da barra de armadura utilizada, que deve ser disposta de forma que suas extremidades fiquem livres.

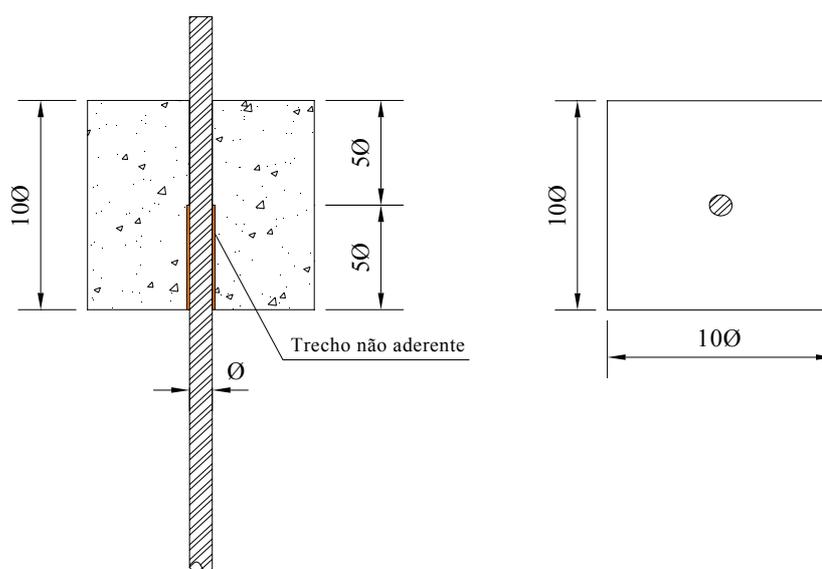


Figura 4.25 – Corpo-de-prova para ensaio de arrancamento simples.

A extremidade maior é usada para fixar o cp à prensa ou equipamento de aplicação do carregamento, recebendo a força de tração. Já a extremidade menor é utilizada para posicionamento do sensor que controla o deslizamento da barra de aço.

Um detalhe importante na confecção destes corpos-de-prova consiste na colocação de uma luva plástica, de PVC, com comprimento igual a cinco vezes o diâmetro, na região mais próxima à face de aplicação do carregamento, evitando que haja aderência nesta região, e assim, impedindo que ocorram concentrações de tensões, que favoreceria a ocorrência de rupturas por fendilhamento do concreto. Após o posicionamento do tubo de PVC, massa de calafetar foi colocada para vedar os espaços e evitar que argamassa pudesse penetrar entre o concreto e barra durante a moldagem.

Cabe ressaltar que foi necessário incrementar o comprimento da barra estipulado pela RILEM. A recomendação de ensaio sugere que a barra tenha uma dimensão igual a 35cm mais 10 vezes o diâmetro da barra. Todavia, o emprego de barras maiores foi necessário para viabilizar o posicionamento dos corpos-de-prova nas garras da prensa.

Na figura 4.26 pode-se observar que foram interpostas uma fina lâmina de couro e uma chapa de aço entre o corpo-de-prova e a base da prensa, com a finalidade de reduzir o efeito de irregularidades superficiais, distribuindo melhor o carregamento em toda área de contato. Como se observa na figura, um LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) foi utilizado para monitorar o escorregamento da barra.

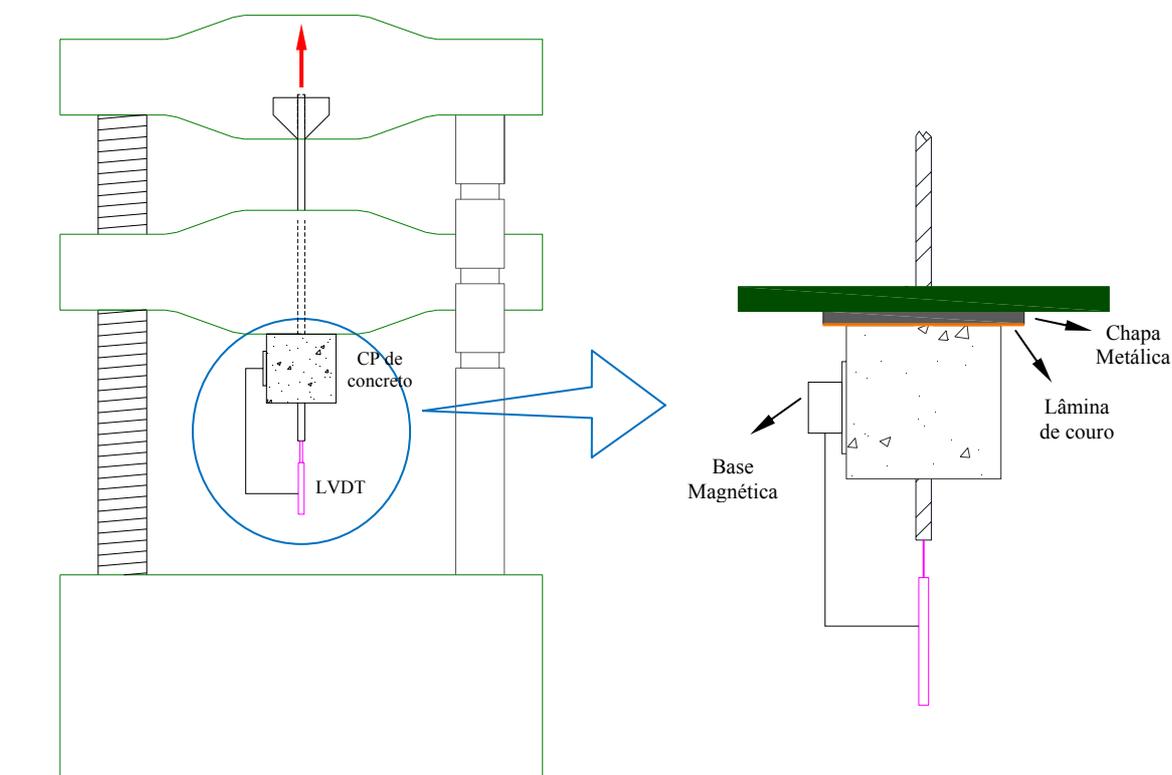


Figura 4.26 – Representação esquemática do ensaio de arrancamento.

O LVDT foi fixado no cubo de concreto de forma a registra somente o deslizamento entre os dois materiais, não sofrendo contaminação de possíveis deslocamentos relativos ocorridos entre o corpo-de-prova e a prensa. O sistema de fixação do sensor envolveu a colocação de uma chapa metálica, que era mantida sob pressão em torno do cubo de concreto. Na mesma era fixada uma base magnética que, por sua vez, servia de suporte ao LVDT. Este esquema foi necessário, pois alguns corpos-de-prova haviam sido bastante fragilizados pela exposição às altas temperaturas, inviabilizando que se fixasse a base do LVDT diretamente através de parafusos. Na figura 4.27 podemos observar a execução do ensaio e os detalhes do sistema de monitoramento dos deslizamentos.

A velocidade de aplicação do carregamento foi determinada a partir da recomendação da RILEM, que indica que a velocidade de aplicação da carga durante o ensaio v_p (em kN/s), de acordo com a RILEM (1978), deve ser:

$$v_b = \frac{5 \times d^2}{100} \quad (4.2)$$

Onde d = diâmetro da barra no corpo-de-prova (em cm)



Figura 4.27 – Detalhe do ensaio de arrancamento simples.

Os ensaios foram efetuados com controle de carregamento, sendo mantida a velocidade de aplicação de carga para os cps com barras de mesmo diâmetro, independente do método de ensaio. Os corpos-de-prova foram ensaiados numa prensa hidráulica, sendo a evolução da carga, juntamente com os dados do LVDT, registrados através de um sistema de aquisição de carga tipo SYSTEM 5000, da VISHAY INSTRUMENTS.

Para os corpos-de-prova da 1ª. Etapa da pesquisa a determinação da resistência de aderência, τ_u (em kN/cm^2), foi realizada através do critério de resistência máxima, de acordo com os procedimentos da NBR 6118 (2003), onde a carga máxima é dividida pela área resistente, isto é, pela área de contato. Já, para os da 2ª. Etapa, além desta forma de avaliação, utilizou-se o equacionamento proposto pelo CEB (1988), mostrado na expressão 4.3, para o cálculo da resistência média de aderência τ_m :

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_{1,0}}{3} \quad (4.3)$$

Onde

$\tau_{0,01}$ = resistência de aderência para 0,01mm de escorregamento

$\tau_{0,1}$ = resistência de aderência para 0,1mm de escorregamento

$\tau_{1,0}$ = resistência de aderência para 1,0mm de escorregamento (ou resistência máxima de aderência quando o escorregamento do corpo-de-prova for menor que 1,0mm)

4.9.6 Procedimento de Ensaio de Arrancamento Excêntrico (*Cantilever Bond Test*) Proposto por KEMP ET AL

Conforme mencionado no item 4.1, este método não possui ainda normalização. Embora algumas pesquisas já tenham adotado esta técnica de ensaio (KEMP e BREZNY, 1968), ou outras similares (tais como ALMUSALLAM et al, 1996 e HADDAD, 2005a), não existe um consenso estabelecido sobre as proporções geométricas dos corpos-de-prova ou velocidade de aplicação do carregamento. Sendo assim, algumas decisões tiveram que ser tomadas a fim de estabelecer um procedimento para utilização do método.

Visto que se desejava comparar os resultados dos ensaios de arrancamento excêntrico aos obtidos com os ensaios de arrancamento simples, se buscou utilizar definições similares para a geometria do corpo-de-prova e procedimento de ensaio. A preparação dos corpos-de-prova para o arrancamento excêntrico foi a mesma utilizada para os cps do ensaio de arrancamento simples. Foram utilizadas as mesmas velocidades de aplicação do carregamento, forma de aquisição dos deslizamentos e critérios de cálculo. Decidiu-se, ainda, manter a seção transversal dos cps, utilizando a especificação da RILEM, isto é, usar um bloco com aresta igual a 10 vezes o diâmetro da barra. O comprimento do cp, todavia, foi incrementado para 15 vezes o diâmetro da barra, de forma a permitir a colocação de tubos de PVC em ambas as extremidades, mantendo o mesmo comprimento de aderência utilizado no ensaio de pull-out. Em relação ao posicionamento da barra de aço principal, optou-se por utilizar uma excentricidade igual a três vezes o diâmetro da barra de armadura em uma das direções, e manter a barra centrada no outro sentido, conforme mostrado na figura 4.28.

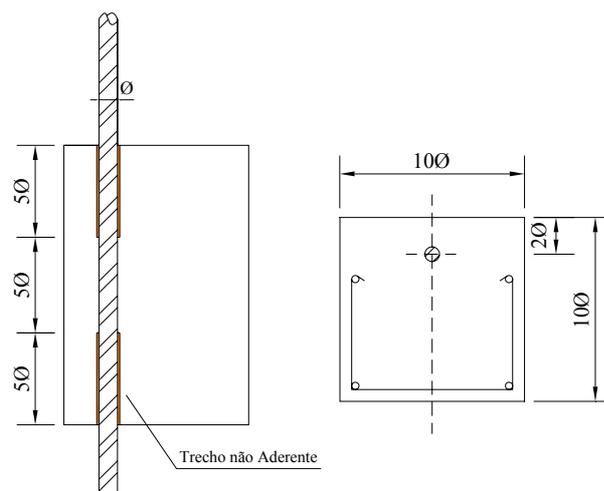


Figura 4.28 – Corpo-de-prova para ensaio de arrancamento excêntrico.

Uma importante distinção consiste na necessidade de incorporação de armadura transversal nos cps de arrancamento excêntrico. A utilização dos estribos tem a finalidade de absorver os esforços de corte, bem como de garantir que ocorra uma ruptura por arrancamento da barra de aço, o que permite a determinação da tensão de aderência última. As bitolas e espaçamentos dos estribos foram definidos tendo como base o trabalho de Almusallan *et al.* (1996), resultando nas dimensões registradas na tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Detalhamento das armaduras usadas nos ensaios de arrancamento excêntrico.

Barra Principal	Diâmetro [mm]		Estribos	
	Armadura de Compressão	Estribo	Espaçamento [mm]	Cobrimento [mm]
8,0	6,3	4,2	50	10
12,5	6,3	4,2	56	
16,0	8,0	5,0	55	
20,0	8,0	5,0	56	
25,0	8,0	5,0	51	

Para simular a situação de carregamento que ocorre na extremidade de uma viga, foi necessário criar uma estrutura metálica de apoio tipo “gaiola” para os corpos-de-prova do ensaio de carregamento excêntrico. A concepção do ensaio prevê a aplicação de uma força de tração na barra. Como a mesma está posicionada fora do centro de gravidade do bloco, são necessárias restrições para impedir o giro do mesmo. As restrições são aplicadas em duas arestas do bloco, como mostrado na figura 4.29.

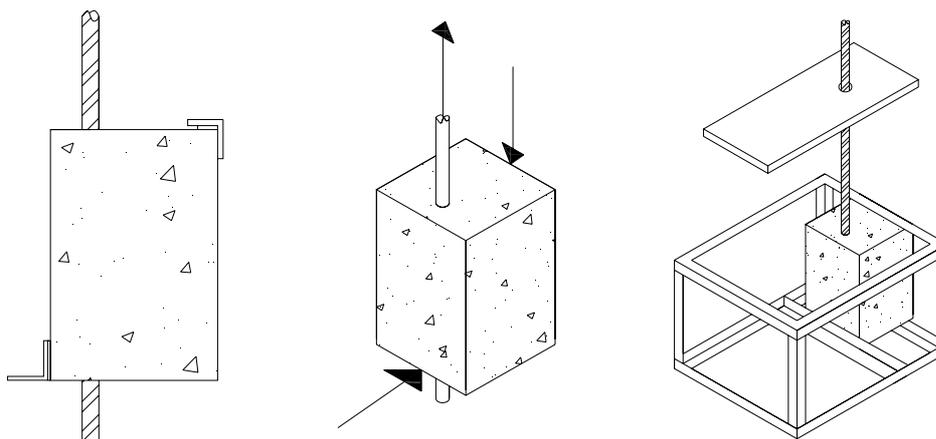


Figura 4.29 – Configuração das forças atuantes e vista da estrutura de apoio tipo “gaiola” utilizada nos ensaio de arrancamento excêntrico.

A restrição superior, que atua só na aresta, ao invés de ser aplicada em toda a área transversal do corpo-de-prova, é gerada pela presença de uma cantoneira metálica, cuja dimensão era mantida proporcional à aresta do cp. Este tipo de apoio provoca a rotação do cp, gerando a necessidade de colocação de outra cantoneira metálica, na parte inferior. Esta configuração gera uma distribuição de tensões de compressão e cisalhamento que se aproxima da existente em um extremo de viga, onde se ancoram as armaduras principais, como já foi discutido no capítulo 2. Na figura 4.30 podemos observar o posicionamento do sistema de carga na prensa de ensaio e um detalhamento da instrumentação para leitura de deslizamento.

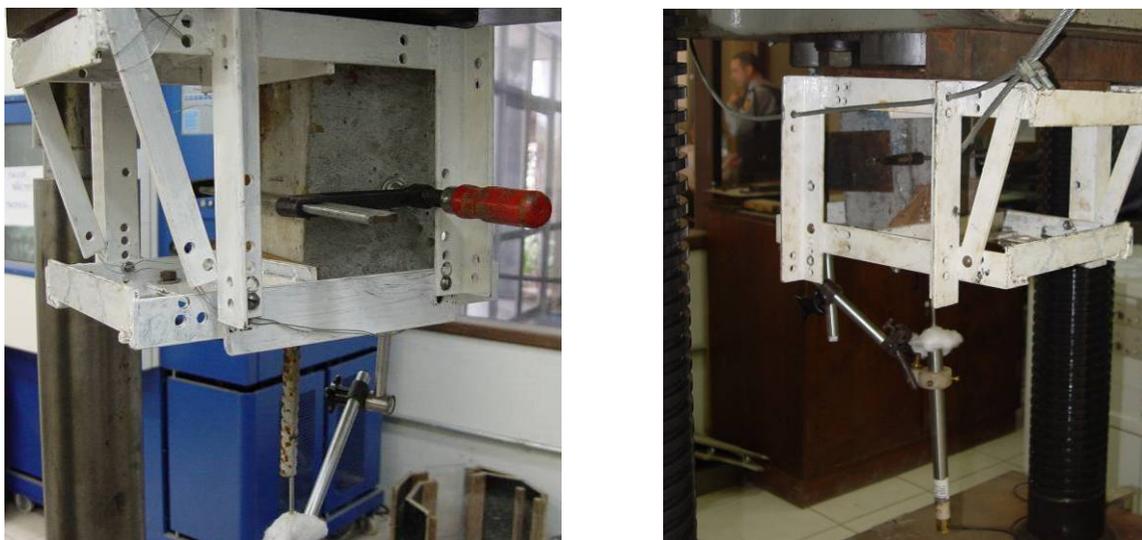


Figura 4.30 – Detalhe do ensaio do arrancamento excêntrico.

4.9.7 Procedimento de Ensaio de Viga (*beam test*)

O método de viga é normalizado e se caracteriza por aproximar o fluxo de tensões que se desenvolve durante o ensaio ao que ocorre em situações reais. Porém, a dificuldade de confecção, as dimensões e

a complexidade dos procedimentos de preparação dos corpos-de-prova utilizados para ensaio aparentemente vem restringindo sua utilização.

Os corpos-de-prova utilizados para este ensaio são formados por dois blocos paralelepípedicos de concreto armado, interconectados na parte inferior por uma barra de armadura, que devem ser conectados na parte superior através de uma rótula metálica. Durante o ensaio o corpo-de-prova é submetido à flexão simples, através da aplicação de duas cargas de igual magnitude dispostas simetricamente em relação à metade do vão da viga, conforme pode ser observado na figura 4.31. As medidas apresentadas na figura fazem referência aos corpos-de-prova que foram ensaiados neste trabalho, isto é, cps para barras de diâmetro menor do que 16 mm.

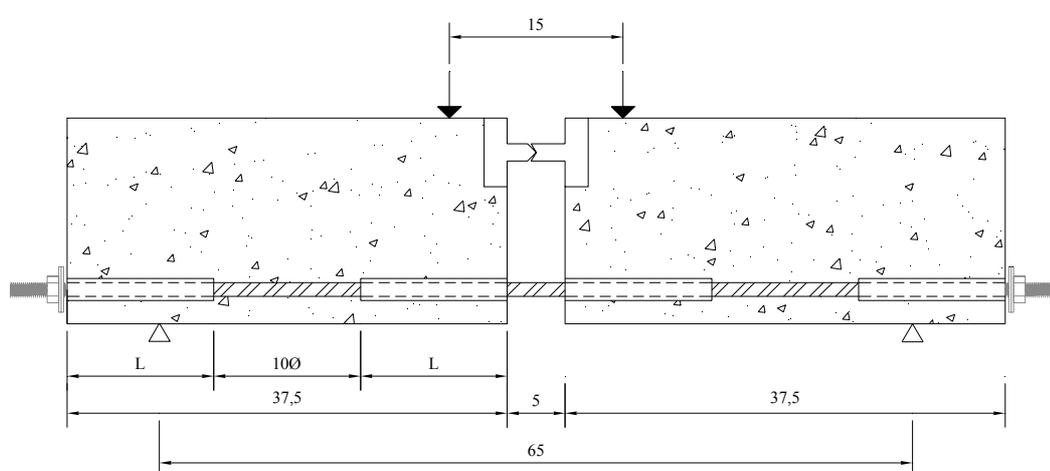


Figura 4.31 – Corpo-de-prova tipo viga recomendado pela RILEM para ensaio de aderência em armaduras de diâmetro ≤ 16 mm.

De acordo com o que pode ser visto na figura, para as barras de 12,5mm de diâmetro usadas neste ensaio, o comprimento não aderente nos extremos de cada semi-viga seria igual ao comprimento aderente.

Uma vez que o comprimento de aderência foi uma variável estudada, decidiu-se que se manteria o trecho aderente posicionado sempre na parte central de cada bloco. Além do comprimento de 10 vezes o diâmetro da barra de aço, foi analisado um comprimento menor (4,5x diâmetro das barras), o que permitiu que se provocasse o arrancamento antes que ocorresse o escoamento da barra. Como já explicado, para a definição deste valor, utilizou-se a tensão de escoamento da barra e a tensão de aderência esperada para a maior resistência do concreto utilizada nesta pesquisa, extraído de estudos anteriores.

Antes da aplicação do carregamento, uma série de preparativos era necessária nos corpos-de-prova. Chapas metálicas, que seriam utilizadas para a fixação das bases magnéticas que serviam de apoio aos LVDTs, eram fixadas com auxílio de buchas e parafusos, pois estes cps não eram submetidos ao aquecimento e apresentavam boa resistência mecânica. Porcas e arruelas eram rosqueadas nas pontas

das barras, nas quais haviam sido previamente criadas roscas, como se observa na figura 4.32. As porcas, posicionadas a 3mm da face do bloco de concreto, limitavam os deslizamentos da barra, de acordo com o recomendado pela RILEM. Finalmente, as rótulas metálicas eram posicionadas e fixadas com uma formulação epóxi de secagem rápida.

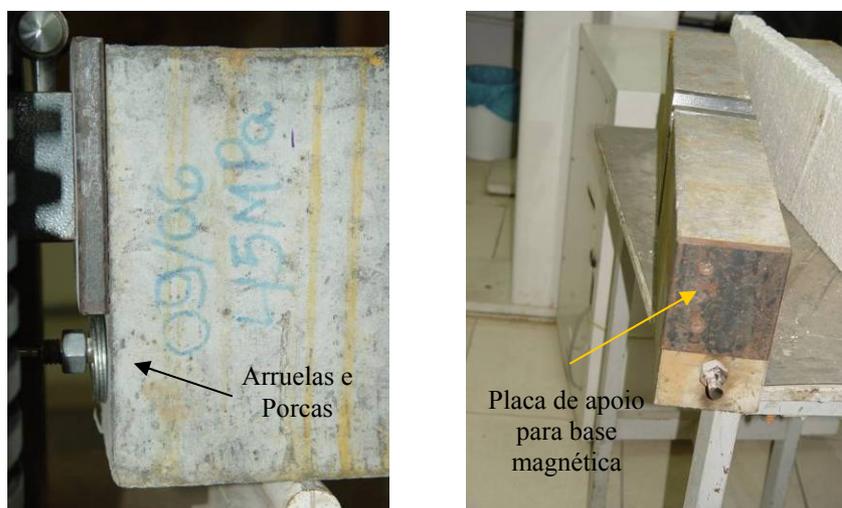


Figura 4.32 – Procedimentos que antecediam o ensaio de viga.

De acordo com a RILEM, a aplicação do carregamento deve ser executada em incrementos consecutivos, que correspondam a variações de tensão crescentes (0, 800, 1600, 2400, 3200 kgf/cm², e assim por diante), até a completa ruptura da aderência em cada uma das metades da viga. No entanto, decidiu-se adotar um sistema de carregamento contínuo, empregando a mesma velocidade utilizada nos ensaios de arrancamento descritos anteriormente. Na figura 4.33 pode-se observar o ensaio.

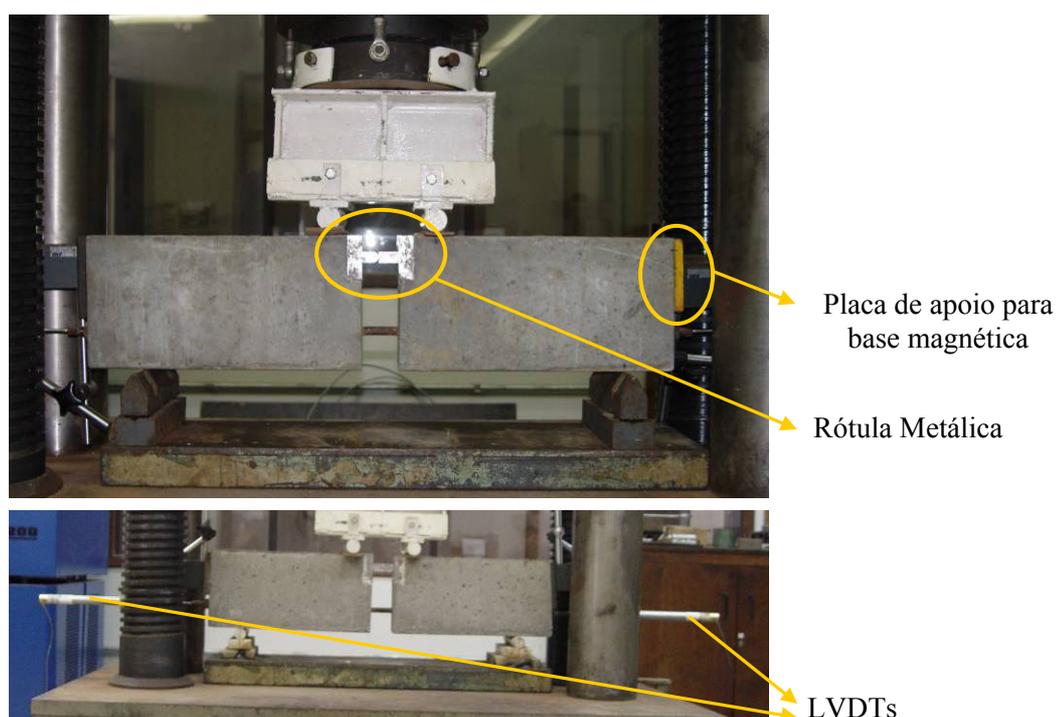


Figura 4.33 – Detalhe do ensaio do corpo-de-prova de viga.

Para a determinação da resistência de aderência, τ_b (em kN/cm²), a metodologia de ensaio da RILEM prevê o uso das equações 4.3 a 4.5:

$$\sigma_a = \frac{1.25 \cdot P}{A} \Rightarrow \varnothing < 16 \text{ mm} \quad (4.3)$$

$$\sigma_a = \frac{1.50 \cdot P}{A} \Rightarrow \varnothing \geq 16 \text{ mm} \quad (4.4)$$

Sendo:

P = Nível de carregamento (em kN)

A = área da seção transversal da barra de aço (em cm²)

$$\tau_b = \frac{\sigma_a \cdot A}{\pi \cdot \phi \cdot l_d} \quad (4.5)$$

Onde:

σ_a = tensão de barra de aço (em kN/cm²)

A = área da seção transversal da barra de aço (em cm²)

\varnothing = diâmetro da barra de aço a ser ensaiada (em cm)

l_d = comprimento de aderência (em cm)

A máxima tensão de aderência (τ_u) foi definida da seguinte forma:

- ✓ se a ruptura ocorrer quando deslizamento < 1mm $\Rightarrow \tau_u$ = tensão de ruptura;
- ✓ se tensão de ruptura ocorrer quando deslizamento \geq 1mm $\Rightarrow \tau_u$ = tensão em 1mm ($\tau_{1,0}$).

Este critério de cálculo foi estabelecido pois, deslizamentos elevados podem provocar distorções no resultado, devido o efeito de compressão da barra contra os trechos não aderentes, em função da deformação por flexão da peça, como já foi explicado no capítulo 2.

Desta forma, preferiu-se adotar o critério acima, que já havia sido utilizado por vários autores, tais como Rossi (2002) e Almeida Filho (2006) o que facilita eventuais comparações entre os trabalhos.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os dados e resultados obtidos no programa experimental deste trabalho, buscando identificar as principais tendências.

5.1 CALIBRAÇÃO DOS GRAUS DE CORROSÃO

Este estudo preliminar, conforme descrito no capítulo 4, teve como finalidade principal fornecer subsídios para estimar o tempo necessário de exposição para que os graus de corrosão pré-definidos fossem atendidos, além de verificar possíveis influências do cobrimento e da taxa de corrente aplicada. Para tanto foram moldados 16 corpos-de-prova prismáticos, sendo 2 deles para cada combinação de variáveis de análise.

Na tabela 5.1 estão apresentados os resultados obtidos de perda de massa nestes ensaios preliminares. Comparando os resultados obtidos para diferentes cobrimentos, mantida a taxa de corrente, percebe-se que a variação do cobrimento não causou interferência notável no processo de corrosão. Este comportamento pode ser explicado pela incorporação dos íons cloreto direto à matriz cimentícia, o que dispensa a migração através do cobrimento de concreto. Esta constatação foi importante, pois subsidiou a decisão de que todos os corpos-de-prova de arrancamento poderiam ser submetidos ao processo de corrosão sem que fosse necessário ajustar o tempo de exposição em função do cobrimento. Cabe ressaltar que este comportamento não é o esperado nos casos em que o cloreto é colocado na solução externa onde são imersos os corpos-de-prova¹⁸.

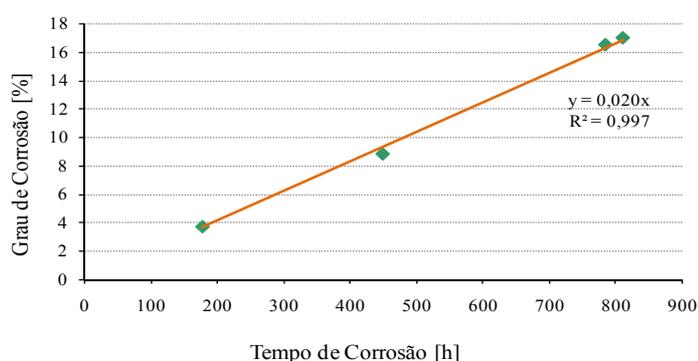


Figura 5.1 – Gráfico de calibração da indução de corrosão.

¹⁸ Isto está de acordo com a recomendação da NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento [ABNT, 2003], que prevê que quanto maior a agressividade ambiental à qual a estrutura estará exposta, maior deve ser o cobrimento de concreto, de forma a retardar o processo de corrosão das armaduras.

Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios de calibração da corrosão.

F _{cj} [MPa]	Cobrimento [mm]	Taxa de Corrente [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	Massa [g]		Duração [horas]	Perda de Massa [%]	Perda Média de Massa [%]
			Antes	Final			
44,80	60	500	135,1	130,1	177	3,70	3,76
			136,0	130,8		3,82	
		700	135,2	128,2	177	5,18	5,59
	136,6	128,4	6,00				
	40	500	136,2	131,6	177	3,38	3,77
			136,7	131,0		4,17	
700		135,8	128,7	177	5,35	5,19	
135,8	128,8	5,15					
43,81	40	500	137,5	125,7	448	8,58	8,67
			133,6	121,9	8,76		
			134,9	112,7	783	16,46	16,46
48,67	40	500	135,1	111,9	809	17,17	16,94
			136,5	113,7	16,70		
			136,2	124,2	448	8,81	8,88
			134,1	122,1	8,95		

Em relação à taxa de corrente aplicada, pode-se observar, na figura 5.1, que, para os valores analisados de $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ e $700 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, houve uma tendência linear de incremento da corrosão com a corrente aplicada, como esperado, não se notando distorções de comportamento do fenômeno da corrosão.

O resultado dirimiu as suspeitas de que a utilização de uma taxa de corrente de indução levemente superior a $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ acarretasse na distorção¹⁹ do comportamento à corrosão, como foi levantado por Graeff (2007) na literatura. Dados os bons resultados obtidos, para os fins deste trabalho, portanto, decidiu-se trabalhar no intervalo de indução de 500 a $700 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, o que permitiu otimizar o uso das fontes sem perturbar os ensaios.

Considerando a taxa básica de $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, os tempos de ensaio necessários para atingir os patamares de perda de massa desejados eram de 177, 448, 783 e 809 horas. Quando houve problemas de passagem de corrente nos cps, utilizaram-se correntes levemente mais altas para compensar e manter o planejamento experimental.

Avaliando o gráfico de calibração da corrosão percebe-se que a reta intercepta a origem, comprovando que a incorporação do cloreto de sódio à água de amassamento do concreto²⁰ descarta o período de iniciação do processo.

Definidas as taxas de corrente, os valores totais de corrente a serem aplicados dependem do diâmetro da barra. Para a densidade de corrente de $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, os valores de corrente total de indução, para

¹⁹ Como discutido no capítulo 2, a distorção está vinculada ao rápido acúmulo de produtos de corrosão, nos poros do concreto, originando uma fissuração prematura e conseqüentemente, aumento dos graus de corrosão devido à maior facilidade de entrada de oxigênio e umidade, como explicado por El Maaddawy et al. (2003).

²⁰ Estratégia necessária para garantir que os cloretos atuassem mais rapidamente em concretos com resistência de cerca de 50 MPa, visto que Graeff (2007) teve dificuldades de iniciar e manter o processo corrosivo em corpos-de-prova deste tipo, dada a alta compacidade da matriz.

cada diâmetro ensaiado, são aqueles apresentados na tabela 5.2, calculados considerando a área superficial de contato entre a barra e o concreto.

Tabela 5.2 – Valores de corrente aplicada para cada diâmetro.

Diâmetro [mm]	Corrente [mA]
8,0	5,03
12,5	12,27
16,0	20,11
20,0	31,42
25,0	49,09

A tabela 5.3 mostra uma comparação dos graus de corrosão esperados para os tempos de ensaios que serão adotados, através da Lei de Faraday e da equação obtida por Graeff (2007) para prever a perda de massa com cloreto na solução. Verifica-se que a Lei de Faraday sugere maiores graus de corrosão, para um mesmo intervalo de tempo, indicando que existem perdas de eficiência da corrente de indução. Já a equação desenvolvida por Graeff (2007), como seria de esperar, resulta em valores menores, devido ao período de iniciação durante os quais os cloretos estão migrando do exterior para o entorno da barra.

Tabela 5.3 – Graus de corrosão segundo diferentes equações.

Tempo [horas]	Graus de Corrosão [%]		
	Dados Experimentais	Lei de Faraday	Graeff (2007)
177	3,76	5,31	1,12
448	8,67	13,43	6,03
783	16,46	23,47	12,09
809	16,94	24,25	12,56

A lei de Faraday prevê o grau de corrosão considerando a área sob a curva corrente *versus* tempo, que para correntes constantes vai ser um retângulo (vide figura 5.2), resultando na equação 5.1. A perda de massa pode ser calculada através da equação 5.2:



Figura 5.2 – Determinação do grau de corrosão pela Lei de Faraday.

$$GC = I \times t \quad (5.1)$$

Onde:

GC = grau de corrosão (em porcentagem)
 I = corrente aplicada (em Ampere)
 t = tempo de aceleração da corrosão (em segundo)

$$\Delta m = \frac{M \times I \times t}{z \times F} \quad (5.2)$$

Onde:

Δm = massa de aço consumida (em grama)
 M = peso atômico do metal (= 56 para Fe)
 I = corrente aplicada (em Ampères)
 t = tempo de aceleração da corrosão (em segundos)
 z = carga iônica (= 2)
 F = constante de Faraday (= 96500 Ampere/segundo)

Graeff (2007) ajustou seu modelo (equação 5.3) a partir da previsão da Lei de Faraday:

$$GC_{Graeff} = 0,6036 \times GC_{LF} - 2,079 \quad (5.3)$$

Onde

CG_{Graeff} = grau de corrosão encontrada por Graeff (2007)
 GC_{LF} = grau de corrosão pela Lei de Faraday
 $0,6036$ e $2,079$ são coeficientes obtidos através de regressão linear.

A figura 5.3 apresenta uma correlação entre dados encontrados na calibração desta pesquisa e os registrados por Graeff (2007) com os previstos pela Lei de Faraday. Apesar dos dados encontrados nesta pesquisa apresentarem valores mais próximos dos previstos pela Lei de Faraday, percebe-se ainda, uma diferença de, cerca de, 30% nas estimativas de grau de corrosão, devido às diferenças entre a corrente de indução e a efetiva corrente de corrosão. No caso de Graeff (2007) a diferença é maior.

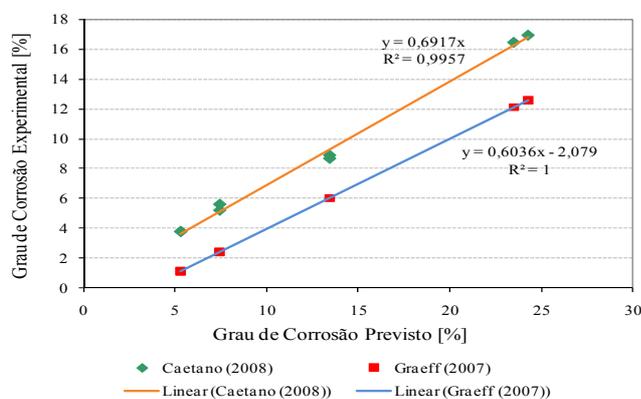


Figura 5.3 – Relação das curvas de calibração de Caetano (2008) e Graeff (2007) com as previsões de grau de corrosão pela Lei de Faraday.

5.2 AÇÃO DE ELEVADAS TEMPERATURAS SOBRE OS MATERIAIS

Neste item são discutidos brevemente os efeitos da ação das altas temperaturas sobre os materiais utilizados, com ênfase na análise da resistência residual à compressão do concreto aquecido e avaliação da eficiência da manta cerâmica usada para proteger a barra de aço.

Na tabela 5.4 podem-se observar as reduções de resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos usados para controle das condições do concreto após exposição aos diferentes patamares de temperatura de ensaio. Cada dado apresentado representa a média de três determinações. Conforme pode ser observado na tabela, as reduções de desempenho são similares mesmo para concretos de resistência inicial diferenciada, aumentando sensivelmente com a temperatura.

A figura 5.4 mostra os valores de redução médios, para todos os concretos, em função da temperatura. Observa-se que, até 400°C, a perda média é inferior a 15%, se intensificando a partir de então para mais de 50% aos 600°C e mais de 90% aos 800°C.

Tabela 5.4 – Redução da resistência do concreto com a exposição a elevadas temperaturas.

Fck [Mpa]	Perda de Resistência [%]				
	23°C	200°C	400°C	600°C	800°C
15,4	7,8	-	-	58,4	-
20,8	9,6	-	-	56,7	-
21,6	6,5	-	-	59,3	-
29,3	5,8	-	-	44,4	-
43,5	-	11,5	-	-	90,3
51,6	-	-	-	-	93,6
55,4	-	7,9	-	-	93,7
58,9	-	18,2	-	-	94,9
64,7	8,0	-	41,3	-	-
68,0	12,2	-	55,4	-	-
68,8	9,4	-	55,1	-	-
75,0	8,4	-	53,5	-	-

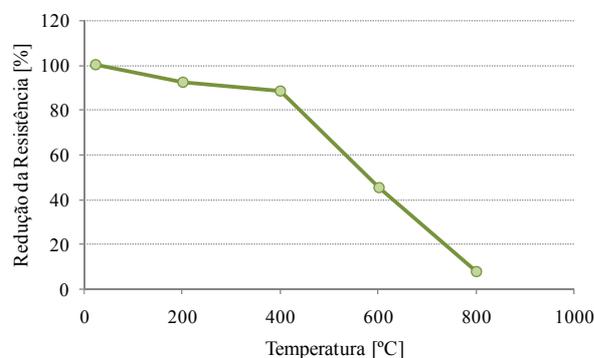


Figura 5.4 – Resistência residual à compressão *versus* temperatura.

Os resultados do monitoramento de temperaturas indicaram que a manta cerâmica usada para proteger as barras de aço foi bastante eficiente. Para temperaturas de até 400°C, a manta causou um decréscimo

de cerca de 50% na temperatura no entorno da barra, evitando o rápido aquecimento dos trechos expostos. Mesmo em temperaturas mais elevadas, a manta conseguiu manter a temperatura cerca de 30% inferior à temperatura ambiente do forno. Esta queda de desempenho pode ter sido originada de diversos fatores, inclusive do próprio aquecimento dos trechos da barra internos ao concreto. De forma geral, todavia, considera-se que se evitou que a barra aquecesse muito mais rapidamente que o concreto por causa de suas partes expostas.

5.3 RESULTADOS DE ADERÊNCIA: FENÔMENOS DE DETERIORAÇÃO

Neste item serão discutidos os resultados relativos ao efeito dos fenômenos de deterioração no comportamento de aderência. De início, faz-se um breve relato sobre a análise estatística utilizada para elaborar o modelo de aderência que serviu de base para estas análises.

5.3.1 Considerações Iniciais

Para a elaboração do modelo estatístico foram utilizados todos os dados obtidos na primeira e segunda etapa do programa experimental, com o intuito de aumentar o número de dados e a robustez do modelo.

Os dados foram lançados no software *Statgraphics Plus 2.1* e modelados através de uma análise tipo regressão não-linear. Esta análise se baseia na determinação dos coeficientes de ajuste que minimizam o somatório do quadrado dos resíduos. A escolha desta técnica se deve ao fato de que a mesma permite o ajuste de fenômenos complexos e não lineares.

Antes da determinação do modelo que melhor se adequasse aos dados experimentais, foi realizada uma revisão dos trabalhos na área, para buscar subsídios sobre como cada variável estudada teoricamente influencia o comportamento da aderência. Isto subsidiou a elaboração da forma básica da equação de regressão, com termos ajustado para que o comportamento global respeitasse as tendências já registradas em outros trabalhos científicos. Estabeleceu-se a formulação de forma que não fosse permitido, por exemplo, que a tensão de aderência atingisse valores negativos.

A equação inicial serviu de base para a determinação dos coeficientes de ajuste e verificação da significância estatística de cada termo. Os termos que não se mostraram significantes foram retirados da equação após a análise.

Tanto o termo referente à simulação do comportamento da corrosão, quanto o da temperatura precisaram ser mais cuidadosamente analisados, devido à complexidade da interação destes fenômenos com a aderência. Para a definição do termo da corrosão foi necessária a determinação do ponto de inflexão, isto é, o ponto a partir do qual o incremento da perda de massa começaria a causar redução na tensão de aderência, caracterizando o início do ramo descendente da equação. Visando permitir a determinação deste tempo, foram feitas simulações tomando vários graus de corrosão entre

1 e 4% como ponto de inflexão. O melhor ajuste e o maior coeficiente de determinação (R^2) foram obtidos quando se fixou o ponto de inflexão num grau de corrosão (perda de massa) de 1%.

Já para a temperatura, a investigação se centrou na determinação do valor máximo de temperatura até onde não haveria redução notável da tensão de aderência. O melhor ajuste foi obtido considerando o efeito da temperatura como inexistente até 350°C. Apesar do programa experimental desta dissertação apontar pequenas perdas de temperatura para exposições de 200°C, outros pesquisadores, como Lima (2005), registraram aumentos nesta mesma fase. Desta forma, se considera razoável que se desconsidere a eventual perda para 200°C, adotando um valor de temperatura superior para o início da perda de aderência por temperatura. Embora o programa experimental tenha ido direto para o patamar de 400°C, outros trabalhos, como o de Haddad et al. (2008), observaram uma forte redução de resistência a partir de valores em torno de 350°C, o que justifica o uso deste ponto no modelo.

A determinação dos coeficientes da equação foi realizada de forma iterativa com auxílio do software de análise estatística. Durante a construção do modelo foram executadas análises dos resíduos padronizados. Estes valores resultam da divisão do resíduo (diferença entre valor real e valor predito) de cada ponto experimental pelo desvio-padrão de todos os resíduos, e possibilitam a tomada de decisão sobre o eventual descarte de valores espúrios (HAIR et al., 2005). Os dados experimentais que geraram resíduos padronizados com módulo maior do que três foram eliminados da análise. Foram descartados por este critério 7 dos 144 dados de entrada, isto é, menos do que 5%. Os pontos eliminados representavam diferentes combinações de variáveis, não sendo observada nenhuma tendência de comportamento não considerada no modelo.

A expressão 5.4 apresenta a forma adotada para o modelo escolhido, indicando os coeficientes de ajuste que foram determinados pelo software (K_0 e n_1 a n_8).

$$\tau_u = K_0 \times \frac{1}{En^{n_1}} \times Ner^{n_2} \times fc_c^{n_3} \times \frac{1}{Te_c^{fc_c^{n_4}}} \times \frac{1}{\phi_c^{fc_c^{n_5}}} \times \left(\frac{n_6 + GC_c}{n_7 + GC_c^{n_8}} \right) \quad (5.4)$$

Na tabela 5.5 estão apresentados os dados fornecidos pelo programa *Statgraphics Plus 2.1*. Numa análise inicial, a significância de cada termo era avaliada analisando os valores do intervalo de confiança. Caso não houvesse alteração de sinal entre os valores alto e baixo, isto é, o valor zero não pertencesse ao intervalo de confiança, o termo era tido preliminarmente como significativo. O parâmetro t de student era então calculado pela divisão do valor do coeficiente pelo seu erro padrão, sendo a significância do termo dada pela comparação dos valores com o t tabelado. Para t calculados $>$ t tabelado a hipótese nula é rejeitada, mostrando que a variabilidade dos resultados deve-se aos diferentes níveis das variáveis independentes, e não à variabilidade da amostra. O valor de t tabelado usado foi 1.645, por se tratar de uma amostra com mais de 120 dados e ser adotado nível de confiança de 95%.

Tabela 5.5 – Resultados estatísticos para os termos do modelo de previsão da aderência.

Parâmetros	Coeficientes	Erro Padrão dos Coeficientes	<i>t</i> calculado	Intervalos de Confiança 95%	
				Baixo	Alto
K0	10,34	0,204	50,68	9,939	10,746
n1	0,528	0,030	17,68	0,469	0,588
n2	0,235	0,035	6,73	0,166	0,305
n3	0,477	0,029	16,50	0,419	0,534
n4	0,739	0,160	4,61	0,422	1,057
n5	0,518	0,071	7,30	0,378	0,659
n6	0,301	0,007	45,17	0,288	0,314
n7	0,299	0,007	45,40	0,286	0,312
n8	1,386	0,039	35,19	1,308	1,464

Como se evidencia da análise da tabela 5.5, todos os coeficientes e termos se mostraram significativos. Para facilitar a aplicação do modelo, decidiu-se arredondar os coeficientes, o que resultou numa queda de apenas 0,6% no valor do R². O modelo final obtido é apresentado na expressão 5.5. Dada a complexidade dos fenômenos estudados e a variabilidade inerente a ensaios de aderência, especialmente em corpos-de-prova deteriorados, considera-se que o mesmo demonstrou grande eficiência, resultando num coeficiente de determinação (R²) de 86,2%. Ou seja, pode-se dizer que o modelo explica 86,2% da variabilidade dos resultados de ensaio.

$$\tau_u = 10,34 \times \frac{1}{En^{0,5}} \times Ner^{0,25} \times fc_c^{0,5} \times \frac{1}{Te_c^{fc_c^{0,5}}} \times \frac{1}{\phi_c^{fc_c^{0,5}}} \times \left(\frac{0,3 + GC_c}{0,3 + GC_c^{1,4}} \right) \quad (5.5)$$

Onde:

- τ_u = tensão de aderência, em MPa;
- En = tipo de ensaio (0,5 para arrancamento simples e 1,5 para arrancamento excêntrico);
- Ner = tipo de nervura (0,5 para nervura tipo “N” e 1,5 para nervura tipo “n”);
- fc_c = resistência à compressão codificada, em MPa;
- Te_c = temperatura de exposição codificada, em °C;
- ϕ_c = diâmetro da barra de aço;
- GC_c = grau de corrosão codificada, em porcentagem.

Dada a grande variação em termos de ordem de grandeza numérica do valor das variáveis, foi necessário codificar os registros dos dados experimentais, para inserção no software. A codificação utilizada está expressa nas expressões 5.6 a 5.9. Para usar o modelo é necessário transformar os dados de entrada de acordo com as mesmas.

$$GC_c = \frac{GC}{2} \quad (5.6)$$

$$\phi_c = \frac{\phi}{16} \quad (5.7)$$

$$fc_c = \frac{fc}{30} \quad (5.8)$$

$$Te_c = 1 \quad , \text{ se } Te \leq 350^\circ\text{C}$$

$$Te_c = \frac{Te - 125}{225} \quad , \text{ se } Te > 350^\circ\text{C} \quad (5.9)$$

Onde:

GC = grau de corrosão (porcentagem)

ϕ = diâmetro (em mm)

f_c = resistência à compressão (em MPa)

Te = temperatura de exposição (em °C)

5.3.2 Aderência *versus* Resistência à Compressão *versus* Temperatura

As análises apresentadas no restante deste capítulo serão baseadas nas estimativas feitas com auxílio do modelo gerado e apresentado no item anterior. Antes de iniciar a apresentação dos gráficos plotados a partir do modelo, todavia, cabe ressaltar que, por problemas de limitação de espaço, somente serão usados os gráficos gerados com os dados obtidos no ensaio de arrancamento simples, com barra de nervura tipo 1 (N ou grande). Posteriormente será comparada, em análise específica, a variação do desempenho para cada tipo de ensaio e nervura. A combinação *pull-out* e nervura grande foi escolhida para ilustrar a análise porque fornece os maiores resultados de resistência máxima de aderência. A tendência de comportamento para as demais combinações é similar.

Os gráficos da figura 5.5 apresentam o comportamento da aderência em relação à resistência de compressão do concreto e à temperatura de exposição dos corpos-de-prova de arrancamento. Os valores de tensão de aderência foram calculados simulando a ausência de corrosão e uso de barra de diâmetro igual a 12,5 mm. Podemos observar que a resistência do concreto interage com a temperatura, isto é, para maiores valores de resistência, maior a redução da tensão de aderência com a elevação da temperatura. Este comportamento também foi observado por Lima (2005), que argumentou que o uso de matrizes com estruturas de poros mais refinadas favorecia a ocorrência de danos devido ao deslocamento explosivo, pois a poro-pressão gerada pela evaporação da água não consegue ser aliviada. O modelo indica que a queda de desempenho da aderência é mais acentuada a partir de 350°C, em linha com a queda da resistência do concreto, e que maiores resistências do concreto elevam o desempenho da ligação aço-concreto.

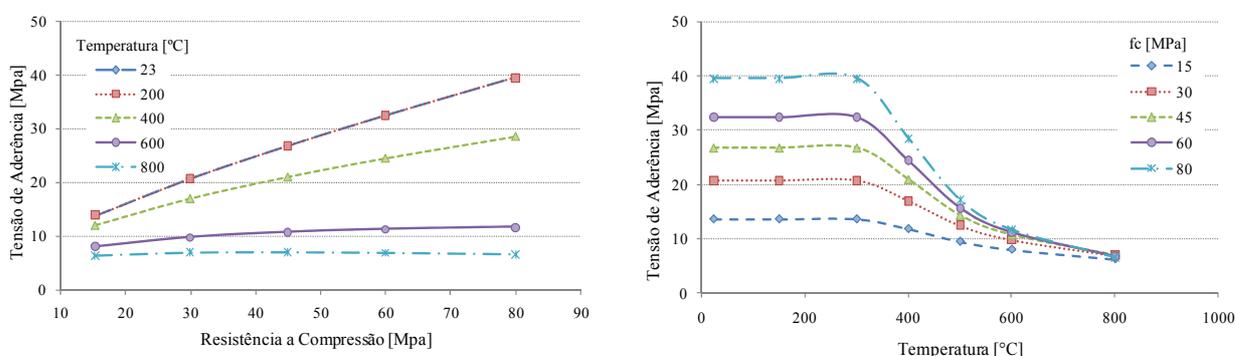


Figura 5.5 – Desempenho da aderência - resistência à compressão versus temperatura de exposição.

A figura 5.6 mostra o comportamento da resistência à compressão com a temperatura em termos da resistência de aderência residual, tomando o valor de tensão de aderência para cada resistência à compressão, a 23°C, como sendo a referência relativa de 100%. Na tabela 5.6 estão apresentados os valores de tensão de aderência residual estimados pelo modelo para os diferentes níveis de temperatura usados nos ensaios.

Tabela 5.6 – Tensão residual de aderência para os valores de temperatura e resistência à compressão.

Temperatura [°C]	23	200	400	600	800
τ_R (p/fc de 15 MPa) [%]	100	100	86,8	59,0	46,0
τ_R (p/fc de 30 MPa) [%]	100	100	81,8	47,4	33,3
τ_R (p/fc de 45 MPa) [%]	100	100	78,2	40,0	26,0
τ_R (p/fc de 60 MPa) [%]	100	100	75,3	34,8	21,1
τ_R (p/fc de 80 MPa) [%]	100	100	72,1	29,5	16,6

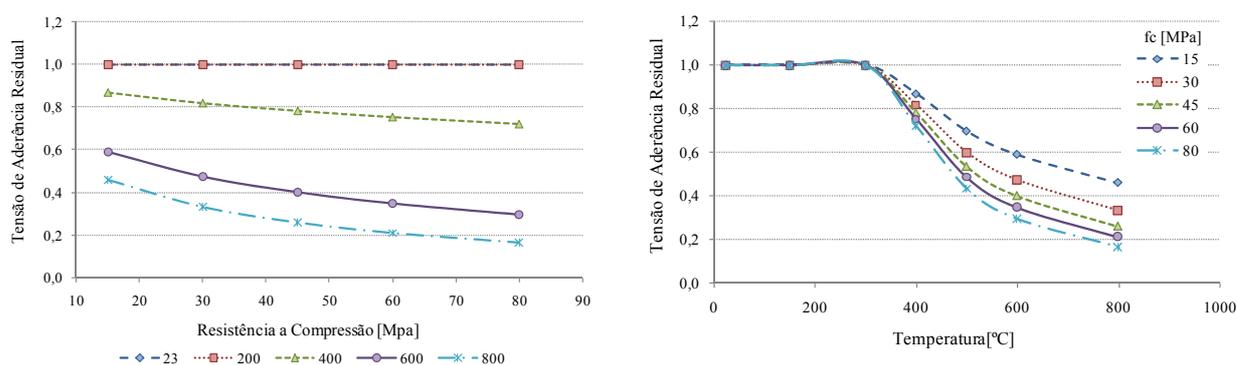


Figura 5.6 – Tensão residual da aderência (T = 23°C como referência).

Percebe-se, analisando estes resultados, que, para a temperatura de exposição de 400°C, a redução da tensão de aderência estimada pelo modelo, em relação à tensão de aderência medida a 23°C, é de aproximadamente 13% para concretos com resistência de 15 MPa; enquanto que, para concretos de 80 MPa, a redução aumenta para 28%. Para temperaturas de exposição igual a 600°C, a redução do desempenho da aderência é mais acentuada, variando de 41%, para concretos de 15 MPa, a 70%, para concretos de resistência de 80 MPa.

Este comportamento está de acordo com a perda de aderência encontrada no trabalho de Haddad (2008), para concretos de 77 MPa. O mesmo obteve reduções da ordem de 78%, próximas à estimada pelo modelo, que foi de 70%. Este é um excelente resultado, considerando que os parâmetros de ensaio (tipo de ensaio, velocidade de aplicação da carga, relação cobertura/diâmetro, material empregado e taxa de aquecimento, entre outros) adotados por Haddad (2008) foram distintos daqueles usados neste trabalho. Fazendo outra comparação, com os resultados apresentados por Morley e

Royles (1983), que usaram concretos com resistência à compressão de 35 MPa, verifica-se, também, uma excelente correlação. Para a temperatura de exposição usada por estes autores (575°C), os valores de tensão residual foram praticamente os mesmos, sendo registrada uma perda de 44% pelos pesquisadores, em comparação com a estimativa de 47% do modelo gerado nesta dissertação.

Para examinar melhor a relação temperatura versus resistência à compressão se decidiu construir o gráfico da figura 5.7, que toma como valor de referência (100%) para a análise das tensões de aderência residuais somente o maior valor possível, que seria obtido com um concreto de 80 MPa ensaiado em temperatura ambiente (23°C).

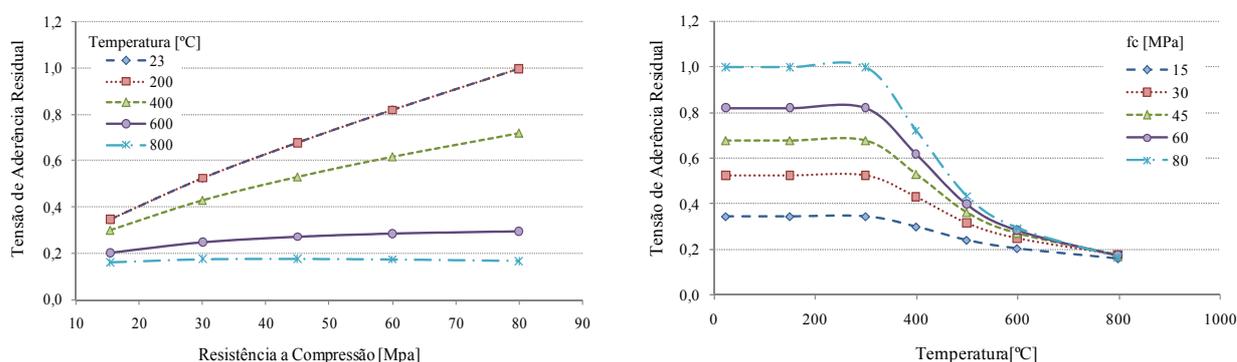


Figura 5.7 – Tensão residual da aderência, considerando o maior valor de resistência de aderência como 100%.

Analisando a tensão residual para corpos-de-prova de 45 MPa e temperatura de exposição de 400°C, tem-se um valor de 53%, quando comparado com a situação de maior desempenho. A 600°C os concretos com diferentes níveis de resistência à compressão começam a reagir de forma praticamente igual, evidenciando que os danos na aderência são muito intensos.

A estimativa da tensão residual da aderência a partir dos valores de resistência à compressão residual, para condições de exposição ambientais (23°C) pode ser efetuada com auxílio da equação 5.10, obtida por regressão linear e que apresentou um $R^2 = 0,9966$, evidenciando a forte interação entre estes fatores.

$$\tau_R = 0,01 \times f_c + 0,2125 \quad (5.10)$$

Onde:

τ_R = tensão de aderência residual;

f_c = resistência à compressão, em MPa.

Todavia, a equação não pode ser aplicada quando aparecem os efeitos da temperatura, como indicam os resultados mostrados na tabela 5.7. A partir de 400°C a diferença entre os concretos vai se reduzindo, até praticamente desaparecer após a exposição a 800°C.

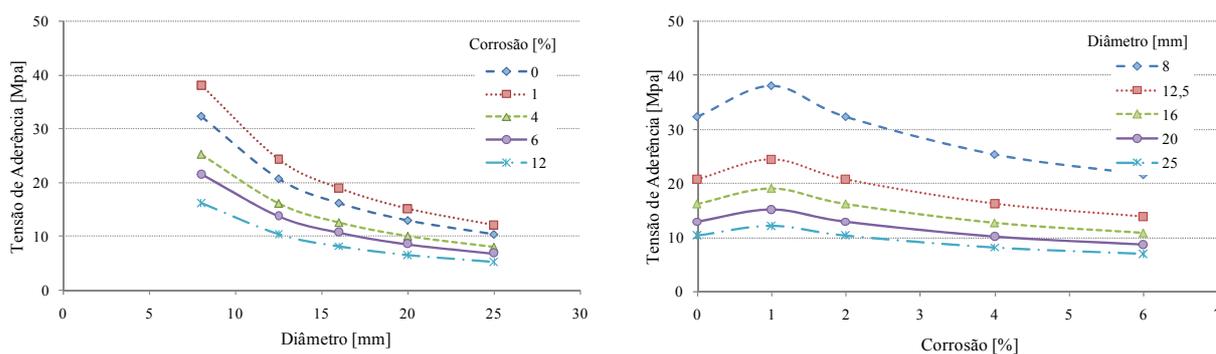
Tabela 5.7 – Tensão residual de aderência para os valores da interação resistência à compressão *versus* temperatura.

f_c [MPa]	15	30	45	60	80
τ_R (p/temp. de 23°C) [%]	34,5	52,4	67,8	82,0	100
τ_R (p/temp. de 200°C) [%]	34,5	52,4	67,8	82,0	100
τ_R (p/temp. de 400°C) [%]	29,9	42,9	53,0	61,8	72,1
τ_R (p/temp. de 600°C) [%]	20,3	24,8	27,2	28,5	29,5
τ_R (p/temp. de 800°C) [%]	15,8	17,5	17,7	17,4	16,6

5.3.3 Aderência *versus* Diâmetro *versus* Taxa de Corrosão

Para verificar como variam os valores das tensões da aderência frente à manifestação da corrosão e à variação do diâmetro da barra foram gerados os gráficos a seguir, que mantiveram constantes a temperatura de exposição (em 23°C) e a resistência à compressão do concreto (em 30 MPa), pois isto anula o efeito da temperatura e representa um concreto que está sendo usado pelo meio técnico.

Na figura 5.8 observa-se, conforme esperado, que barras de menor diâmetro fornecem maiores valores de tensão de aderência. De fato, o modelo indica que as barras de 8,0 mm resultam em tensões de aderência muito superiores às demais. Este comportamento deve ser analisado com cautela, visto que, dada a estratégia estatística adotada²¹, só foram gerados dados experimentais para uma combinação de variáveis que utilizava barras com este diâmetro (temperatura de 400°C, resistência de 45 MPa e taxa de corrosão de 8%). Mais adiante a influência do diâmetro na tensão de aderência será discutida mais detalhadamente.

Figura 5.8 – Desempenho da aderência - diâmetro *versus* taxa de corrosão.

Em relação ao efeito da corrosão, cabe inicialmente ressaltar que esta variável não mostrou interação com nenhuma das demais variáveis analisadas nesta pesquisa. Ou seja, a corrosão acontece segundo um mesmo padrão para todos os corpos-de-prova. Observando a figura 5.8 percebemos que, de acordo com a filosofia estabelecida na montagem do modelo, pequenas perdas de massa, de até 1%, provocam

²¹ O modelo fracionado, tipo cubo estrela, implica na geração de poucos dados na extremidade do espaço experimental, conforme indicado no capítulo 4

um leve incremento na tensão de aderência. A partir daí, o avanço da corrosão acarreta um rápido decréscimo de desempenho. Este comportamento é compatível com o observado nos trabalhos de Auyeung et al. (2000) e Al-Sulaimani et al. (1990), e difere um pouco do registrado por Graeff (2007) e Almusallam et al. (1996), que indicaram que o pico de aumento da aderência deveria ser deslocado para a direita, ficando em torno de 4%, como discutido no capítulo 3. Analisando os resultados do trabalho de Al-Sulaimani et al. (1990), para barras de 20 mm, verifica-se que as tensões de aderência encontradas por estes autores são apenas 17% superiores às estimadas através do modelo desenvolvido neste trabalho. Conforme já foi enfatizado, considera-se que estas são diferenças muito pequenas considerando a variabilidade do fenômeno e as diferenças nos procedimentos de ensaio adotados.

Na figura 5.9 estão apresentadas as curvas da tensão de aderência residual, para barras com diferentes diâmetros e níveis de corrosão. Cabe lembrar que a tendência de comportamento apresentada para o diâmetro refere-se à resistência à compressão de 30 MPa. Visto que este fator interage com a resistência à compressão, a tensão residual será diferente da registrada em outros concretos, conforme será apresentado no item 5.3.3.

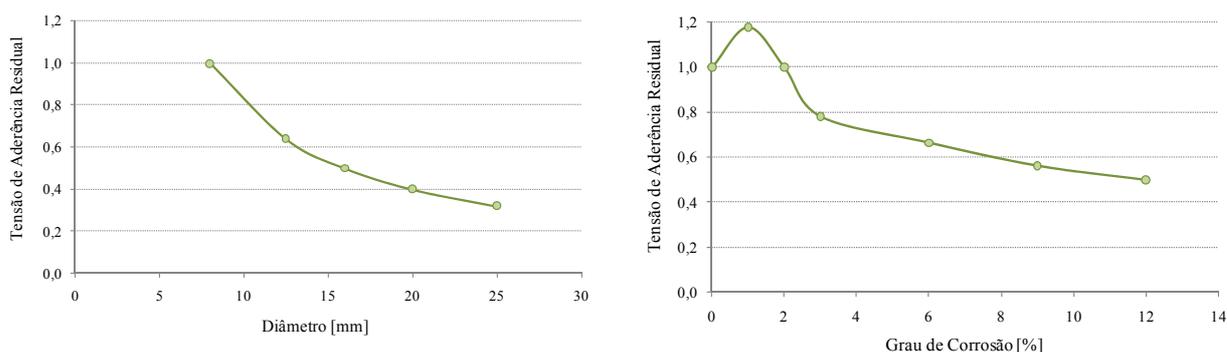


Figura 5.9 - Tensão de aderência residual em função da taxa de corrosão e diâmetro.

Verifica-se que a tensão de aderência cai rapidamente com o aumento do diâmetro, ficando esta tendência menos intensa a partir de barras de 16mm, aproximadamente. Em relação ao grau de corrosão, observa-se que a elevação da tensão de aderência, indicada pelo modelo, para 1% de perda de massa, em relação às barras sem manifestação da corrosão, foi de 17,8%. Este é um valor muito próximo ao valor máximo de incremento obtido por Almusallam et al. (1996), porém os mesmos registraram o pico num grau de corrosão de 4%. A partir de aproximadamente 3% de grau de corrosão, a perda de aderência tende a evoluir de forma praticamente linear. Na tabela 5.8 são apresentados os valores de tensão residual estimados para diferentes graus de corrosão.

Tabela 5.8 – Tensão residual de aderência para os valores de graus de corrosão.

GC [%]	0	1	2	3	6	9	12
τ_R [%]	100	117,8	100	78,3	66,6	56,4	50,1

De forma a visualizar a eficácia do modelo, na figura 5.10 foram plotadas as curvas estimadas pelo modelo e os pontos experimentais (PE) obtidos para a combinação de temperatura igual a 23°C e resistência do concreto entre 51,6 e 58,9 (figura 5.10). Foi admitido este intervalo de resistência para elevar o número de pontos experimentais plotados. A curva teórica estimada foi criada considerando uma resistência à compressão de 55,0 MPa.

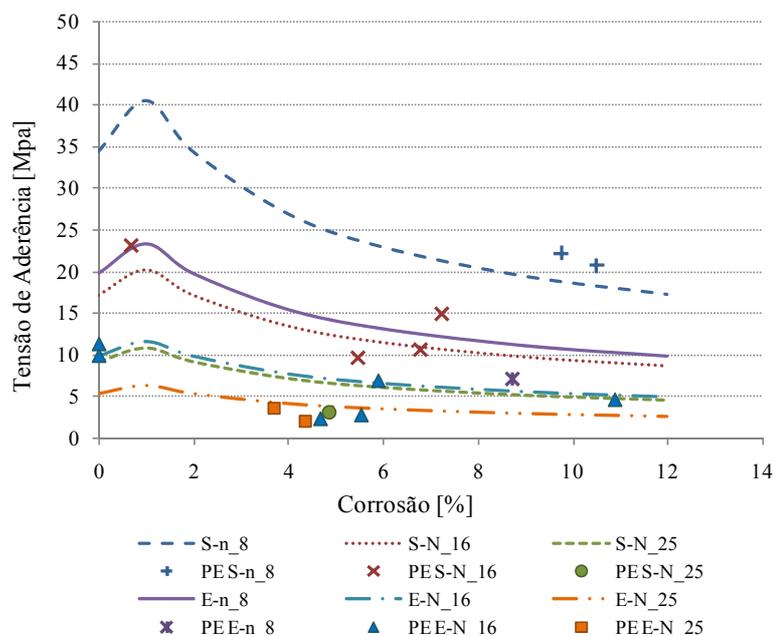


Figura 5.10 – Convergência do modelo para aderência.

Analisando o gráfico da figura 5.10, percebe-se que as diferenças entre os valores medidos e estimados são menores que 4 MPa. A diferença máxima poderia ser reduzida se fossem efetuados os ajustes relativos à variação de resistência. É o caso, por exemplo, dos corpos-de-prova de arrancamento simples e barra de 8,0 mm de diâmetro, com nervura tipo 1, onde o ajuste da resistência diminuiria o resíduo de 4 MPa para apenas 2,26 MPa, devido ao ajuste da curva. Mesmo com este fator de ruído, verifica-se que o modelo consegue representar adequadamente a tendência de comportamento da aderência com o aumento da corrosão, resultando num ajuste adequado.

5.3.4 Aderência *versus* Diâmetro *versus* Resistência à Compressão

A interação do diâmetro e da resistência à compressão, com efeito na tensão de aderência, apresentou comportamento similar ao registrado entre a temperatura e a resistência do concreto, como se pode ver na figura 5.11. Quanto maior a resistência do concreto e o diâmetro da barra, menor será a tensão de aderência. Além disto, maiores resistências afetam mais fortemente o efeito do diâmetro, fato que pode estar associado à forma brusca de ruptura em cps de concreto de maior resistência, devido à elevada resistência dos consoles entre as nervuras, o que dificulta o esmagamento e, conseqüentemente, trava o deslizamento. As tensões geradas acabam resultando em uma forte tendência ao fendilhamento brusco. O efeito é agravado pelo aumento da altura da nervura, que está associado ao diâmetro da barra.

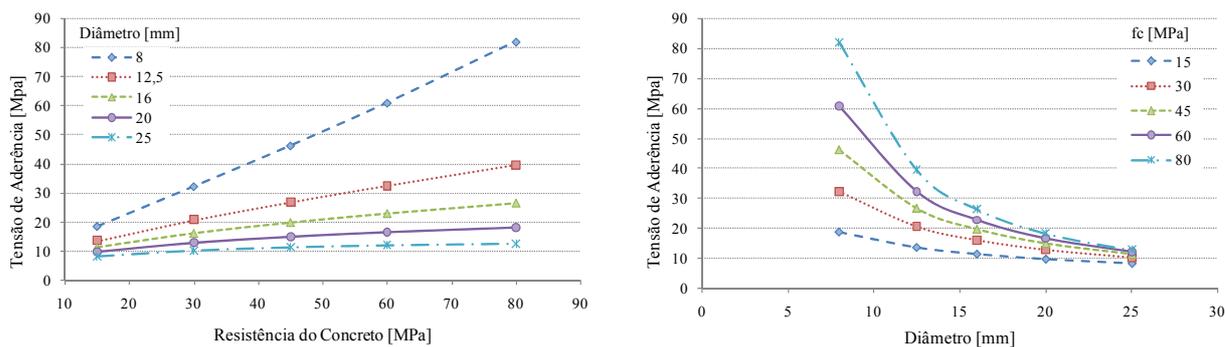


Figura 5.11 – Desempenho da aderência - resistência à compressão \times diâmetro.

Analisando os gráficos da figura 5.11 percebe-se que os valores de tensão de aderência para as barras de 8 mm são bastante elevados, não condizendo com os encontrados por Graeff (2007). Segundo esta autora, para uma taxa de perda de massa de 2%, a redução na tensão de aderência foi de apenas 15%, para barras de 12,5 mm, comparadas com barras de 8 mm. A mesma utilizou concretos de 25 MPa. Segundo o modelo desta dissertação, a perda seria maior, atingindo 34%. Os resultados obtidos por De Larrard et al. (1993) foram mais condizentes com os derivados da presente pesquisa. Estes pesquisadores obtiveram tensões de aderência de 64,9; 39,8 e 24,8 MPa, usando um concreto de 95 MPa e barras de diâmetros (ϕ) iguais a 10, 16 e 25 mm, respectivamente. A redução de desempenho de aderência quando se variou o diâmetro da barra de 10 para 16 mm foi de 39%, enquanto que o modelo do presente trabalho estima esta redução em 53,7%. Cabe ressaltar que o método de ensaio utilizado por De Larrard et al. (1993) foi o de viga, e que foi considerado como limite para análise o deslizamento de 100 μm , valor bastante conservador, pois as vigas tendem a romper com deslizamentos da ordem de 1000 μm . Conforme será demonstrado no item 5.4, o método de ensaio tipo viga fornece valores de tensão de aderência mais altos do que os ensaios de arrancamento simples, usados para a estimativa com o modelo nesta seção. Isto pode explicar parte da divergência dos valores. De qualquer forma, cabe destacar que se deve utilizar com cautela o modelo gerado, especialmente para barras de diâmetro inferior a 12,5 mm.

Para outros diâmetros os valores de tensão de aderência estimados pelo modelo se mostram compatíveis com os encontrados na literatura. Soroushian e Choin (1989) registraram os valores de 17,5 e 13,0 MPa, para barras de 16 e 25 mm de diâmetro, respectivamente, imersas em concreto de 30 MPa. Como pode ser visto no gráfico da figura 5.11 os valores de aderência estimados pelo modelo para estas combinações de variáveis são de 16,2 e 10,4 MPa, respectivamente, muito próximos considerando as diferenças experimentais.

Os valores de tensão de aderência em função do diâmetro são apresentados em dois conjuntos de gráficos. No primeiro, mostrado na figura 5.12, foram tomados como referência (100%) os valores obtidos para barras de 8 mm, considerando todas as resistências. No segundo gráfico, contido na figura 5.13, o ponto de referência foi o máximo valor de tensão de aderência alcançado, que correspondeu à combinação de barra de 8 mm com concreto de 80 MPa.

No gráfico da figura 5.12, percebe-se que a tensão de aderência de barras de bitola igual a 12,5 mm corresponde a 72,9% da tensão de aderência de barras de 8 mm, para concretos de resistência igual a 15 MPa, mas se reduz a somente 48,2%, quando o concreto tem 80 MPa. Ou seja, o aumento da resistência do concreto ocasiona um comprometimento maior da aderência quando se incrementa a barra de aço e, conseqüentemente, o tamanho da nervura. Como já enfatizado, isto deve estar associado ao fato de que concretos mais resistentes tendem a resistir melhor ao deslizamento, mas são mais propensos a rupturas frágeis, favorecendo o fendilhamento e demandando mais confinamento. A tabela 5.9 apresenta os valores relativos de tensão de aderência plotados na figura 5.12.

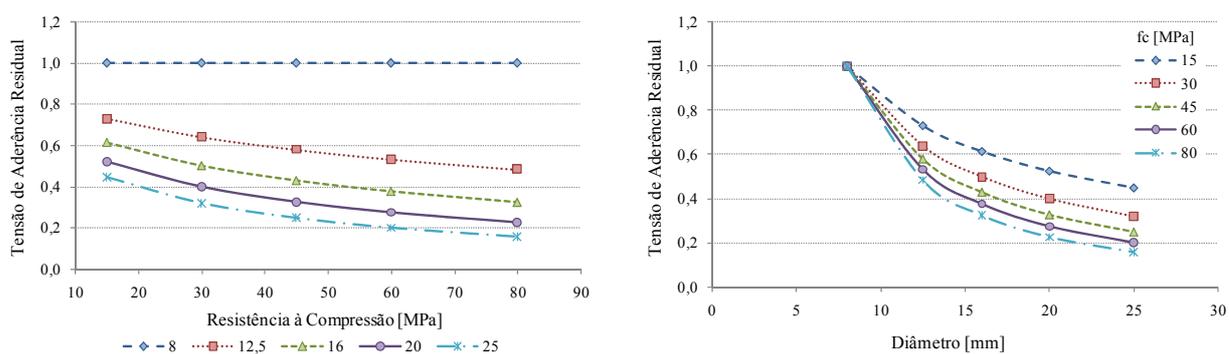


Figura 5.12 – Tensão relativa de aderência, com $\phi = 8$ mm como referência.

Tabela 5.9 – Tensão relativa de aderência para distintos valores de resistência à compressão e diâmetro da barra.

Diâmetro [mm]	8,0	12,5	16,0	20,0	25,0
τ_R (p/fc de 80 MPa) [%]	100	100	100	100	100
τ_R (p/fc de 60 MPa) [%]	72,9	64,0	57,9	53,2	48,2
τ_R (p/fc de 45 MPa) [%]	61,3	50,0	42,8	37,5	32,2
τ_R (p/fc de 30 MPa) [%]	52,3	40,0	32,6	27,4	22,4
τ_R (p/fc de 15 MPa) [%]	44,7	32,0	24,8	20,0	15,4

Outra observação importante é que a redução da tensão de aderência para o diâmetro de 25 mm, em relação à barra de referência (8 mm), para concretos de baixa resistência (15 MPa) é de 65,3%, enquanto que, para concretos de 80 MPa, esta redução chega à 94,6%. Já se analisarmos a tensão de aderência relativa tomando a bitola de 12,5 mm como referência, isto é, dividindo todos os dados calculados para os demais diâmetros, pelo obtido para a bitola em questão, verifica-se que a redução de desempenho verificada quando se incrementa o diâmetro para 16 mm é de 16%, quando analisamos concretos de 15 MPa, subindo para 33,2%, se considerarmos concretos de 80 MPa. Esta comparação permite verificar que a queda de desempenho entre dois diâmetro consecutivos é menor quanto maior a bitola da barra.

Analisando os gráficos nos quais se considera como valor de referência a maior tensão de aderência (correspondente a diâmetro de 8,0 mm e resistência à compressão de 80 Mpa), verifica-se ainda mais claramente a interação entre a variação do diâmetro e as maiores resistências do concreto. Pode-se observar na figura 5.13 que as tensões de aderência alcançada para barras de diâmetro de 25 mm foram praticamente as mesmas, independentemente da resistência do concreto, mostrando uma variação de somente 5,4%. Os valores que deram origem aos gráficos estão apresentados na tabela 5.10.

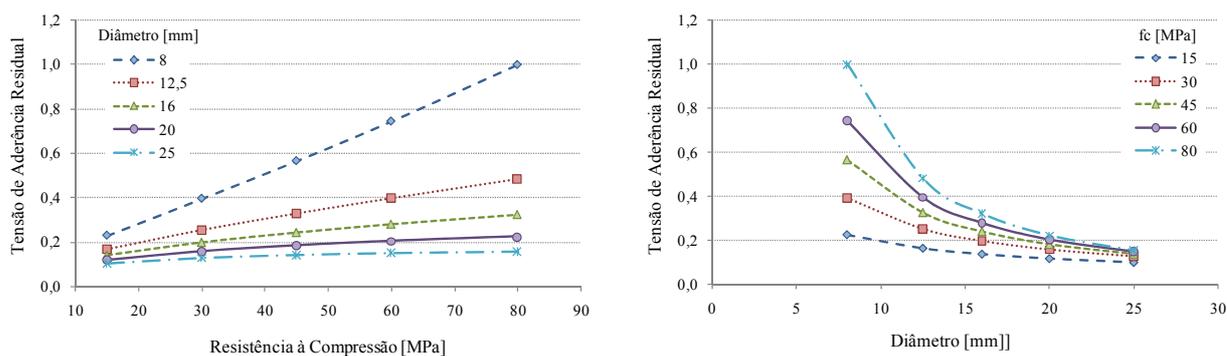


Figura 5.13 – Tensão relativa de aderência, considerando o maior valor de resistência de aderência como 100%.

Tabela 5.10 – Tensão residual de aderência para os valores da interação resistência à compressão *versus* diâmetro.

f_c [MPa]	15	30	45	60	80
τ_R (p/diâmetro 8 mm) [%]	22,8	39,5	56,5	74,4	100
τ_R (p/diâmetro 12,5 mm) [%]	16,6	25,3	32,7	39,6	48,2
τ_R (p/diâmetro 16 mm) [%]	14,0	19,7	24,2	27,9	32,2
τ_R (p/diâmetro 20 mm) [%]	11,9	15,8	18,4	20,4	22,4
τ_R (p/diâmetro 25 mm) [%]	10,2	12,6	14,0	14,9	15,6

5.3.5 Comparação de Método de Ensaio e Tipo de Nervura

Neste item será realizada uma comparação entre os resultados obtidos com os diferentes métodos de ensaio utilizados na primeira etapa da pesquisa. Desta forma só farão parte da análise os dados dos ensaios de arrancamento simples e excêntrico. Dado que nem o tipo de nervura, nem o método de ensaio apresentaram interação com as demais variáveis estudadas, é possível determinar a relação de desempenho para cada combinação ensaio e tipo de nervura, desde que as demais variáveis sejam mantidas em um nível constante. Sendo assim, foi estabelecido que a análise seria efetuada para um diâmetro de barra de 12,5 mm; uma taxa de corrosão de 0% e uma temperatura de exposição de 23°C, uma vez que há maior número de repetições para esta combinação. Isto viabiliza a inserção de mais pontos experimentais (PE) nos gráficos gerados com o intuito de ver o ajuste dos dados reais às curvas geradas pelo modelo.

Na figura 5.14 são apresentados os valores de tensão de aderência para a configuração dos níveis das variáveis descritas anteriormente, para cada uma das combinações de método de ensaio e tipo de nervura, onde:

- S-n \Rightarrow arrancamento simples e nervura tipo 2 (menor);
- S-N \Rightarrow arrancamento simples e nervura tipo 1 (maior);
- E-n \Rightarrow arrancamento excêntrico e nervura tipo 2;
- E-N \Rightarrow arrancamento excêntrico e nervura tipo 1.

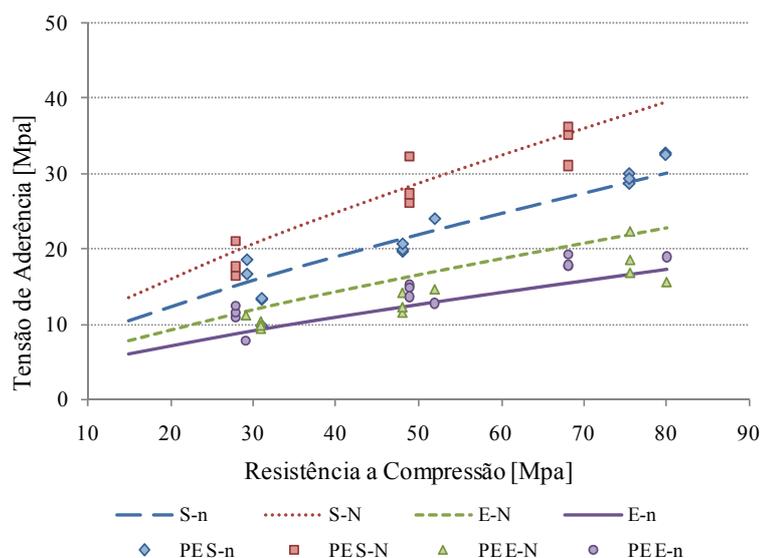


Figura 5.14 – Comparação da tensão de aderência para diferentes métodos de ensaio e tipos de nervura.

Na figura podem ser vistas as curvas geradas pelo modelo e os pontos experimentais (PE). Percebe-se que a variação dos resultados em corpos-de-prova irmãos, isto é, de mesma concretagem e com mesmas características de ensaio, é maior do que o resíduo gerado pela modelagem, indicando um ajuste adequado entre o modelo e os dados obtidos. As curvas sugerem, ainda, que o tipo de ensaio influencia mais fortemente os valores de tensão de aderência do que o tipo de nervura.

A tabela 5.11 apresenta os resultados, em termos de tensão de aderência relativa, obtidos para a combinação de tipo de ensaio e tipo de nervura, considerando como referência o ensaio de arrancamento simples e a nervura tipo n (pequena ou tipo 2). Já a figura 5.15 contém os resultados de tensão de aderência relativa em relação à mesma combinação, considerando a variação na resistência do concreto.

Tabela 5.11 – Tensão residual de aderência para as diferentes combinações de ensaio e nervura.

	S-N	S-n	E-N	E-n
τ_R [%]	100	76,0	57,7	43,9

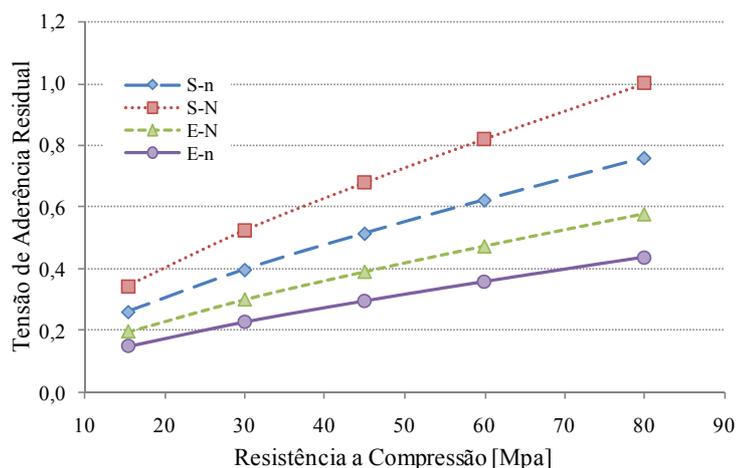


Figura 5.15 – Tensão residual da aderência para diferentes métodos de ensaio e tipos de nervura.

De acordo com as curvas geradas pelo modelo, as tensões de aderência obtidas através de ensaios de arrancamento excêntrico tendem a ser 42,3% menores do que as obtidas no ensaio de arrancamento simples. Já o efeito do tipo de nervura é menos pronunciado, sendo as tensões obtidas com nervuras menores (n ou tipo 2) 24% menores que as obtidas com nervuras maiores (N ou tipo 1).

Acredita-se que a redução referente ao tipo de ensaio pode estar relacionada com a distribuição de tensões, que contempla os esforços de flexão e cisalhamento, além dos esforços de tração. Deve-se ainda considerar que existia uma considerável diferença nos valores da relação cobertura/diâmetro usados nos dois tipos de ensaio, sendo a mesma de aproximadamente 1,5 para os corpos-de-prova de arrancamento excêntrico, e de 4,5 para os de arrancamento simples. Verifica-se, analisando o trabalho de Morley e Royles (1983), que este pode ser um fator importante. Estes pesquisadores estudaram relações cobertura/diâmetro de 1.56; 2.0 e 2.88, obtendo reduções de 54%, 36% e 23%, respectivamente, na tensão de aderência, em relação à determinada considerando uma relação cobertura/diâmetro de referência igual a 3,44²². Não é possível, a partir do presente trabalho, determinar a eventual contribuição de cada um destes fatores, separadamente. Sugere-se a realização de outros estudos para analisar melhor esta influência. No escopo deste trabalho, a relação cobertura/diâmetro foi considerada como uma característica de cada tipo de ensaio.

Outra observação importante é que, apesar da equação 5.4 apresentar o termo da resistência à compressão elevado na $\frac{1}{2}$, este valor não expressa a relação direta entre a tensão de aderência e a resistência do concreto, pois a resistência interage com a temperatura e com o diâmetro. Sendo assim, esta relação expressa a dependência demais de uma variável. Calculando os coeficientes que relacionam a tensão de aderência e a resistência à compressão para a temperatura de 23°C, verifica-se que este varia de 0,25 a 0,88, para os diâmetro de 25 e 8 mm, respectivamente. Analisando os

²² Os pesquisadores estudaram, ainda, a interação desta relação com a exposição a altas temperaturas, verificando que, quanto maior a temperatura de exposição, menor é o efeito do cobertura. Este comportamento pode ser explicado pela perda de confinamento, devido à abertura de fissuras, em concretos submetidos à altas temperaturas.

resultados da bibliografia, esperava-se obter valores da ordem de 0,25 a 0,5. Ou seja, existe boa concordância, apesar do limite superior ser maior que o esperado. Acredita-se que isto possa ser atribuído ao fato de que muitas pesquisas não levam em consideração a influência do diâmetro. A tabela 5.12 apresenta os valores calculados da relação tensão de aderência x resistência à compressão do concreto para barras de diferentes diâmetros.

Tabela 5.12 – Coeficientes de correlação entre a tensão de aderência e a resistência à compressão.

Diâmetro [mm]	25,0	20,0	16,0	12,5	8,0
Coeficientes de correlação	0,25	0,38	0,50	0,63	0,88

5.3.6 Considerações Complementares

Ao longo do processo de aceleração da corrosão a grande maioria dos corpos-de-prova apresentou fissuração, devido ao desenvolvimento de tensões de tração decorrentes da formação e deposição dos óxidos de ferro. As fissuras não apresentaram padrão definido em termos de tamanho, forma e disposição, variando de aberturas quase imperceptíveis, até fendas da ordem de 5 mm, conforme pode ser visualizado na figura 5.16. Estas variações da abertura das fissuras interferem no resultado final da aderência, pois resultam em perda de confinamento da barra de aço.



Figura 5.16 – Detalhe de diferentes aberturas de fissuras.

De forma geral, os corpos-de-prova de resistência à compressão de 25 MPa apresentaram melhor comportamento em relação à fissuração. Na maioria deles não foi notada a presença de fissuras visíveis. Nos poucos onde se observaram fissuras, as mesmas tinham dimensões reduzidas.

5.4 ADERÊNCIA – COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS DE ENSAIO

Os resultados obtidos, relativos à comparação de métodos de ensaio, são apresentados neste item. Inicialmente se explica como foi efetuada a análise estatística dos mesmos.

5.4.1 Considerações Iniciais

Os dados da segunda etapa desta pesquisa foram analisados pelo método estatístico de *Análise de Variância* (ANOVA). A ANOVA tem a finalidade de identificar se a diferença das médias entre

grupos de dados é significativamente maior que a o erro amostral, através da estatística F . Se a estatística F calculada for maior do que a estatística F tabelada, a hipótese nula é rejeitada, indicando que existe diferença significativa entre as médias dos grupos e que, conseqüentemente, a variável de estudo claramente influencia a variável de resposta.

O valor da estatística F calculada é obtido pela divisão da média quadrática dos grupos pela média quadrática dos erros, isto é, a comparação de vários grupos está baseada na relação da *variabilidade das médias entre os grupos* com a *variabilidade das observações dentro dos grupos* [Hair et al., 2005]. A estatística F tabelada expressa a distribuição de probabilidade de Fischer, que varia com o número de graus de liberdade (do grupo e do erro) e o nível de significância. Na engenharia civil, é comum adotar um nível de significância de 5%. Para efetuar a análise foi utilizado o software *Statistica 7.0*.

Antes da análise os dados experimentais foram filtrados, com o intuito de identificar e eliminar os valores espúrios. Para tanto foram calculados os desvios padrões e os coeficientes de variação de cada grupo, a fim de verificar a existência de valores atípicos. Quando o coeficiente de variação de um grupo de dados era superior a 15%, o resultado mais afastado da média era retirado, desde que o mesmo estivesse afastado mais de 1,65 vezes o desvio-padrão da média do grupo. A variável comprimento de aderência não pode ser analisada estatisticamente, pois os corpos-de-prova com resistência de 45 e 65 MPa, e comprimento aderente de 10ϕ , no ensaio de viga (*beam test*), apresentaram escoamento da barra de aço, gerando uma matriz incompleta. Desta forma a análise do efeito do comprimento foi realizada de forma comparativa, considerando apenas os dados dos cps com resistência de 25 MPa.

Nos próximos itens são apresentados os gráficos das variáveis que se mostraram significativas, colaborando de forma marcante para explicar as variações nos valores de tensão de aderência última, tensão de aderência média e deslizamento.

5.4.2 Análise Estatística para a Tensão de Aderência Última

Antes de analisar os resultados cabe lembrar que, para o ensaio de viga, a tensão última foi determinada como sendo igual à tensão de ruptura, caso a ruptura ocorresse antes que se alcançasse 1 mm de deslizamento, ou igual à tensão de aderência determinada quando o deslizamento atingia 1 mm. Para os demais ensaios (arrancamento simples e excêntrico) este critério não foi utilizado, pois não houve um efeito marcante da flexão do corpo-de-prova. A tensão de aderência última, nestes casos, foi admitida como sendo igual à máxima tensão registrada no ensaio. Outra observação importante é, que para as vigas, o valor da tensão foi determinado como sendo a média da tensão de aderência máxima das duas semi-vigas que compõem cada corpo-de-prova, determinada utilizando o critério descrito acima.

Feitos estes esclarecimentos, pode-se começar a apresentação da análise estatística desenvolvida para esta etapa do programa experimental. Na tabela 5.13 pode ser visto o grau de significância obtido para

cada um dos parâmetros de controle. Podemos observar que todos os fatores controláveis se mostraram significantes, inclusive em interações de segunda e terceira ordem. O tipo de ensaio e a resistência à compressão foram os efeitos mais influentes, apresentando valores de $F_{calculado}$ cerca de 130 e 38 vezes maior do que o $F_{tabelado}$.

Tabela 5.13 – Análise estatística dos resultados de tensão de aderência última.

	Graus de Liberdade	MQ	$F_{calculado}$	$F_{tabelado}$	Valor de p	Significância
Ensaio	2	1821,47	423,65	3,24	0,000	Sim
Nervura	1	201,72	46,92	4,09	0,000	Sim
Fck	2	530,74	123,44	3,24	0,000	Sim
Ens. x Ner.	2	28,46	6,62	3,24	0,003	Sim
Ens. x Fck	4	45,11	10,49	2,62	0,000	Sim
Ner. x Fck	2	26,07	6,07	3,24	0,005	Sim
Ens. x Ner. x Fck	4	13,51	3,14	2,62	0,025	Sim
Erro	39	4,30				

Os gráficos da figura 5.17 apresentam os efeitos de primeira ordem. Verifica-se que o método de ensaio gera grandes variações, sendo os valores obtidos no ensaio de viga os maiores e os valores dos ensaios de arrancamento excêntrico os menores. Em relação ao ensaio de arrancamento excêntrico, o ensaio de viga e o de arrancamento simples apresentam, respectivamente, valores 149% e 72% maiores. Quanto ao efeito da nervura verifica-se que, quanto maior a nervura, mais alta é a tensão de ruptura da aderência, pelo menos para as barras utilizadas nesta pesquisa. A nervura N (maior) apresenta valores 17,5% maiores do que a nervura n (menor).

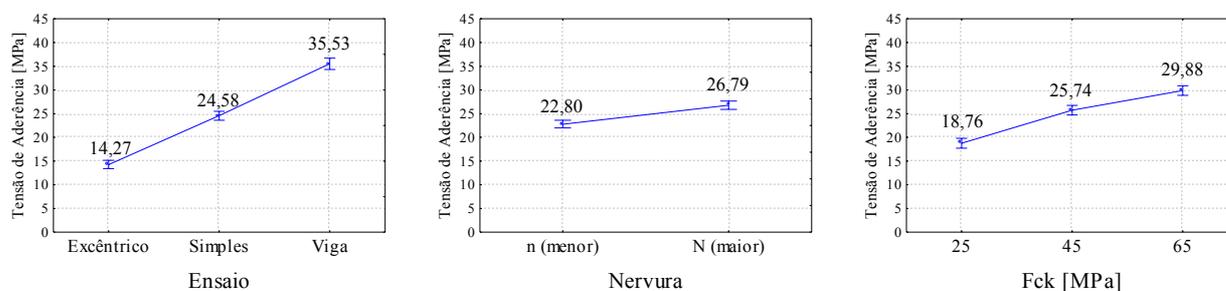


Figura 5.17 – Comportamento da aderência para os efeitos de primeira ordem.

Observa-se, ainda, que a tensão de aderência mantém uma relação forte com a resistência à compressão do concreto, embora haja uma tendência de redução do ganho, em termos de aderência, com o aumento da resistência do concreto.

Os efeitos de segunda ordem são apresentados na figura 5.18. Analisando o primeiro gráfico, verifica-se que existe uma constância no desempenho da aderência, para o ensaio de viga, quando a resistência à compressão passa de 45 MPa para 65 MPa. Isto pode ser resultado do alto nível de confinamento adotado neste ensaio e explica a redução do incremento da aderência neste intervalo, observado no efeito de primeira ordem. Além do mais, verifica-se que a resistência do concreto é menos influente no

ensaio de arrancamento excêntrico do que no ensaio de arrancamento simples. Isto pode ser justificado pelas diferenças no cobrimento, que geram situações e confinamento reduzido e acarretam uma maior probabilidade de ruptura por fendilhamento nos cps de arrancamento excêntrico, reduzindo a influência da qualidade do concreto na tensão última da aderência.

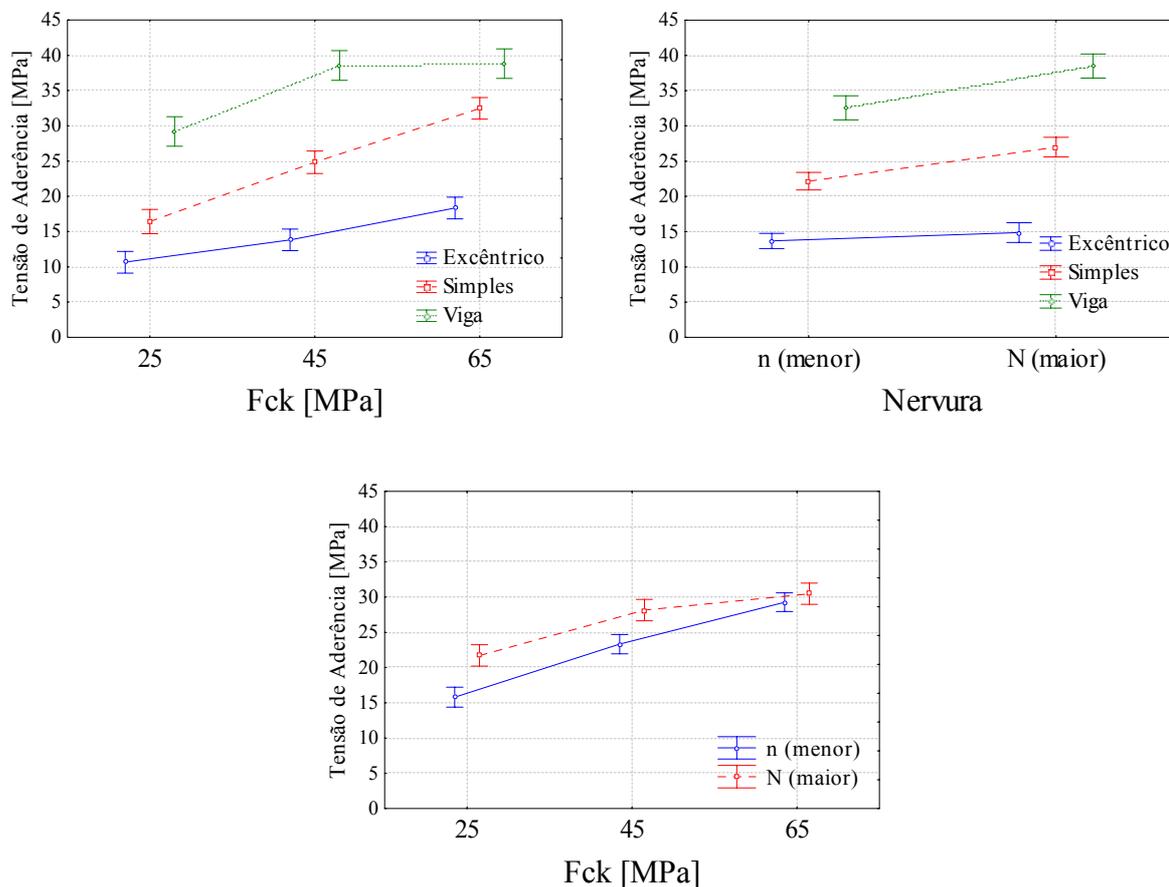


Figura 5.18 – Comportamento da aderência para os efeitos de segunda ordem.

No segundo gráfico é possível perceber que o ensaio de viga resulta em maiores valores para a tensão de aderência, independentemente do tipo de nervura. Além disso, observa-se que a nervura tipo N (maior) resiste a maiores valores de carga de arrancamento do que a nervura tipo n (menor), para todas as situações de ensaio.

Por fim, no terceiro gráfico, constata-se que o efeito da nervura é menor quando a resistência do concreto é de 65 MPa. A variação entre os dois tipos de nervura, neste patamar de resistência é de apenas 4%. Acredita-se que, a partir de um determinado valor de f_{ck} , a ligação aço-concreto é tão eficiente que o efeito da nervura se torna menos importante.

Os efeitos de terceira ordem são apresentados na figura 5.19. Na mesma se verifica que a influência do tipo da nervura na aderência é mais pronunciada para valores mais baixos de resistência do concreto. O maior ganho de desempenho ocorre no ensaio de viga, que apresenta a maior variação de comportamento em função do tipo de nervura, especialmente nos cps com resistência de 25 MPa. Nos

cps de 45 MPa a melhora de desempenho é menos significativa e, para concretos de 65 MPa, não se observam mais aumentos da tensão de aderência. Ainda, para o ensaio de viga, a combinação que apresenta melhor desempenho de aderência é a que envolve a nervura tipo N e o concreto de resistência de 45 MPa.

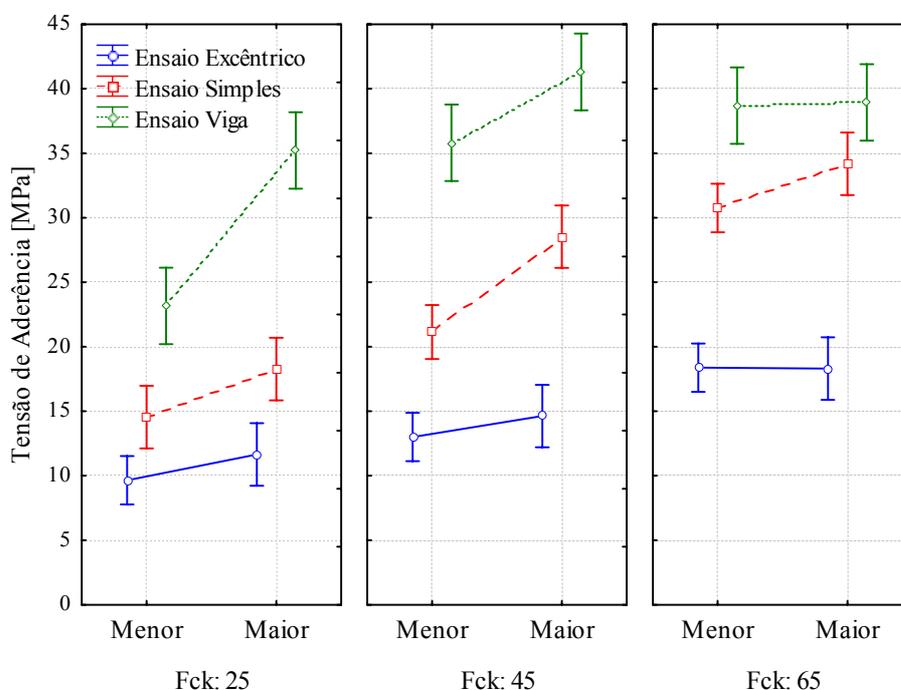


Figura 5.19 – Comportamento da aderência para os efeitos de terceira ordem.

A variação do comprimento de aderência de 10ϕ para $4,5\phi$, quando a barra possui nervuras tipo “n” e o concreto tem resistência à compressão de 25 MPa, não resultou em alteração no valor da tensão de aderência última, nem nos valores de deslizamento. No entanto, considera-se que é necessário realizar um maior número de ensaios para que seja possível afirmar que a variação do comprimento não afeta o desempenho de aderência. Cabe destacar, todavia, que Minor e Jirsa (1975) e Clarck e Johnston (1983) também não registraram variações significativas na tensão de aderência com o aumento do comprimento de ancoragem.

5.4.3 Análise Estatística da Média das Tensões de Aderência

Para a determinação dos fatores significantes na média das tensões de aderência foram considerados somente os resultados obtidos através dos ensaios de arrancamento simples e de viga. Os motivos que levaram a esta decisão serão detalhados no item 5.4.5, denominado de *Curvas Tensão de Aderência versus Deslizamento*. Cabe ressaltar que o critério para avaliação dos valores atípicos foi o mesmo utilizado na análise da tensão de aderência última.

Diferentemente do comportamento para a tensão de aderência última, os efeitos de 2ª ordem não se mostraram significativos para a média das tensões de aderência. Entretanto, a interação de 3ª ordem se mostrou forte, assim como o efeito isolado de cada variável, conforme pode ser observado na tabela

5.14. O tipo de ensaio se mostrou como a variável mais influente, com um valor de $F_{calculado}$ 13,7 vezes maior do que o $F_{tabelado}$, enquanto que o fator menos importante, dentro do grupo de fatores influentes, a resistência à compressão, demonstrou uma relação de 2,5 entre o $F_{calculado}$ e o $F_{tabelado}$.

Tabela 5.14 – Análise estatística para os resultados da média das tensões de aderência.

	Graus de Liberdade	MQ	$F_{calculado}$	$F_{tabelado}$	Valor de p	Significância
Ensaio	1	241,11	41,96	4,60	0,000	Sim
Nervura	1	220,59	38,39	4,60	0,000	Sim
Fck	2	84,34	14,68	3,74	0,000	Sim
Ens. x Ner.	1	0,59	0,10	4,60	0,754	Não
Ens. x Fck	2	4,25	0,74	3,74	0,494	Não
Ner. x Fck	2	11,44	1,99	3,74	0,171	Não
Ens. x Ner. x Fck	2	40,11	6,98	3,74	0,007	Sim
Erro	14	5,75				

Verifica-se, com a análise dos gráficos da figura 5.20, que o comportamento da tensão de aderência última e da média das tensões é similar. Entretanto, os valores no último caso são inferiores. O tipo de ensaio gera uma variação de aproximadamente 35% na tensão média, efeito bastante similar ao obtido com o uso de uma nervura maior (N). A diferença entre os tipos de nervura é bem mais acentuada que no caso da tensão última. Os maiores deslizamentos, para baixos níveis de carregamento, ocorrem para nervuras tipo “n”. Por fim, o efeito da resistência do concreto é similar ao observado no caso da tensão última, porém os valores absolutos são 15,7%; 17,6% e 28,1% menores, para os concretos de 25, 45 e 65 MPa, respectivamente.

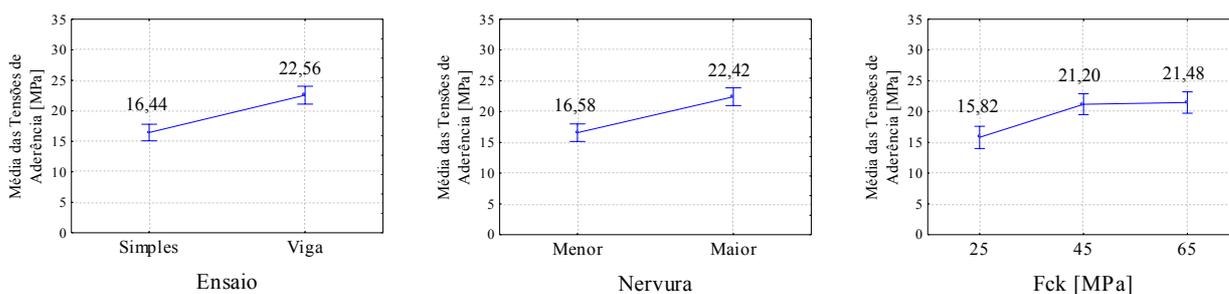


Figura 5.20 – Comportamento da média das tensões de aderência para os efeitos de primeira ordem.

Os efeitos de terceira ordem são mostrados na figura 5.21. De forma geral, a análise da mesma reafirma as tendências identificadas analisando o efeito individual de cada variável de estudo. É possível verificar que, no ensaio de viga, o uso da nervura maior (N), com concretos de resistências igual a 65 MPa, não provoca ganhos de desempenho notáveis, resultando em tensões médias inferiores às registradas para concretos com fck igual a 45 MPa, para um mesmo nível de deslizamento. Isto pode indicar que, no caso de concretos com maior resistência, a ligação aço-concreto é tão eficaz que o efeito da nervura pequena passa a ser praticamente nulo nos ensaios de viga.

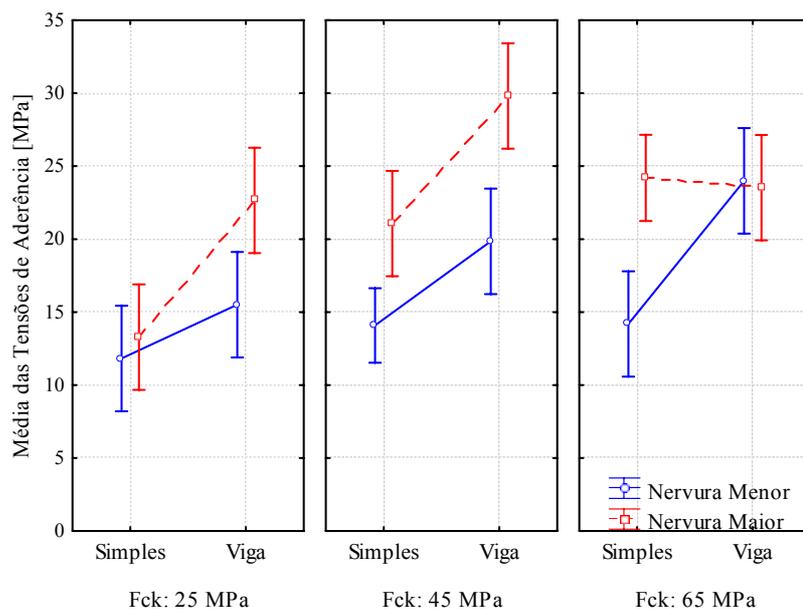


Figura 5.21 – Média das tensões de aderência - efeitos de 3ª. ordem.

Os resultados das tensões de aderência para cada valor de deslizamento (0,01; 0,1 e 1,0) estão apresentados no Anexo IV. Nele podemos observar que os valores de tensão da aderência, quando o deslizamento alcança 0,01mm, são bastante variáveis, não sendo possível notar a existência de tendências consistentes de comportamento. Quando o deslizamento alcança 0,1mm, as tensões dentro de um mesmo grupo são mais homogêneas, possibilitando averiguar que a tensão de aderência tende a aumentar com o incremento da resistência à compressão.

A maior diferença observada entre as tensões, quando o escorregamento atinge 0,1 mm, decorre da variação do tipo de nervura. A variação da nervura tipo n (menor) para a nervura tipo N (maior) resulta em um ganho de desempenho de 50%, para concretos com resistência igual a 65 MPa. Este comportamento se mantém quando o deslizamento atinge 1,0 mm. No entanto, o efeito do tipo de nervura não é tão pronunciado, resultando num acréscimo de desempenho de apenas 16,5%. Para o ensaio de viga o padrão de comportamento é distinto. Para baixos valores de deslizamento existe uma tendência clara de ganho de desempenho com a elevação da resistência à compressão do concreto, somente quando se emprega o tipo “N” de nervura. Os resultados dos cps com nervura menor (n) mostram grande variabilidade para pequenos deslizamentos. Somente a partir de escorregamentos de 0,1 mm percebe-se um padrão de comportamento mais claro.

5.4.4 Análise Estatística do Deslizamento

Nesta análise foram utilizados os valores de deslizamento registrados no momento da ruptura, no caso do ensaio de arrancamento simples. Já para o ensaio de viga considerou-se o valor do deslocamento no momento da ruptura, caso a mesma ocorresse antes que se alcançasse um deslizamento de 1,0 mm. Caso contrário, considerou-se como valor máximo o deslizamento de 1,0 mm, procedimento similar ao utilizado para a determinação da tensão de aderência última. Como no item anterior, os valores de

deslizamento obtidos no ensaio de arrancamento excêntrico não foram contemplados na análise, pois se verificou que os valores obtidos não eram confiáveis, pelas razões discutidas na próxima seção.

A tabela 5.15 apresenta os dados estatísticos obtidos na análise dos dados de deslizamento. Verifica-se que somente foram significativos, para explicar a variação do deslizamento, o tipo de ensaio, o tipo de nervura e a interação entre estes dois.

Tabela 5.15 – Análise estatística para os resultados do deslizamento.

	Graus de Liberdade	MQ	F calculado	F tabelado	Valor de p	Significância
Ensaio	1	0,72	9,23	4,60	0,008	Sim
Nervura	1	0,49	6,34	4,60	0,023	Sim
Fck	2	0,24	3,10	3,74	0,073	Não
Ens. x Ner.	1	0,44	5,69	4,60	0,030	Sim
Ens. x Fck	2	0,00	0,01	3,74	0,991	Não
Ner. x Fck	2	0,16	2,08	3,74	0,157	Não
Ens. x Ner. x Fck	2	0,06	0,80	3,74	0,465	Não
Erro	14	0,08				

A figura 5.22 mostra os efeitos de 1ª. ordem. Como seria de esperar, a nervura maior (N) gera menores valores de deslizamento para a tensão de aderência última. A redução do escorregamento foi de aproximadamente 35%, em relação aos dados com nervura menor (n). Acredita-se que este comportamento se deve ao maior volume de concreto existente entre as nervuras grandes.

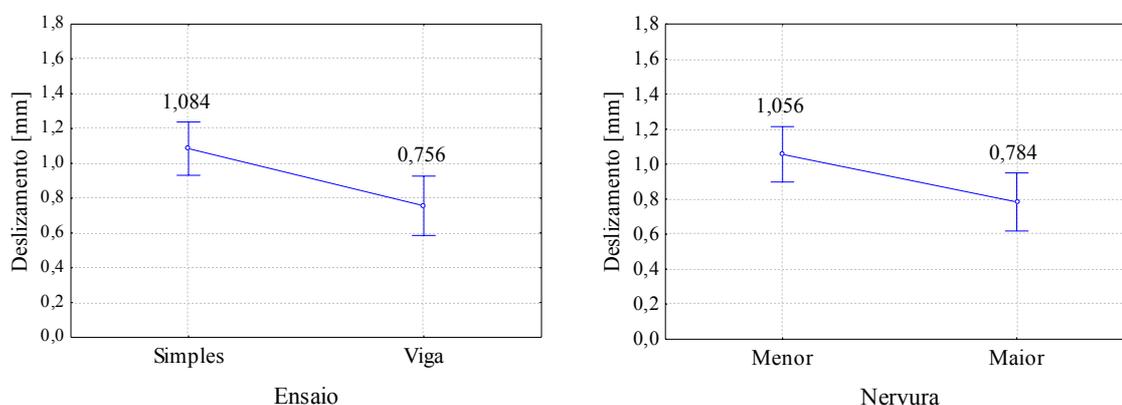


Figura 5.22 – Comportamento do deslizamento para os efeitos de 1ª. ordem.

A figura indica, ainda, que o ensaio utilizado para caracterizar o comportamento da aderência interfere no valor do escorregamento máximo entre o concreto e a barra de aço. O ensaio de arrancamento simples fornece valores de deslizamento 43,4% superiores aos registrados no ensaio de viga. Este comportamento pode ser explicado pelo distinto campo de tensões presente em corpos-de-prova tipo viga. Os esforços atuam transversalmente à barra de aço, aumentando o confinamento e, conseqüentemente, elevando a tensão de aderência e reduzindo o deslizamento.

O efeito da interação do tipo de nervura e do tipo de ensaio está representado na figura 5.23. Na mesma podemos observar que o padrão de nervura gera uma diferença de apenas 2% nos deslizamentos, quando o ensaio é realizado com corpos-de-prova tipo viga.

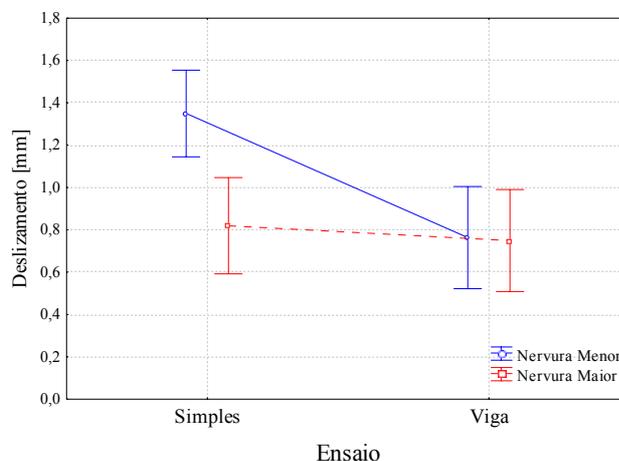


Figura 5.23 – Comportamento do deslizamento para a interação tipo de ensaio e tipo de nervura.

Por outro lado, quando o método de ensaio é o arrancamento simples, o deslizamento é reduzido em 64,7% com o uso da nervura maior. Salienta-se que estes valores de deslizamento estão relacionados à tensão de aderência última, e não correspondem a um mesmo nível de carga. Sabendo que o ensaio de arrancamento simples fornece menores valores de tensão de aderência última, pode-se concluir que, para um mesmo nível de carregamento, a variação entre os valores de deslizamento seria ainda maior do que a verificada nesta análise, onde as diferenças são de 9,3% e 76,8%, para as nervuras “N” e “n”, respectivamente.

5.4.5 Curvas Tensão de Aderência *versus* Deslizamento

As curvas tensão de aderência x deslizamento permitem determinar se o escorregamento ocorre de forma gradual ou de forma brusca. No segundo caso não são observados deslizamentos iniciais, isto é, as curvas ficam mais próximas ao eixo dos ordenadas para cargas de arrancamento baixas.

Ensaio de Arrancamento Excêntrico

Conforme havia sido mencionado, cabe esclarecer porque não foi possível fazer a análise da média das tensões de aderência *versus* o deslizamento para este tipo de ensaio. Como pode ser observado na figura 5.24, os dados coletados indicam que o controle de deslizamentos, neste caso, não foi eficiente, tanto para a nervura tipo “n”, quanto para a “N”. Verifica-se que corpos-de-prova com as mesmas características apresentam padrão de escorregamento muito distinto, principalmente no caso das barras com nervura maior (tipo N).

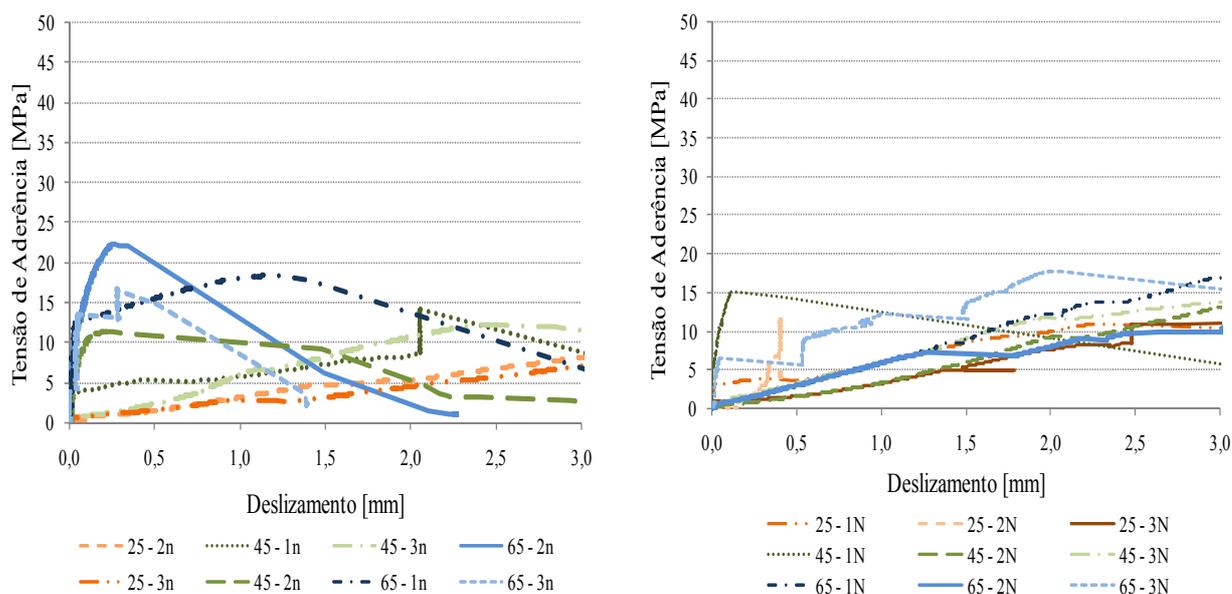


Figura 5.24 – Curva tensão de aderência x deslizamento, obtida em ensaios de arrancamento excêntrico.

Além disto, em alguns casos, foram registrados deslizamentos muito elevados no momento da ruptura, atingindo cerca de 8,0 mm. Outros trechos indicam um comportamento irregular, com grandes incrementos de deslizamento sem ganho de carga. Todas estas tendências não podem ser explicadas teoricamente, o que colocou em dúvida as medições realizadas.

Considera-se que estes resultados podem ter sido contaminados pela eventual rotação dos corpos-de-prova, no momento do ensaio, que acarretaria uma pequena alteração no posicionamento do LVDT (equipamento utilizado para o registro dos deslizamentos), distorcendo os resultados do padrão da curva tensão x deslizamento. Esta rotação era difícil de ser impedida devido à distorção da “gaiola” de apoio do cp, necessária para gerar a vinculação desejada. Acredita-se que é necessário enrijecer este sistema de apoio para que o mesmo possa resistir adequadamente à tendência de giro sem prejudicar as leituras do lvdt. Como o giro foi pequeno, não houve problemas notáveis na determinação das cargas e tensões de aderência. Mas as perturbações no controle de deslizamentos inviabilizam o cálculo da média das tensões de aderência.

Ensaio de Arrancamento Simples

Os gráficos da figura 5.25 mostram um padrão de deslizamento bem definido, indicando que não houve problemas de controle dos deslizamentos neste tipo de ensaio. Analisando os dois gráficos, constata-se que maiores resistências do concreto, em geral, favorecem o desempenho da aderência, conforme já discutido. Outra constatação importante refere-se à forma do deslizamento. Para barras de nervura tipo n (menor) o escorregamento é gradual, apresentando maior afastamento do eixo das ordenadas, sugerindo que ocorrem deslizamentos mesmo para baixos níveis de cargas.

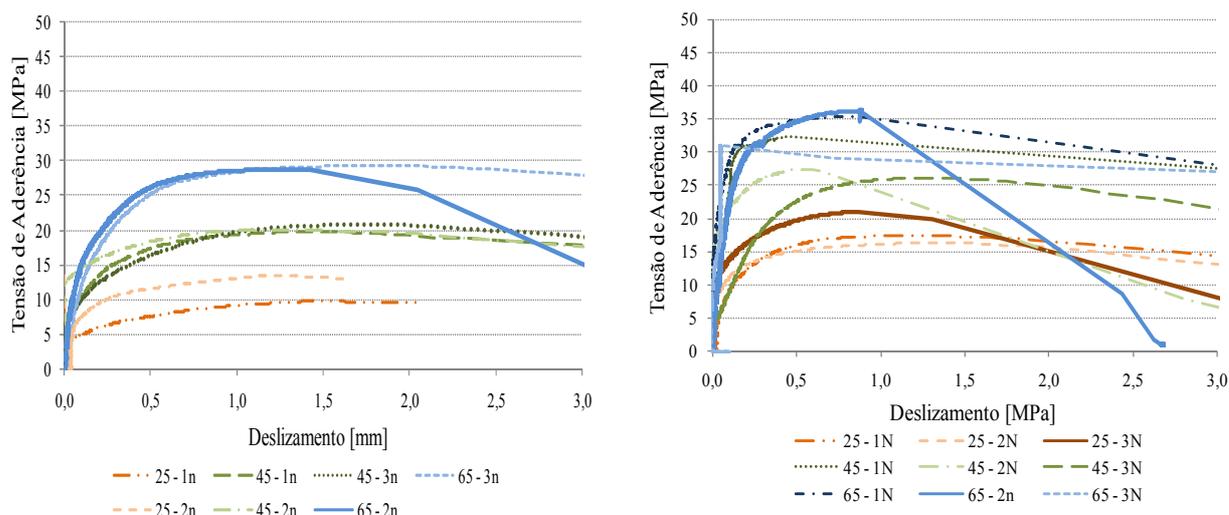


Figura 5.25 – Curva tensão de aderência x deslizamento, obtida em ensaios de arrancamento simples.

Em relação à nervura tipo N (maior), o comportamento apresentou maior variação, entre os espécimes de mesmas características, mas podemos dizer que o escorregamento começa para níveis mais elevados de carga. Estes resultados comprovam que maiores nervuras travam melhor o concreto, pelo maior dimensão e eficiência das cunhas de concreto formadas entre elas. Este benefício é maior quanto mais elevada for a resistência do concreto, devido ao aumento da dificuldade de esmagamento do concreto. Na figura 5.25 podemos verificar esta tendência, pois os corpos-de-prova com concreto menos resistência, de 25 MPa, demonstraram uma tendência de deslizamento gradual com o incremento de carga, indicando pequenos deslizamentos em cargas reduzidas, mesmo para barras com nervura tipo N.

Salienta-se que, na legenda, o primeiro valor (25, 45 ou 65) representa o valor da resistência à compressão, enquanto o segundo valor (1, 2 ou 3) indica a ordem de ensaio do cp, dentro de cada família com as mesmas características, e a letra representa o tipo de nervura (N ou n). Sendo assim, todos os resultados apresentados com o mesmo padrão de cor possuem as mesmas características e a variação observada refere-se à variância dentro do grupo. Esta padronização vale para todos os gráficos apresentados nesta seção.

Ensaio de Viga

As curvas tensão de aderência x deslizamento obtidos através do ensaio de viga estão contempladas na figura 5.26. Mostra-se os deslizamento registrados em cada uma das 2 metades do corpo-de-prova, sendo os seus valores do lado esquerdo identificados como “e”, e os do lado direito como “d”.

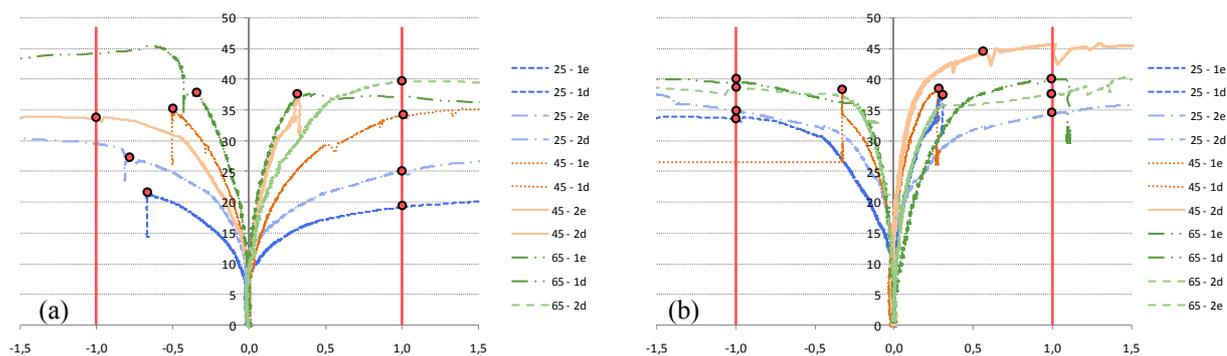


Figura 5.26 – Curva tensão de aderência x deslizamento, obtida em ensaios de viga, para as duas semi-vigas (a) nervura “n”, (b) nervura “N”.

É possível observar que, geralmente, a ruptura em um lado da viga se dá com menores valores de deslizamento do que o preconizado como limite pela RILEM (3 mm). Desta forma é necessário restringir o deslocamento daquele lado, para carregar o outro.

Constatou-se que o sistema de rosca, arruelas e porcas utilizado como restrição não se mostrou eficiente para algumas situações de ensaio, onde as cargas eram maiores. Isto pode ter resultado na subestimação de alguns dos valores de capacidade de deslizamento no lado mais resistente de cada cp. Acredita-se que esta eventual perturbação foi modesta, não acarretando em prejuízos globais da análise, pois antes da ruptura, ou antes que se atinja o valor limite de deslizamento na metade menos resistente, percebe-se claramente que o comportamento do lado que o comportamento dos dois lados da viga é bastante similar, no momento em que se atinge a carga máxima.

Em relação à influência das nervuras, foi observado o mesmo comportamento registrado nos ensaios de arrancamento simples. Curvas de maior inclinação, tendo como referência o eixo dos deslizamentos, são observadas para nervuras tipo N (maior), representando um menor deslizamento quando comparado com a nervura n (menor), considerando um mesmo nível de carregamento.

As linhas vermelhas (verticais) indicam o limite de tensão de aderência utilizada, para deslizamentos de 1,0 mm. Os pontos vermelhos, no entanto demarcam os valores da tensão de aderência e de deslizamento avaliados como limites para a execução da análise.

5.5 ANÁLISE DA ÁREA EFETIVA DAS NERVURAS

De forma a analisar se o ganho de desempenho da aderência, devido à variação do tipo de nervura, ou seja, da configuração superficial da barra, pode ser associado diretamente com a área resistente foi realizada uma análise da área efetiva da nervura, isto é, a área perpendicular ao eixo da barra. Para tanto foram analisadas dois segmentos de barra, de 12,5 mm, através do redimensionamento em três dimensões. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Design e Seleção de Materiais (LdSM) da UFRGS, que possui *Scanner Tridimensional* a laser. Os segmentos de barras foram escaneados com

geração de pontos espaçados de 0,05mm nas duas direções. Na figura 5.27 podemos observar uma das barras sendo analisada.



Figura 5.27 – Detalhe do escaneamento do segmento de barra.

Após o escaneamento, os dados foram tratados no software *Geomagic Studio 10*, para a determinação da área da face da nervura. Foi então necessário calcular a área resistente, ou seja, a projeção perpendicular ao eixo da barra da área superficial de nervura. Para tanto se produziu uma imagem de topo de cada uma das barras, como pode ser visto na figura 5.28. Na imagem, podemos observar que a área resistente efetiva da barra com nervura tipo “N” é consideravelmente superior. As imagens foram transferidas para o programa *AutoCad 2005*, a fim de calcular o valor da área de projeção das nervuras.

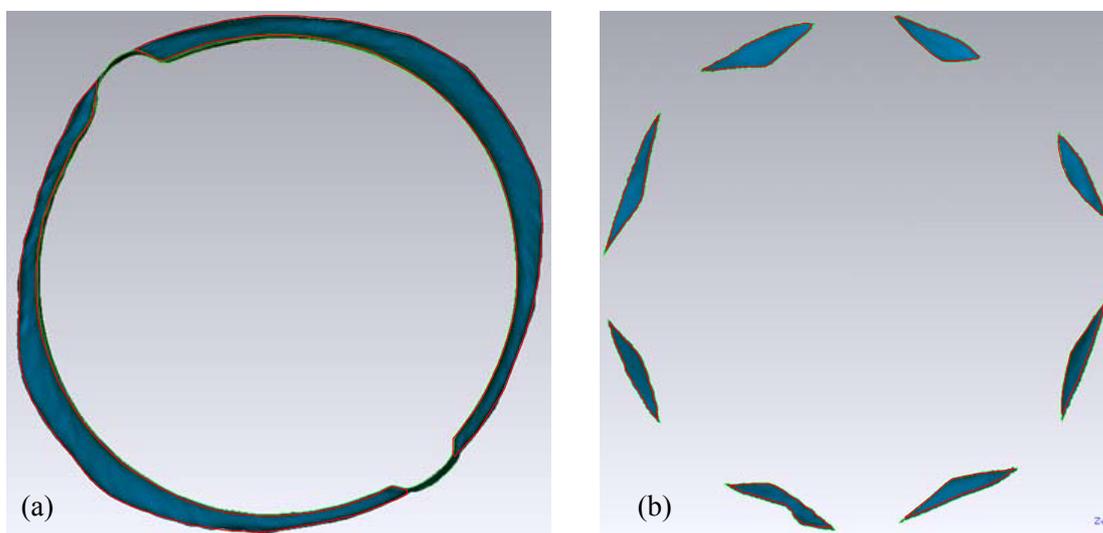


Figura 5.28 – Área de projeção para as barras de 12,5 mm
(a) Tipo “N”; (b) tipo “n”.

Os valores das áreas da face e de projeção da nervura, bem como a distância entre elas (eixo a eixo), e as alturas máximas e mínimas, estão apresentadas na tabela 5.16. Analisando a tabela percebe-se que a área da face da nervura tipo “N” é aproximadamente o dobro da área da nervura tipo “n”. Quando se projeta a área para um plano perpendicular ao eixo da barra, esta diferença aumenta para 3,73.

Tabela 5.16 – Características geométricas das barras.

	Área da nervura [mm ²]		Alturas [mm]		Distância [mm]
	Face	Projeção	Máxima	Mínima	
12,5 – n	15,01	6,99	0,61	-	8,40
12,5 – N	29,70	26,11	0,86	0,53	9,12

A redução da área de projeção ocorre mais significativamente nas barras com nervura tipo “n”, devido ao maior ângulo da nervura. Na nervura tipo “N” a inclinação da face não ocorre ao longo de toda a extensão, sendo verificada, somente, na parte central. Isto não acarreta em grande redução da área em projeção.

Ou seja, apesar da distância entre as nervuras da barra de 12,5 mm com nervura tipo n ser menor, em relação à barra de 12,5 mm com nervura N, a área resistente, para um mesmo comprimento de barra, é cerca de 70% menor. Verifica-se, portanto, que o aumento da área de projeção não apresentou uma relação direta com o incremento do desempenho da aderência que foi de 31,6%.

Como não é possível executar leituras lineares no software utilizado para a determinação da área da face da nervura, as alturas máxima e mínima foram obtidas através de leituras na barra efetuadas com o auxílio de um deflectômetro digital. As barras foram posicionadas em uma mesa deslizante e um relógio comparador foi fixado a uma haste, sendo mantido fixo numa certa posição. A barra foi então deslizada para permitir a realização de uma série de medições ao longo de seu eixo. A distância entre as nervuras foi medida com auxílio de um paquímetro digital.

A figura 5.29 apresenta uma visão da execução destes procedimentos.



Figura 5.29 – Detalhe da leitura da altura da nervura e do espaçamento entre elas (eixo a eixo).

5.6 MODELOS PARA PREVISÃO DA ADERÊNCIA

No decorrer dos estudos realizados para aumentar a compreensão sobre os fenômenos que envolvem o comportamento da aderência, alguns autores propuseram modelos estimadores para a determinação da tensão de aderência. Algumas destas equações estão apresentadas na tabela 5.17.

Tabela 5.17 – Modelos matemáticos para estimar a tensão de aderência.

Pesquisador	Expressões para previsão da aderência
*Orangun et al. (1977)	$\tau_{bu} = \left[1,22 + 3,23 \times \left(\frac{C}{\phi} \right) + 53 \times \left(\frac{\phi}{l_b} \right) \right] \times \sqrt{f_c}$
*Chapman e Shah (1987)	$\tau_{bu} = \left[3,5 + 3,4 \times \left(\frac{C}{\phi} \right) + 57 \times \left(\frac{\phi}{l_b} \right) \right] \times \sqrt{f_c}$
*Harajli (1994) [§]	$\tau_{bu} = \left[1,2 + 3,0 \times \left(\frac{C}{\phi} \right) + 50 \times \left(\frac{\phi}{l_b} \right) \right] \times \sqrt{f_c}$
#Al-Jahdali (1994) [§]	$\tau_{bu} = \left[-0,879 + 0,324 \times \left(\frac{C}{\phi} \right) + 5,79 \times \left(\frac{\phi}{l_b} \right) \right] \times \sqrt{f_c}$

[§]Fórmulas retiradas do trabalho de Almeida Filho, 2006

*Entrada em unidade do sistema PSI

#Entrada em unidades do sistema SI

Onde: τ é a tensão de aderência última; C é o cobrimento de concreto; l_b é o comprimento aderente; ϕ é o diâmetro da barra principal; f_c é a resistência à compressão do concreto. Percebe-se que, com exceção, do modelo proposto por Barbosa (2001), os demais variam apenas os coeficientes em torno da relação *cobrimento/diâmetro* e *diâmetro/comprimento aderente*. A comparação entre os valores obtidos através destes modelos, e o desenvolvido neste trabalho (equação 5.4) está apresentada na tabela 5.18.

Tabela 5.18 – Valores relativos dos valores produzidos pelos diferentes modelos de aderência (1 = valor do modelo deste trabalho).

f_c [MPa]	Ensaio	Nervura	Orangun et al. (1977)	Chapman e Shah (1987)	Harajli (1994)	Al-Jahdali (1994)
30	Simples	n	1,31	1,15	1,40	1,65
		N	1,73	1,51	1,84	2,18
	Excêntrico	n	1,20	1,00	1,27	2,17
		N	1,58	1,32	1,68	2,85
50	Simples	n	1,41	1,23	1,51	1,78
		N	1,86	1,62	1,98	2,34
	Excêntrico	n	1,29	1,07	1,37	2,33
		N	1,70	1,14	1,80	3,07

Visto que os pesquisadores não especificam o tipo de nervura utilizada e não limitam a aplicação do modelo a um tipo de ensaio, tomando como referência somente a relação *cobrimento/diâmetro*, realizou-se uma comparação para as situações analisadas neste trabalho. Para a análise do ensaio de arrancamento simples, foi utilizada uma relação c/d de 4,5 e para o arrancamento excêntrico o valor de 1,5. Verifica-se que o modelo elaborado por Chapman e Shah (1987) apresentou melhor correlação com o modelo determinado neste trabalho, principalmente para barras de nervura tipo n. Cabe ressaltar que, caso estas equações fossem utilizadas para prever a tensão de aderência, as mesmas estariam a favor da segurança, estimando valores até 67% menores, quando comparado com os valores obtidos

nesta pesquisa. Todos os modelos apresentados na tabela 5.19 levam em consideração a resistência à compressão do concreto. Entretanto, a fim de avaliar o efeito da variação desta variável, foram plotados os resultados estimados para concretos com f_{ck} de 30 e 50 MPa. Percebe-se um pequeno aumento da diferença entre os valores calculados pelos modelos da literatura e o modelo elaborado neste trabalho. Com o objetivo de expor os valores reais calculados pelo modelo proposto nesta pesquisa a tabela 5.19 foi confeccionada. Salienta-se que os cálculos foram executados para temperatura de 23°C, corrosão de 0% e diâmetro de 12,5 mm.

Tabela 5.19 – Valores utilizados para comparação dos modelos.

	$f_c = 30$ MPa		$f_c = 50$ MPa	
	n	N	n	N
Simple	15,74	20,72	21,84	28,74
Excêntrico	9,09	11,96	12,61	16,59

Se compararmos os valores calculados através da equação de previsão da aderência exposta na NBR 6118/2003, e os estimados pelo modelo desenvolvido neste trabalho, verifica-se que a Norma subestima a capacidade de aderência. A NBR fornece valores 350% maiores que o modelo, quando se utiliza ensaio de arrancamento simples e barra nervurada, tipo “N”. A diferença cai somente para 40%, caso a análise seja feita com arrancamento excêntrico e nervura tipo “n”.

Existem ainda, modelos que prevêem o comportamento da aderência em estruturas corroídas, como os modelos de Lee et al. (2002) e o de Bhargava et al. (2007). O primeiro estima a tensão de aderência utilizando a resistência à compressão do concreto e o grau de corrosão, enquanto que o segundo prevê a redução de desempenho com o aumento das taxas de corrosão, utilizando apenas a taxa de perda de massa. Estes modelos apresentam condicionantes em relação à taxa de corrosão, conforme pode ser observado na tabela 5.20.

Tabela 5.20 – Valores de referência utilizados para a comparação dos modelos.

Pesquisador	Ensaio	Expressões para previsão da influência da corrosão na aderência
Lee et al. (2002)	-	$\tau_{bu} = 0,34 \times f_c - 1,93$, se $GC_f > GC$
		$\tau_{bu} = 5,21 \times e^{-0,0561 \times GC}$, se $GC_f \leq GC$
Bhargava et al. (2007)	Arrancamento Simples	$R_\tau = 1,192 \times e^{-0,117 \times GC}$, se $GC > 1,5\%$ $R_\tau = 1$, se $GC \leq 1,5\%$
	Ensaio de Viga	$R_\tau = 1,346 \times e^{-0,198 \times GC}$, se $GC > 1,5\%$ $R_\tau = 1$, se $GC \leq 1,5\%$

Os modelos apresentados na tabela 5.21 consideram que a tensão residual devido à corrosão não sofre alteração para perdas de massa de até 1,5% (Bhargava et al., 2007) ou até ocorra fissuração (Lee et al., 2002). Desta forma, não levam em consideração o aumento da tensão de aderência para pequenos valores de perda de massa. Na figura 5.30 é possível observar que o modelo elaborado por Lee et al.

(2002) apresenta grande redução da tensão de aderência após ser atingido o grau de corrosão necessário para provocar a fissuração do concreto (GC_f). Para fins de comparação o valor adotado para a fissuração foi de 1,5%. Os três modelos de previsão apresentaram menores perdas de desempenho da aderência com o incremento das taxas de corrosão, quando comparado com os obtidos pelo modelo desenvolvido neste trabalho. Enquanto os pesquisadores referenciados demonstram perdas de massa da ordem de 60% (Lee) e 53% (Bhargava), o modelo deste trabalho indica uma redução de 41% na aderência, para GC iguais a 8%. Percebe-se que, em níveis mais baixos de corrosão, os valores residuais estimados por cada modelo se aproximam.

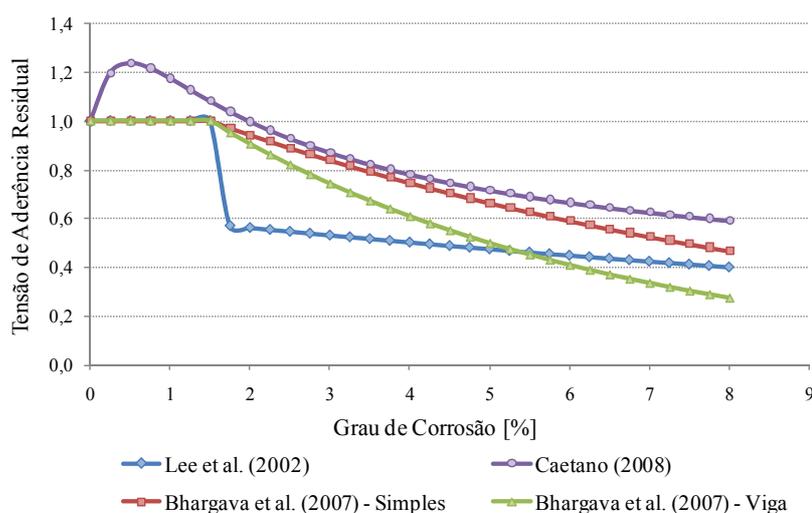


Figura 5.30 – Comparação entre os modelos de previsão da aderência em elementos corroídos.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões sobre o comportamento da aderência, obtidas da análise dos dados provenientes do programa experimental, bem como as sugestões para os trabalhos futuros.

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A primeira e mais importante consideração refere-se à utilidade do modelo matemático desenvolvido no trabalho. Como descrito no capítulo 5, o mesmo foi elaborado de maneira a ser compatível com os conhecimentos acumulados sobre o comportamento de aderência, derivados da revisão bibliográfica. Foi possível estabelecer uma forma genérica para as curvas que descreve adequadamente os efeitos dos fenômenos de deterioração na tensão de aderência, sendo obtido um bom ajuste em relação aos dados experimentais desta pesquisa e outros extraídos da literatura.

O modelo final obtido mostrou-se sensível à influência das variáveis experimentais testadas, e apresentou alto poder de explicação da variação da tensão de aderência, obtendo um coeficiente de determinação de 86,2%. Os testes mostraram que o modelo é robusto e que suas estimativas podem ser usadas para avaliar os efeitos da corrosão e das altas temperaturas em peças de concreto armado deterioradas.

Comparando com o valor mínimo estipulado pela Norma NBR 6118/2003, os valores estimados pelo modelo são bastante elevados, indicando que a norma, como seria de desejar, adota uma postura conservadora. Para um f_{ck} de 30 MPa, verifica-se que a norma subestima o desempenho da aderência para quase a totalidade das combinações de tipo de ensaio, tipo de nervura, e diâmetros, conforme pode ser observado na tabela 6.1. Cabe ressaltar que a Norma recomenda uma minimização do desempenho da aderência somente para barras de diâmetro maior do que 32 mm, não considerando diferença do comportamento da aderência para os demais diâmetros.

Analisando a tabela 6.1 percebe-se que, para a combinação de ensaio de arrancamento simples e nervura tipo “N”, os valores obtidos pelo modelo elaborado neste programa experimental forneceram valores 7,1 vezes maiores do que a norma, para as barras de 8 mm; e 2,27 vezes maiores do que a norma para barras de 25mm.

Já comparando para a situação menos favorável (ensaio de arrancamento excêntrico e nervura tipo “n”), a relação foi de 3,11 para barras de 8 mm e de 1 para barras de 25 mm. Ou seja, o uso de

nervuras pequenas numa barra de grande diâmetro, numa peça sob ação combinada de flexão e tração, parece ser indesejável, de acordo com as predições do modelo, pois as estimativas se aproximam muito dos valores preconizados pela NBR 6118, reduzindo a reserva de segurança.

Tabela 6.1 – Valores e relações do desempenho da aderência do modelo, em relação ao exigido pela Norma.

		S-N	S-n	E-N	E-n
8,0	τ_{bu} [Mpa]	32,37	24,60	18,69	14,20
	τ_{bu} modelo / τ_{NBR}	7,10	5,39	4,10	3,11
12,5	τ_{bu} [Mpa]	20,72	15,74	11,96	9,09
	τ_{bu} modelo / τ_{NBR}	4,54	3,45	2,62	1,99
16,0	τ_{bu} [Mpa]	16,19	12,30	9,35	7,10
	τ_{bu} modelo / τ_{NBR}	3,55	2,70	2,05	1,56
20,0	τ_{bu} [Mpa]	12,95	9,84	7,35	5,68
	τ_{bu} modelo / τ_{NBR}	2,84	2,16	1,61	1,25
25,0	τ_{bu} [Mpa]	10,36	7,87	5,98	4,55
	τ_{bu} modelo / τ_{NBR}	2,27	1,73	1,31	1,00

Em relação ao efeito da corrosão na aderência, ficou evidenciado no trabalho que o efeito da corrosão depende da combinação de vários fatores, principalmente do grau de confinamento, da geometria das nervuras e da resistência do concreto.

Os dados coletados permitiram confirmar que, de fato, a tensão de aderência apresenta um leve acréscimo para teores de corrosão pequenos. Foi determinado, para os dados do presente trabalho, que o ponto de inflexão mais adequado ficaria em torno de 1.5%. A partir daí, o avanço da corrosão passa a comprometer a aderência.

Para taxas de perda de massa de 8%, a tensão residual já é de apenas 59,2%. Ou seja, para algumas das situações mostradas na tabela 6.1 (especialmente diâmetros grandes com nervuras pequenas e efeito de flexão), a estimativa do modelo já estaria abaixo do mínimo admitido pela Norma NBR 6118/2003. Para a situação que fornece as maiores tensão de aderência (S-N) começam a ser geradas estimativas de valores de aderência inferiores aos da norma em corpos-de-prova com barras de 25mm a partir de 9% de perda de massa.

Em relação ao efeito da exposição a elevadas temperaturas na aderência, pode-se concluir que, a partir de 400°C, ocorre uma brusca redução do desempenho, em linha com o já observado em relação à resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto. De fato, o programa experimental confirma que a aderência apresenta forte interação com a resistência do concreto, evidenciando a importância do mecanismo de engrenamento mecânico.

É interessante notar, porém, que a utilização de concretos com resistência à compressão elevada pode acarretar numa perda de desempenho de aderência se não for controlada a tendência de ruptura frágil deste tipo de concreto, que favorece o fendilhamento prematuro. Analisando o patamar de temperatura que provoca uma redução na tensão de aderência de 50%, verifica-se que o mesmo varia de 740°C para 470°C, quando se eleva a resistência à compressão de 15 para 80 MPa. Em termos absolutos, porém, a aderência do concreto de 80 MPa na temperatura de 470°C ainda é quase 3 vezes maior que a do concreto de $f_{ck} = 15$ MPa em 740°C. Quando o patamar de temperatura ultrapassa 835°C, as tensões de aderência de todos os cps tendem a se aproximar, pois se atinge um valor de tensão residual mínima, muito baixo.

Apesar de o modelo ter apresentado resultados positivos é importante ressaltar que se considera interessante efetuar um refinamento do estudo, para taxas de perdas de massa variando entre 0 e 4%, e patamares de temperatura entre 200°C e 350°C, para entender melhor quando as degradações começam a se manifestar de forma mais marcante.

Por outro lado, a influência do diâmetro da barra se mostrou bastante significativa na resistência de aderência. Diâmetros menores tendem a gerar tensões de aderência mais elevadas. Por exemplo, observa-se uma redução de 68% na aderência quando se eleva o diâmetro da barra de 8 para 25 mm em concretos de 30 MPa. Se a comparação fosse realizada entre os diâmetros de 12,5 mm e 25,0 mm a redução de desempenho seria de 50%.

Salienta-se que, como enfatizado no capítulo 5, a utilização do modelo para barra com diâmetros menores do que 12,5 mm deve ser vista com cautela, dado o reduzido número de exemplares nesta região. Considera-se que o modelo pode estar superestimando um pouco os valores de tensão de aderência.

Outra observação importante foi a constatação da forte interação entre o diâmetro e a resistência à compressão do concreto. Ficou demonstrado que concretos mais resistentes, combinados com barras de maior diâmetro, podem favorecer o fendilhamento, reduzindo o desempenho de aderência.

A comparação dos métodos de ensaio realizada na pesquisa evidenciou que os mesmos tem tendências de comportamento similares, mas resultam em estimativas bem diferentes da resistência de aderência. Os ensaios de tendem a estimar valores aproximadamente 72% superiores aos de arrancamento simples e 150% superiores aos dos ensaios de arrancamento excêntrico. Se compararmos o aumento da tensão de aderência, para os dois tipos de ensaios de arrancamento, através do modelo elaborado, verifica-se um incremento de 73,2%, diferindo em apenas 1% do valor obtido pela análise estatística realizada pelo software *Statistica 7.0*.

Em geral, considera-se que o uso dos ensaios tipo viga parece ser recomendável, pois produz resultados com boa reprodutibilidade e considera os efeitos de flexão superpostos aos de tração.

Analisando os dados obtidos, percebe-se, ainda, que a determinação da média das tensões de aderência em 3 patamares de deslizamento (0,01; 0,1 e 1 mm), procedimento recomendado pela RILEM e usado por Almeida Filho (2006) e Rossi (2002), que foi efetuada nos ensaios de viga e arrancamento simples, resulta em valores cerca de 35% menores que a tensão de aderência última.

O monitoramento do deslizamento entre a barra de aço e o concreto possibilitou verificar que os seus valores variam na ordem de milímetros, quando analisado pelo método de arrancamento simples. Além disso, verificou-se que o sistema de leitura utilizado para os ensaios de arrancamento não foi eficiente para os corpos-de-prova excêntricos. Concluiu-se a “gaiola” de apoio do corpo-de-prova para aplicação da carga deve ser mais rígida, evitando as pequenas movimentações da barra que perturbaram as leituras feitas com o LVDT.

6.2 CONCLUSÕES FINAIS

De forma resumida pode-se dizer que as conclusões principais do trabalho foram:

- A exposição a altas temperaturas e a corrosão afetam fortemente a aderência. Foi possível gerar um modelo representativo destes fenômenos, que se mostrou robusto e apresentou concordância com dados experimentais deste trabalho e de outros analisados na revisão bibliográfica;
- O modelo gerado indica que a corrosão afeta a aderência de forma negativa a partir de graus de corrosão de 1.5% e indica que graus de corrosão de cerca de 10% já fazem com que a tensão de aderência caia abaixo do especificado em norma, especialmente para cps com barras de grande diâmetro e nervura pequena;
- O modelo gerado indica que a exposição a altas temperaturas afeta consideravelmente a aderência, sendo este efeito influente a partir de 350°C e se acelerando após os 400°C.
- Quando se utilizam concretos de resistência maior que 50 MPa, é recomendável utilizar níveis de confinamento elevados, para inibir a fissuração por fendilhamento e permitir o desenvolvimento de toda a capacidade de aderência possível;
- O ensaio de arrancamento simples mostrou-se como de fácil execução e adequado para monitoramento dos parâmetros da curva tensão de aderência versus deslizamento. Porém, dadas as condições de carregamento, o mesmo não incorpora o efeito da flexão. Por isto, recomenda-se seu uso com cautela, mais para fins comparativos ou com adoção de um coeficiente de ajuste que minore os resultados;
- O ensaio de viga, apesar da complexidade, se mostrou mais capaz de reproduzir a situação de aderência prevalente em estruturas reais, sendo uma boa opção para utilização na

determinação da capacidade de aderência. Recomenda-se, todavia, a adoção de sistemas mais robustos para limitar o deslizamento do que os usados nesta pesquisa;

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Abaixo segue uma lista contendo algumas propostas para trabalhos futuros, que poderiam ser desenvolvidos para complementar e dar continuidade à presente pesquisa, bem como ampliar e refinar o entendimento sobre o desempenho de aderência em alguns intervalos dos fatores controláveis estudados:

- i. Refinar o estudo da tensão de aderência para intervalos de taxas de perda de massa entre 0% e 4% e para graus de corrosão maiores do que 12%;
- ii. Detalhar o comportamento da aderência para temperaturas de exposição entre 200°C e 400°C, visto ser neste intervalo a ocorrência de perda de desempenho mais brusca. Este estudo permitiria determinar mais claramente a temperatura exata de mudança de comportamento;
- iii. Avaliar diferentes relações cobertura/diâmetro para os dois métodos de ensaios (arrancamento simples e arrancamento excêntrico), a fim de determinar a real influência do tipo de ensaio e da razão c/ϕ ;
- iv. Estudar outras geometrias para os corpos-de-prova de arrancamento excêntrico, alterando a seção transversal do bloco de concreto de quadrada para retangular, permitindo que se obtenha uma dimensão suficiente para proporcionar excentricidade da barra e garantir um cobertura maior;
- v. Analisar a perda de desempenho da aderência, sob efeito da temperatura, utilizando menores taxas de aquecimento, a fim de garantir melhor distribuição térmica ao longo da massa do concreto;
- vi. Modelar numericamente e micromecanicamente o comportamento de aderência, usando os dados gerados neste trabalho e os disponíveis na literatura;
- vii. Testar o modelo gerado em diferentes situações;
- viii. Usar instrumentações para estudar a variação da tensão de aderência ao longo do comprimento aderente;
- ix. Analisar melhor o efeito da variação de comprimento aderente no ensaio de viga.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AL SULAIMANI, G. J. ET AL.. Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members. **ACI Structural Journals**. v.87, n^o2, p. 220-229, Mar. 1990.

ALCÂNTARA, M.A.M.; LORRAIN, M.S.; BARBOSA, M.P. Avaliação da posição da armadura no desenvolvimento das tensões de aderência na interface entre o concreto auto-adensável e a armadura. In: 46^o Congresso Brasileiro do Concreto. Florianópolis, Brasil. 14-18 de agosto de 2004. **Anais Volume V – Pré-Fabricados em Concreto**. Trabalho CBC0165, p 76-90.

ALMEIDA FILHO, F.M. **Contribuição ao Estudo da Aderência entre barras de aço e Concreto Auto-Adensável**. Tese (Doutor em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006

ALMUSALLAM, A. A.; AL-GAHTANI, A. S.; RASHEEDUZZAFAR, A. R. A. Effect of reinforcement corrosion on bond strength. **Construction and Building Materials**. Vol. 10, n.2, p. 123-129, Mar. 1996.

AMLEH, L.; MIRZA, S. Corrosion influence on bond between steel and concrete. **ACI Structural Journal**. Vol. 96, n. 3, pp. 415-423, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Confecção de corpos-de-prova e cura de corpos-de-prova de concreto cilíndrico ou prismáticos – método de ensaio**. ABNT/NBR 5738. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **Projeto de estruturas de concreto – procedimento**. ABNT/NBR 6118. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **Material Metálico – Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração – Método de Ensaio**. ABNT/NBR 6152. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. ABNT/NBR 7480. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – procedimentos**. ABNT/NBR 14432. Rio de Janeiro, 2000.

_____. **Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente**. ABNT/NBR MN 52. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **Agregado graúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente e absorção de água**. ABNT/NBR MN 53. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone – método de ensaio**. ABNT/NBR MN 67. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **Agregados: determinação da composição granulométrica**. ABNT/NBR MN 248. Rio de Janeiro, 2001.

ASTM C234-91a “**Standard Test Method for Comparing Concretes on the Basis of the Bond Developed with Reinforcing Steel**”, ASTM, 1991.

ASTM A944 - 05 “**Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens**”, ASTM, 2005.

AUYEUNG, Y.B.; BALAGURU, B.; CHUNG, L. Bond behavior of corroded reinforcement bars. **ACI Materials Journal**. Vol. 97, n.23, pp. 214-221, Mar. 2000.

BARBOSA, M.P. **Uma Contribuição Experimental e Numérica Sobre Estruturas de Concreto Armado de Elevado Desempenho: Estudo da Aderência e do Comportamento de Vigas Fletidas**. Ilha Solteira. 174p. Tese (Livre-docência) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, 1998.

Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension (ACI, 2003), do Comitê 408ⁱ do American Concrete Institute (ACI)

BOLINA, C.C. ET AL. Estudo de corrosão das armaduras frente ao ataque por cloretos e carbonatação em estruturas de concreto armado no laboratório de materiais de construção da Universidade Federal de Goiás. **Trabalho Técnico**. Goiás, 2007.

BRETTMANN, B.B.; DARWIN, D.; DONAHEY, R.C. Bond of reinforcement to superplasticized concrete. **ACI Journal Proceedings**, v.83, n.1, p.98-107, Jan. 1986.

BS EN 15184:2006 “**Products and systems for the protection and repair of concrete structures — Test methods — Shear adhesion of coated steel to concrete (pull-out test)**”, BSI, 2006.

CABRERA, J.G.; GHOUSSI, P. Effect of reinforcement corrosion on the strength of steel concrete bond. **Proceedings International Conference On Bond in Concrete – From Research to Practice**. Riga, Latvia. P. 10.11-10.24, 1992.

CAIRNS, J.; DU, Y.; LAW, D. Influence of corrosion on the friction characteristics of the steel/concrete interface. **Construction and Building Materials**, Vol. 21, no. 1, p. 190-197, Jan. 1999.

CAIRNS, J.; DU, Y.; LAW, D. Influence of corrosion on the friction characteristics of the steel/concrete interface. **Construction and Building Materials**. Vol. 21, n. 1, p. 190-197, 2007.

CALLISTER JR, W.D.; Tradução SOARES, S.M.S. **Fundamentos da ciência e engenharia de materiais**. 2ª Ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2005.

CASONATO, C.A. **Ação de elevadas temperaturas em modelos de paredes de concreto e de alvenaria sob cargas de serviço**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

CASTRO, C.M. **Concreto de Alto Desempenho: Estudo da Aderência com a Armadura sob Ações Repetidas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2002.

CHANA, P.S. A test method to establish realistic bond stresses. **Magazine of Concrete Research**, v.42, n.151, p.83-90, Jun. 1990.

CHAPMAN, R.A.; SHAH, S.P. Early-age bond strength in reinforced concrete. **ACI Materials Journal**, Vol. 84, no. 6, pp. 501-510, Nov. 1987.

CHIANG, C.H.; TSAI, C.L. Time-temperature analysis of bond strength of a rebar after fire expose. **Cement and Concrete Research**, v.33, n.10, p.1651-1654, Out. 2003.

CLARK, A.P. Comparative bond efficiency of deformed concrete reinforcing bars. **Journal of the American Concrete Institute**, v.18, n.4, p.381-400, Dez. 1946.

CLARK, A.P. Bond of concrete reinforcing bars. **Journal of the American Concrete Institute**, v.46, n.11, p.161-184, Nov. 1949.

CLARK, A.P. Cracking in reinforced concrete flexural members. **Journal of the American Concrete Institute**, v.52, n.54, p.851-862, Abr. 1956.

CLARK, C.R.; JOHNSTON, D.W. Early loading effects on bond strength. **ACI Journal Proceedings**, v.80, n.6, p.532-539, Nov. 1983.

CLARK, L.A.; SAIFULLAH, M. Effect of corrosion rate on the bond strength of corroded reinforcement. **Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete**. Ed. Swamy, R.N. Sheffield Academic Press. Sheffield, p.591-602, 1994.

CORONELLI, D. Corrosion cracking and bond strength modeling for corroded bars in reinforced concrete. **ACI Structural Journal**. Vol. 99, no. 3, p. 267-276, Mai. 2002.

COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas. In: Seminário Internacional NUTAU'2002 - Seminário Internacional - Sustentabilidade, Arquitetura e Desenho Urbano, São Paulo, 2002. **Anais**. São Paulo: FUPAM/NUTAU/FAUUSP.

DAIÇON, M. S. **Análise experimental sobre o concreto, a aderência e a ancoragem de barras de aço para concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de Pós Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Volumes 1, 2 e 3, 1986.

DARWIN, D. ET AL. Development length criteria for conventional and high relative rib area reinforcing bars. **ACI Structural Journal**, v.93, n.3, p.1-13, Mai. 1996b.

DARWIN, D. ET AL. Development length criteria: Bars not confined by transverse reinforcement. **ACI Structural Journal**, v.89, n.6, p.709-720, Nov. 1992.

DARWIN, D. ET AL. Splice strength of high relative rib area reinforcing bars. **ACI Structural Journal**, v.93, n.1, p.95-107, Jan. 1996a.

DE LARRARD, F.; SCHALLER, I.; FUCHS, J. Effect of bar diameter on the bond strength of passive reinforcement in high-performance concrete. **ACI Materials Journals**, v.90, n.4, p.333-339, Jul. 1993.

DIEDERICHS, U.; SCHNEIDER, U. Bond stress at high temperatures. **Magazine of Concrete Research**, v.33, n.115, p.75-84, Jun. 1981.

DS 2082 – “**Steel for reinforced concrete - Test of bond ability**”, 1980.

DUCATTI, V.A. **Concreto de elevado desempenho: estudo da aderência com a armadura**. Tese (Doutor em Engenharia) Volumes I e II. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.

EL HAWARY, M. M.; HAMOUSH, S.A. Bond shear modulus of reinforced concrete at high temperatures. **Engineering Fracture Mechanics**. v. 55, n° 6, pp 991-999, 1996.

ESFAHANI, M.R; RANGAN, B.V. Bond between normal strength and high-strength concrete (HSC) and reinforcing bars in splices in beams. **ACI Structural Journal**, v.95, n.3, p.272-280, Mai. 1998.

EZELDIN, A.S.; BALAGURU, P.N. Bond behavior of normal and high-strength fiber reinforced concrete. **ACI Structural Journal**, v.86, n.5, p.515-524, Set. 1989.

FANG, C. ET AL. Corrosion influence on bond in reinforced concrete. **Cement and Concrete Research**. Vol. 34, n. 11, p. 2159-2167, Nov. 2004.

FANG, C. ET AL. Bond behavior of corroded reinforcing steel bars in concrete. **Cement and Concrete Research**. Vol. 36, n. 10, p. 1931-1938, Mai, 2006.

FERGUSON, P.M.; BREEN, J.E. Lapped spliced for high strength reinforcing bars. **ACI Journal Proceedings**, v.62, n.9, p.1063-1078, Set. 1965.

FERGUSON, P.M.; THOMPSON, J.N. Development length for large high strength reinforcing bars. **ACI Journal Proceedings**, v.62, n.1, p.71-93, Jan. 1965.

FERNANDES, R. M. **A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

FIB BULLETIM 10: Fédération Internationale de Béton Bond of reinforcement in concrete, State-of-art report, Bulletin No. 10. Ed. by Fib Task Group 4/2 bond models, Convener Ralejs Tepfers, 427 pp, 2000.

FU, X.; CHUNG, D.D.L. Improving the bond strength between steel rebar and concrete by oxidation treatments of the rebar. **Cement and Concrete Research**, v.26, n.10, p.1499-1503, 1996.

FU, X.; CHUNG, D. D. L. Decrease of the bond strength between steel rebar and concrete with increasing curing age. **Cement and Concrete Research**. Vol. 28, no. 2, pp. 167-169, 1998.

FUSCO, P.B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. 1ª Ed. São Paulo: PINI, 1995.

GLASS, G.K.; BUENFELD, N.R. The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. **Corrosion Science**, v.39, n.5, p.1001-1013, Mai. 1997

GOTO, Y. Cracks formed in concrete around deformed tension bars. **ACI Journal Proceedings**, v.68, n.4, p.244-251, Abr. 1971.

GRAEFF, A. G. **Avaliação Experimental e Modelagem dos Efeitos Estruturais da Propagação da Corrosão em Elementos de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de Pós Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

HADDAD, R.H.; SHANNIS, L.G. Post-fire of bond between high strength pozzolanic concrete and reinforced steel. **Construction and Building Materials**, v.18, n.6, p.425-435, Jul. 2004.

HADDAD, R.H.; AL-SALEH, R.J.; AL-AKHRAS, N.M. Effect of elevated temperature on bond between steel reinforced and fiber reinforced concrete. **Fire Safety Journal**, v.43, n.5, p.334-343, Jul. 2008.

HAMAD, B.S. Bond strength improvement of reinforcing bars with specially designed rib geometries. **ACI Structural Journal**, Vol. 92, no. 1, p. 3-13, Jan. 1995a.

HAMAD, B.S. Comparative bond strength of coated and uncoated bars with different rib geometries. **ACI Materials Journal**, Vol. 92, no. 6, p. 579-590, Nov. 1995b.

HELENE, P.R.L. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. Tese (Doutor em Engenharia de Construção Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.

HERTZ, K. The Anchored Capacity of Reinforcing Bars at Normal and High Temperatures. **Magazine of Concrete Research**, v.34, n. 121, p. 213-220, Dez. 1982.

HOU, J.; FU, X.; CHUNG, D.D.L. Improving the bond strength and corrosion resistance of steel rebar in concrete by water immersion or sand blasting of rebar. **Cement and Concrete Research**, v.27, n.5, p.679-684, 1997.

ICHINOSE, T. ET AL. Size effect on bond strength of deformed bars. **Construction and Building Materials**, v.18, n.7, p.549-558, Set. 2004.

ISMAIL, A.F.; JIRSA, J.O. Behavior of anchored bars under low cycle overloads producing inelastic strain. **ACI Journal Proceedings**, v.69, n.7, p.433-438, Jul. 1972.

JIMENEZ, R.; WHITE, R.N.; GERGELY, P. Bond and dowel capacities of reinforced concrete. **ACI Journal Proceedings**, v.76, n.1, p.73-92, Jan. 1979.

KEMP, E. L.; BREZNY, F.S; UNTERSPLAN, J.A. Effect of rust and scale on the bond characteristics of deformed reinforced bars. **ACI Journal**. v.65, n. 9, p. 743-756, Set. 1968.

KEMP, E. L; WILHELM, W.J. Investigation of the parameters influencing bond cracking. **ACI Journal Proceedings**, v.76, n.1, p.47-71, Jan, 1979.

KEMP, E. L. Bond in reinforced concrete: Behavior and design criteria. **ACI Journal Proceedings**, v.83, n.1, p.50-57, Jan, 1986.

KIRCHHEIM, A. P.; PASA, V.; DAL MOLIN, D.; SILVA FILHO, L. C. P. Análise comparativa da utilização de diferentes sistemas de proteção de corrosão de armaduras na aderência entre concreto branco e barras de aço. In: 47º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Anais...** Vol. VII – Métodos de Proteção, Reforço e Reparo de Estruturas de Concreto, Recife, 2005.

LAHNERT, B.J.; HOUDE, J.; GERSTLE, K.H. Direct measurement of slip between steel and concrete. **ACI Journal Proceedings**, v.83, n.6, p.974-981, Nov. 1986.

LARANJEIRAS, A.C.R. Redução da aderência aço-concreto sob a ação de cargas repedidas. In: **Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural**. Anais. Salvador, IBRACON, 1976, 25p, 1976

LEE, H.; NOGUCHI, T.; TOMOSAWA, F. Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion. **Cement and Concrete Research**. Vol. 32, n.8, p. 1313-1318, Ago. 2002.

LEONHARDT, F; MOMMIG, E. **Construções de Concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 1ª Ed. Rio de Janeiro: Interciência, vol. 1 e 3, 1977.

LIMA, R.C.A. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. 2005. 241p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

LUNDGREN, K. Effect of corrosion on the bond between steel and concrete: an overview. **Magazine of Concrete Research**, v.59, n.6, p.447-461, Ago. 2007.

LUTZ, L.A.; GERGELY, P. Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. **ACI Journal Proceedings**, v.64, n.11, p.711-721, Nov. 1967.

MAINS, R.M. Measurement of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars. **Journal of the American Concrete Institute**, v.48, n.17, p.225-252, Nov. 1951.

MARCHESAN, P. R. C.; SANTAROSA, D.; CAMPAGNOLO, J. L.; SILVA FILHO, L. C. P.; PACHECO, A. R. Estudo da influência da aplicação de revestimentos no controle da corrosão. In: IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções e VI Congresso de Controle da Qualidade. **Anais...** Porto Alegre: LEME/CPGEC/UFRGS, 1997.

MATHEY, R.G.; WATSTEIN, D. Investigation of bond in beam and pull-out specimens with high-yield-strength deformed bars. **ACI Journal Proceedings**, v.57, n.3, p.1071-1090, Mar. 1961.

MINOR, J.; JIRSA, J.O. Behavior of bent bar anchorages. **ACI Journal Proceedings**, v.72, n.4, p.141-149, Abr. 1975.

MORENO JUNIOR, Armando Lopes ; SOUZA, Adriana Aparecida Ambrósio de ; BIZZO, Laura Brum Prata . Efeito do Fogo no Concreto: Avaliação da Influência do Tipo de Agregado e da Reidratação. In: 47 Congresso Brasileiro do Concreto, 2005, Recife, PE - Brasil. Anais do 47 Congresso Brasileiro do Concreto, 2005. V. 3. p. 90-106.

MORLEY, P.D.; ROYLES, R. The influence of high temperature on the bond in reinforced concrete. **Fire Safety Journal**, v.2, n.4, p.243-255, Jul. 1980.

MORLEY, P.D.; ROYLES, R. Response of the Bond in reinforced concrete to high temperatures. **Magazine of Concrete Research**, v.35, n.123, p.67-74, Jun. 1983.

ORANGUN, C.O.; JIRSA, J.O.; BREEN, J.E. A reevaluation of test data on development length and splices. **ACI Journal Proceedings**, v.74, n.3, p.114-122, Mar. 1977.

PERRY, E.S.; THOMPSON, N. Bond stress distribution on reinforcing steel in beams and pullout specimens. **ACI Journal Proceedings**, v.63, n.8, p.865-875, Ago. 1966.

RASIA, R.J. **Síntesis bibliográfica de actualización sobre adherencia acero-hormigon**. Boletim Técnico. Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras – Facultad de Ciencias, Ingeniería y Arquitectura. Rosário, 1971.

RIBEIRO, J. L. D. **Análise experimental dos fatores que influenciam a aderência de barras nervuradas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, 1985.

RIGAZZO, Alexandre Oliveira ; LEITE JR, Geraldo Silveira ; MORENO JUNIOR, Armando Lopes . Fornos e Ensaio para Análise do Efeito do Fogo em Elementos de Concreto. In: VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2006, São Paulo, SP. **Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**, p. 1365-1375, 2006.

RILEM; FIP; CEB. Essai portant sur l'adhérence des armatures du béton. 1. Essai per flexion (7-II-28D). 2. Essai par traction (7-II-128). Recommendations Provisoires. **Matériaux et Constructions**. Paris, v. 6, n. 32, p. 96-105, 1978.

RODRIGUEZ, J.; ORTEGA, L.M.; GARCIA, A.M. Assessment of structural elements with corroded reinforcement. **Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete**. Ed. Swamy, R.N. Sheffield Academic Press. Sheffield, p.171-185, 1994

ROSSI, N. **Resistência de aderência concreto-Aço: Efeitos da Resistência à Compressão do Concreto e do Comprimento de Aderência**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Edificações). Universidade Estadual de Campinas. SP, Campinas, 2002.

SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do concreto á ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e da adição de microssilica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

SILVA, D.M. **Análise experimental sobre o concreto, a aderência e a ancoragem de barras de aço para concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, volume 1,2 e 3, 1986.

SORETZ, S.; HOLZENBEIN, H. Influence of rib dimensions of reinforced bars on bond and bendability. **ACI Structural Journal**, v.76, n.1, p.111-127, Jan. 1979.

SOROUSHIAN, P.; CHOI, K.B. Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete. **ACI Structural Journal**, v.86, n.2, p.915-922, Mar. 1989.

STANISH, K.; HOOTON, R.D. PANTAZOPOULOU, S.J. Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete. **ACI Structural Journal**, v.96, n.6, p.111-127, Nov. 1999.

TASTANI, S.P. Experimental evaluation of the direct tension – pullout bond test. **Bond in Concrete – From Research to Standards**, Budapest, p.1-8, 2002.

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

TORRES, A. S. **Avaliação da sensibilidade do ensaio CAIM – corrosão acelerada por imersão modificada – frente ao processo de corrosão de armaduras de concreto armado**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

THOMPSON, K. **The anchorage behavior of headed reinforcement in CCT nodes and lap splices**. Doctoral dissertation, The University of Texas at Austin, 2002.

UNE 36740:98 "**Determinación de la adherencia de las barras y alambres de acero para hormigón armado. Ensayo de la viga**", AENOR, 1998.

VIEIRA, F.M.P. **Estudo do comportamento da aderência das barras de aço no concreto de alta resistência com adição de microssílica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

WATSTEIN, D. Bond stress in concrete pull-out specimens. **Journal of the American Concrete Institute**, v.13, n.1, p.37-50, Set. 1941.

WATSTEIN, D.; SEESE JR, N.A. Effect of type of bar on width of cracks in reinforced concrete subjected to tension. **Journal of the American Concrete Institute**, v.16, n.4, p.293-304, Fev. 1945.

WATSTEIN, D. Distribution of bond stress in concrete pull-out specimens. **Journal of the American Concrete Institute**, v.18, n.9, p.1041-1052, Mai. 1947.

WATSTEIN, D; MATHEY, R. Width of cracks in concrete at the surface of reinforcing steel evaluated by means of tensile bond specimens. **Journal of the American Concrete Institute**, v.56, n.7, p.47-56, Jul. 1959.

WENDT, S.C. **Análise da mudança de cor em concretos submetidos a altas temperaturas como indicativo de temperaturas alcançadas e da degradação térmica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

YERLICI, V.A.; OZTURAN, T. Factors Affecting Anchorage Bond Strength in High-Performance Concrete. **ACI Structural Journal**. Vol. 97, no. 3, pp. 499-507, 2000.

ZUO, J.; DARWIN, D. Bond slip of high relative rib area bars under cyclic loading. **ACI Structural Journal**, v.97, n.2, p.331-335, Mar. 2000.

ANEXO I

Propriedades físicas, químicas e mecânicas do cimento (dados do fabricante).

	Análise do Cimento	Exigência de Norma	NBR
Finura			
Resíduo na peneira 75mm [%]	0,1	≤ 6,0	11579/91
Área específica [m ² /kg]	487	≥300	NM 76/98
Tempo de Pega			
Início [min]	194	≥ 60	NM65/03
Término [min]	259	-	NM65/03
Expansibilidade a quente [mm]	0,46	≤ 5,0	11582/91
Massa Específica [g/cm³]	2,96	-	NM23/01
Resistência à Compressão [MPa]			
1 dia	23,1	≥ 11	7215/96
3 dias	33,2	≥ 24	7215/96
7 dias	38,3	≥ 34	7215/96
28 dias	46,7	-	7215/96
Propriedades Químicas			
Perda ao Fogo [%]	3,6	≤ 4,5	NM18/04
Óxido de Magnésio [%]	5,66	≤ 6,5	NM14/04
Anidrido Sulfúrico	3,45	≤ 4,5	NM16/04
Resíduo Insolúvel	11,8	10 à 20	NM22/05

Características físicas e granulométricas do agregado miúdo.

Abertura Peneira [mm]	% Média Retida	% Média Retida
4,8	0	0
2,4	5	5
1,2	11	16
0,6	24	40
0,3	42	82
0,15	17	99
<0,15	1	100
Diâmetro Máximo Característico [mm]		4,8
Módulo de Finura		2,42
Massa Específica [g/cm³]		2,62

Características físicas e granulométricas do agregado graúdo.

Abertura de peneiras	% Média retida	% Média retida
25,0	0	0
19,0	1	1
12,5	49	50
9,5	33	83
6,3	14	97
4,75	2	99
< 4,75	1	100
Diâmetro Máximo Característico [mm]		19,0
Módulo de Finura		6,83
Massa Específica Seca [g/cm³]		2,82

ANEXO II

Aleatorização das combinações das variáveis.

	Corrosão	Temperatura	Diâmetro	Resistência	Ensaio
Betoadada 01	4	200	12,5	25	Arranc. Simples
	4	600	20	25	Arranc. Simples
	12	200	20	25	Arranc. Simples
	12	600	12,5	25	Arranc. Simples
	4	200	20	25	Arranc. Excêntrico
	4	600	12,5	25	Arranc. Excêntrico
	12	200	12,5	25	Arranc. Excêntrico
	12	600	20	25	Arranc. Excêntrico
Betoadada 04	4	200	20	65	Arranc. Simples
	4	600	12,5	65	Arranc. Simples
	12	200	12,5	65	Arranc. Simples
	12	600	20	65	Arranc. Simples
	4	200	12,5	65	Arranc. Excêntrico
	4	600	20	65	Arranc. Excêntrico
	12	200	20	65	Arranc. Excêntrico
	12	600	12,5	65	Arranc. Excêntrico
Betoadada 06	16	400	16	45	Arranc. Simples
	8	23	16	45	Arranc. Simples
	8	400	25	45	Arranc. Simples
	8	400	16	45	Arranc. Simples
	0	400	16	45	Arranc. Excêntrico
	8	800	16	45	Arranc. Excêntrico
	8	400	8	45	Arranc. Excêntrico
	8	400	16	45	Arranc. Excêntrico
Betoadada 05	0	400	16	45	Arranc. Simples
	8	800	16	45	Arranc. Simples
	8	400	8	45	Arranc. Simples
	8	400	16	45	Arranc. Simples
	16	400	16	45	Arranc. Excêntrico
	8	23	16	45	Arranc. Excêntrico
	8	400	25	45	Arranc. Excêntrico
	8	400	16	45	Arranc. Excêntrico
Betoadada 03	4	200	12,5	65	Arranc. Simples
	4	600	20	65	Arranc. Simples
	12	200	20	65	Arranc. Simples
	12	600	12,5	65	Arranc. Simples
	4	200	20	65	Arranc. Excêntrico
	4	600	12,5	65	Arranc. Excêntrico
	12	200	12,5	65	Arranc. Excêntrico
	12	600	20	65	Arranc. Excêntrico
Betoadada 02	4	200	20	25	Arranc. Simples
	4	600	12,5	25	Arranc. Simples
	12	200	12,5	25	Arranc. Simples
	12	600	20	25	Arranc. Simples
	4	200	12,5	25	Arranc. Excêntrico
	4	600	20	25	Arranc. Excêntrico
	12	200	20	25	Arranc. Excêntrico
	12	600	12,5	25	Arranc. Excêntrico

	Corrosão	Temperatura	Diâmetro	Resistência	Ensaio
Betomada 07	5	200	20	25	Arranc. Simples
	5	600	12,5	25	Arranc. Simples
	15	200	12,5	25	Arranc. Simples
	15	600	20	25	Arranc. Simples
	5	200	12,5	25	Arranc. Excêntrico
	5	600	20	25	Arranc. Excêntrico
	15	200	20	25	Arranc. Excêntrico
	15	600	12,5	25	Arranc. Excêntrico
Betomada 10	5	200	12,5	65	Arranc. Simples
	5	600	20	65	Arranc. Simples
	15	200	20	65	Arranc. Simples
	15	600	12,5	65	Arranc. Simples
	5	200	20	65	Arranc. Excêntrico
	5	600	12,5	65	Arranc. Excêntrico
	15	200	12,5	65	Arranc. Excêntrico
	15	600	20	65	Arranc. Excêntrico
Betomada 12	0	400	16	45	Arranc. Simples
	10	800	16	45	Arranc. Simples
	10	400	8	45	Arranc. Simples
	10	400	16	45	Arranc. Simples
	20	400	16	45	Arranc. Excêntrico
	10	23	16	45	Arranc. Excêntrico
	10	400	25	45	Arranc. Excêntrico
	10	400	16	45	Arranc. Excêntrico
Betomada 11	20	400	16	45	Arranc. Simples
	10	23	16	45	Arranc. Simples
	10	400	25	45	Arranc. Simples
	10	400	16	45	Arranc. Simples
	0	400	16	45	Arranc. Excêntrico
	10	800	16	45	Arranc. Excêntrico
	10	400	8	45	Arranc. Excêntrico
	10	400	16	45	Arranc. Excêntrico
Betomada 09	5	200	20	65	Arranc. Simples
	5	600	12,5	65	Arranc. Simples
	15	200	12,5	65	Arranc. Simples
	15	600	20	65	Arranc. Simples
	5	200	12,5	65	Arranc. Excêntrico
	5	600	20	65	Arranc. Excêntrico
	15	200	20	65	Arranc. Excêntrico
	15	600	12,5	65	Arranc. Excêntrico
Betomada 08	5	200	12,5	25	Arranc. Simples
	5	600	20	25	Arranc. Simples
	15	200	20	25	Arranc. Simples
	15	600	12,5	25	Arranc. Simples
	5	200	20	25	Arranc. Excêntrico
	5	600	12,5	25	Arranc. Excêntrico
	15	200	12,5	25	Arranc. Excêntrico
	15	600	20	25	Arranc. Excêntrico

ANEXO III

Resultados da primeira etapa.

Ensaio	Diâmetro [mm]	Temp. [°C]	Corrosão Obtida [%]	f _c Obtido [MPa]	Tensão de Aderência [MPa]
0.5	8.0	400	10.51	55.4	20.63
0.5	8.0	400	9.75	58.9	22.11
0.5	12.5	200	7.73	29.3	20.29
0.5	12.5	200	7.74	21.6	11.23
0.5	12.5	200	11.42	64.7	18.24
0.5	12.5	200	8.99	68.8	7.97
0.5	12.5	200	5.60	68.0	5.32
0.5	12.5	200	10.35	75.0	2.34
0.5	12.5	200	12.09	15.4	4.13
0.5	12.5	200	10.10	20.8	11.92
0.5	12.5	600	8.58	29.3	7.29
0.5	12.5	600	9.02	21.6	10.54
0.5	12.5	600	6.00	64.7	2.52
0.5	12.5	600	5.91	68.8	2.32
0.5	12.5	600	3.07	68.0	0.00
0.5	12.5	600	8.31	75.0	0.00
0.5	12.5	600	7.20	15.4	1.17
0.5	12.5	600	5.99	20.8	5.80
0.5	16.0	23	6.97	51.6	13.78
0.5	16.0	23	4.54	58.9	3.88
0.5	16.0	400	7.25	51.6	14.95
0.5	16.0	400	0.69	58.9	23.04
0.5	16.0	400	6.80	51.6	10.60
0.5	16.0	400	5.73	58.9	6.51
0.5	16.0	400	5.47	55.4	9.64
0.5	16.0	400	6.04	43.5	15.26
0.5	16.0	400	0.00	55.4	24.76
0.5	16.0	400	0.00	43.5	23.78
0.5	16.0	800	5.15	55.4	0.00
0.5	16.0	800	1.03	43.5	2.19
0.5	20.0	200	4.03	29.3	11.74
0.5	20.0	200	5.94	21.6	14.98
0.5	20.0	200	3.87	64.7	6.25
0.5	20.0	200	2.51	68.8	3.63
0.5	20.0	200	8.14	68.0	13.28
0.5	20.0	200	2.22	75.0	31.01
0.5	20.0	200	5.61	15.4	10.92
0.5	20.0	200	2.91	20.8	13.77
0.5	20.0	600	3.04	21.6	5.73
0.5	20.0	600	2.60	29.3	13.33
0.5	20.0	600	5.99	64.7	3.29
0.5	20.0	600	5.22	68.8	2.94
0.5	20.0	600	2.86	68.0	10.23
0.5	20.0	600	2.50	75.0	5.19
0.5	20.0	600	2.77	15.4	5.65
0.5	20.0	600	4.41	20.8	8.62
0.5	25.0	400	4.87	51.6	3.01
0.5	25.0	400	4.04	43.5	3.00

Ensaio	Diâmetro [mm]	Temp. [°C]	Corrosão Obtida [%]	f _c Obtido [MPa]	Tensão de Aderência [MPa]
1,5	8,0	400	8,73	51,6	7,18
1,5	8,0	400	11,68	43,5	9,72
1,5	12,5	200	9,27	29,3	10,35
1,5	12,5	200	10,65	21,6	7,12
1,5	12,5	200	4,79	64,7	4,90
1,5	12,5	200	5,92	68,8	6,31
1,5	12,5	200	8,96	68,0	6,41
1,5	12,5	200	5,81	75,0	9,32
1,5	12,5	200	5,95	15,4	4,07
1,5	12,5	200	6,94	20,8	4,45
1,5	12,5	600	6,77	29,3	3,02
1,5	12,5	600	5,11	21,6	1,62
1,5	12,5	600	6,74	64,7	1,24
1,5	12,5	600	6,99	68,8	1,09
1,5	12,5	600	5,46	68,0	4,31
1,5	12,5	600	5,84	75,0	1,38
1,5	12,5	600	7,57	15,4	1,53
1,5	12,5	600	11,36	20,8	5,64
1,5	16,0	23	3,26	55,4	13,16
1,5	16,0	23	4,58	43,5	6,46
1,5	16,0	400	10,88	55,4	4,56
1,5	16,0	400	6,27	43,5	8,88
1,5	16,0	400	5,89	55,4	6,83
1,5	16,0	400	3,08	43,5	5,76
1,5	16,0	400	5,53	51,6	2,74
1,5	16,0	400	4,67	58,9	2,28
1,5	16,0	400	0,00	51,6	11,23
1,5	16,0	400	0,00	58,9	9,84
1,5	16,0	800	4,14	51,6	0,00
1,5	16,0	800	2,20	58,9	1,75
1,5	20,0	200	3,98	29,3	8,76
1,5	20,0	200	0,17	21,6	7,25
1,5	20,0	200	5,26	64,7	2,67
1,5	20,0	200	6,29	68,8	3,74
1,5	20,0	200	2,55	75,0	6,15
1,5	20,0	200	2,98	15,4	4,96
1,5	20,0	200	4,61	15,4	5,55
1,5	20,0	200	7,33	20,8	5,27
1,5	20,0	600	5,86	29,3	4,49
1,5	20,0	600	6,45	21,6	5,06
1,5	20,0	600	2,97	64,7	1,13
1,5	20,0	600	2,29	68,8	5,30
1,5	20,0	600	2,41	68,0	5,39
1,5	20,0	600	4,31	68,0	1,73
1,5	20,0	600	7,09	75,0	3,38
1,5	20,0	600	0,00	20,8	3,38
1,5	25,0	400	4,36	55,4	1,99
1,5	25,0	400	3,69	58,9	3,55

ANEXO IV

Resultados da segunda etapa.

Ensaio	Nervura	f _{ck} [Mpa]	$\tau_{0,01}$ [MPa]	$\tau_{0,1}$ [MPa]	$\tau_{1,0}$ [MPa]	τ_{bu} [MPa]	τ_{bm} [MPa]	Deslislamento último [mm]
Excêntrico	n	25	0,027	0,41	3,344	11,081	1,260	3,69
Excêntrico	n	25	0,025	7,356	7,906	7,906	5,096	0,23
Excêntrico	n	25	-	-	-	9,29	-	-
Excêntrico	n	25	0,348	0,659	3,09	10,262	1,366	4,24
Excêntrico	n	25	0,46	0,692	2,657	9,74	1,270	4,01
Excêntrico	n	45	7,135	12,307	14,539	14,54	11,327	0,18
Excêntrico	n	45	7,192	12,849	12,849	12,85	10,963	0,08
Excêntrico	n	45	1,224	3,971	5,685	14,068	3,627	2,05
Excêntrico	n	45	0,557	10,12	11,436	11,436	7,371	0,22
Excêntrico	n	45	0,667	0,846	5,986	12,16	2,500	2,44
Excêntrico	n	65	0,299	13,35	15,504	15,504	9,718	0,17
Excêntrico	n	65	0,142	0,51	3,665	18,96	1,439	-
Excêntrico	n	65	1,898	12,847	18,007	18,447	10,917	1,20
Excêntrico	n	65	5,931	16,134	22,248	22,248	14,771	0,25
Excêntrico	n	65	3,928	13,103	16,731	16,731	11,254	0,28
Excêntrico	N	25	2,888	3,438	5,898	10,887	4,075	2,26
Excêntrico	N	25	0,236	0,279	11,561	11,561	4,025	0,40
Excêntrico	N	25	1,005	1,097	3,262	12,514	1,788	3,42
Excêntrico	N	45	5,652	14,636	15,215	15,215	11,834	0,12
Excêntrico	N	45	0,204	0,555	3,351	13,73	1,370	3,20
Excêntrico	N	45	0,198	1,373	5,928	14,969	2,500	3,81
Excêntrico	N	65	0,622	0,94	5,801	17,768	2,454	7,91
Excêntrico	N	65	0,396	0,998	5,998	19,273	2,464	-
Excêntrico	N	65	0,614	9,167	11,733	17,882	7,171	1,54
Simple	n	25	7,142	9,663	16,519	16,753	11,108	1,24
Simple	n	25	7,757	11,558	18,293	18,649	12,536	1,33
Simple	n	25	-	-	-	9,86	-	-
Simple	n	25	-	-	-	13,384	-	-
Simple	n	25	-	-	-	13,527	-	-
Simple	n	45	9,235	17,173	24,085	24,085	16,831	0,84
Simple	n	45	0,065	9,551	11,158	11,16	6,925	0,65
Simple	n	45	5,463	10,419	19,295	19,753	11,726	1,44
Simple	n	45	12,576	14,539	19,888	19,997	15,668	1,25
Simple	n	45	6,884	9,859	19,684	20,756	12,142	1,75
Simple	n	65	-	-	-	33,023	-	-
Simple	n	65	-	-	-	32,575	-	-
Simple	n	65	-	-	-	30,071	-	-
Simple	n	65	0,39	15,159	28,596	28,749	14,715	1,23

Simples	n	65	0,351	12,101	28,533	29,403	13,662	1,94
Simples	N	25	0,015	9,349	17,487	17,519	8,950	1,16
Simples	N	25	7,339	11,364	16,163	16,345	11,622	1,32
Simples	N	25	10,043	13,872	20,957	20,957	14,957	0,85
Simples	N	45	6,69	23,517	32,225	32,225	20,811	0,35
Simples	N	45	15,345	21,291	27,329	26,047	21,322	0,52
Simples	N	45	3,426	9,327	25,831	27,329	12,861	0,52
Simples	N	65	15,85	28,807	35,242	35,242	26,633	0,94
Simples	N	65	4,592	22,587	36,265	36,265	21,148	0,88
Simples	N	65	12,315	31,056	31,056	31,056	24,809	0,05
Viga	n		6,219	11,81	21,163	21,163	13,064	0,67
Viga	n	25	8,732	11,966	19,289	19,289	13,329	1,00
Viga	n	25	8,7	15,652	29,604	27,014	17,985	0,79
Viga	n		12,462	15,229	25,241	25,241	17,644	1,00
Viga	n	45	0,403	10,87	35,191	35,191	15,488	0,58
Viga	n		8,152	16,159	34,209	34,209	19,507	1,00
Viga	n	45	9,679	17,168	33,709	35,9705	20,185	1,00
Viga	n		11,425	23,37	37,874	37,874	24,223	0,32
Viga	n	65	9,078	22,891	37,717	37,737	23,229	0,41
Viga	n		13,337	25,893	37,717	37,717	25,649	0,38
Viga	n	65	10,668	20,32	39,661	39,661	23,550	1,00
Viga	n		-	-	-	-	-	-
Viga	N	25	9,679	17,168	33,914	34,209	20,254	0,94
Viga	N		11,036	24,002	33,522	37,561	22,853	0,31
Viga	N	25	12,171	23,554	34,83	34,83	23,518	1,00
Viga	N		15,582	22,103	34,31	34,31	23,998	1,00
Viga	N	45	13,453	24,86	38,225	38,225	25,513	0,32
Viga	N		17,069	29,463	38,225	38,225	28,252	0,28
Viga	N	45	19,508	34,303	44,391	44,391	32,734	0,57
Viga	N		-	-	-	-	-	-
Viga	N	65	5,189	28,192	39,668	39,668	24,350	1,00
Viga	N		4,844	17,027	39,895	39,895	20,589	1,00
Viga	N	65	9,859	27,455	38,731	38,731	25,348	1,00
Viga	N		9,006	25,005	37,492	37,492	23,834	1,00