

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**INFLUÊNCIA DA CORROSÃO GENERALIZADA NA
ADERÊNCIA E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE
ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO**

VALÉRIA CONCEIÇÃO MOURO COSTA

ORIENTADOR: ANTÔNIO ALBERTO NEPOMUCENO

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO
CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E.TD-005A/11
BRASÍLIA/DF: SETEMBRO DE 2012**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

INFLUÊNCIA DA CORROSÃO GENERALIZADA NA ADERÊNCIA E
COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO
ARMADO

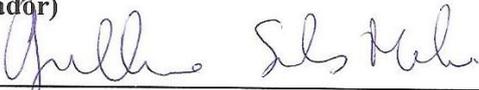
VALÉRIA CONCEIÇÃO MOURO COSTA

TESE SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE
BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO
CIVIL.

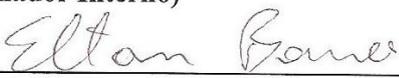
APROVADA POR:



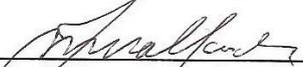
Prof. Antônio Alberto Nepomuceno, Ph.D. (UnB),
(Orientador)



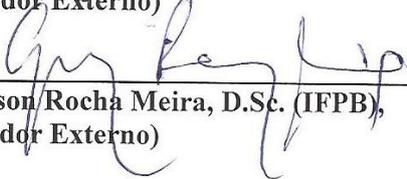
Prof. Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, Ph.D. (UNB),
(Examinador Interno)



Prof. Elton Bauer, D.Sc. (UNB), (Examinador Interno)



Prof. José Manoel Sánchez, D.Sc. (FAU-UNB),
(Examinador Externo)



Prof. Gibson Rocha Meira, D.Sc. (IFPB),
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 04 DE SETEMBRO DE 2012.

FICHA CATALOGRÁFICA

COSTA, VALÉRIA CONCEIÇÃO MOURO

Influência da Corrosão Generalizada na Aderência e Comportamento Estrutural de Elementos de Concreto Armado [Distrito Federal] 2012.
xviii, 180 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Estruturas e Construção Civil, 2012).
Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Concreto

2. Corrosão

3. Carbonatação

4. Aderência

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

COSTA, V. C. M. (2012). Influência da Corrosão Generalizada na Aderência e Comportamento Estrutural de Elementos de Concreto Armado. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-005A/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 180 p.

CESSÃO DE DIREITOS

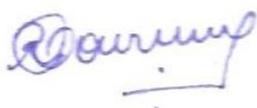
AUTOR: Valéria Conceição Mouro Costa.

TÍTULO: Influência da Corrosão Generalizada na Aderência e Comportamento Estrutural de Elementos de Concreto Armado.

GRAU: Doutor

ANO: 2012

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa tese pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.



Valéria Conceição Mouro Costa

Rua Doutor Pina Júnior, nº 61, Bairro Jundiáí.

75113-120 Anápolis – GO – Brasil.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Antônio Alberto Nepomuceno, pela paciência durante meus momentos de ansiedade, pelas palavras de ânimo, valiosas orientações e por toda confiança em mim depositada.

Ao Prof. Enio José Pazini Figueiredo, pela sua acolhida e orientações na Universidade Federal de Goiás, pelo seu incentivo e amizade.

Ao Prof. Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, minha gratidão pelo seu apoio e decisões estratégicas que possibilitaram a continuação do meu sonho em concretizar o curso de doutorado, frente às tribulações que surgiram em minha vida.

Ao Prof. Ronaldo Barros Gomes, pelo incentivo, apoio, força, conselhos e amizade nos momentos de temores, meu imensurável agradecimento.

Aos professores Meira, Sánchez, Bauer e Melo, pelas contribuições e sugestões para o desenvolvimento final desta tese.

A Eva, por me socorrer nos momentos difíceis, pela sua bondade, carinho e atenção.

Aos professores, colegas e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil – UnB, pela contribuição ao meu aprendizado e pela amizade.

Aos técnicos do Laboratório de Materiais da Universidade Federal de Goiás e, do Laboratório de Materiais da Pontifícia Universidade Católica de Goiás, pela ajuda e cooperação na realização dos ensaios.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPQ, pela bolsa de doutorado.

À minha família, em especial ao meu marido, minha mãe e minha filha, que me ajudaram em todas as etapas do programa experimental, e ao meu pai e meu irmão, pela torcida constante pelo sucesso deste trabalho.

A Deus, por me orientar nos momentos de dúvida, por me consolar nos momentos de angústia e pelo seu cuidado constante nos momentos de aflições.

Às vezes tive a impressão de que o lobo iria me devorar, mas as palavras de apoio, de incentivo, de esperança, que recebi da minha família, dos meus amigos, dos meus orientadores, dos meus colegas de trabalho, dos médicos que me assistem, das pessoas que oram por mim, me deram força para continuar, mesmo quando a minha estrutura não suportava mais tamanho sofrimento, quase chegando a um colapso progressivo, vocês me deram a mão e me ajudaram a continuar.

Muito Obrigada! A todos vocês minha eterna gratidão.

À minha filha Analice.

RESUMO

INFLUÊNCIA DA CORROSÃO GENERALIZADA NA ADERÊNCIA E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Autor: Valéria Conceição Mouro Costa

Orientador: Antônio Alberto Nepomuceno

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, 04 de setembro de 2012.

Foi avaliado o comportamento da aderência entre o aço e o concreto em peças carbonatadas (100%) por um período de 102 (cento e dois) dias, e em peças com posterior corrosão induzida pela aplicação de uma corrente elétrica por 72 (setenta e dois) dias. Foram ensaiados 27 (vinte e sete) blocos de arrancamento padronizados pela Rilem RC 6 (1983), e 81 (oitenta e um) tirantes de acordo com a NBR 7477 (ABNT, 1982). Para investigar a capacidade portante à flexão foram ensaiadas 9 (nove) vigas de concreto armado, com 750 mm de comprimento e 150 mm de largura e altura, submetidas a carregamento central.

Verificou-se que as tensões de aderência experimentais se aproximaram mais dos valores calculados pelas formulações das normas NBR 6118 (ABNT, 2003), CEB-FIP MC 1990 (1999) e EUROCODE 2 (1992) do que as propostas na literatura por Orangun *et al.* (1977), Kemp (1986), Chapman e Shah (1987), Harajli (1994) e Al-Jahdali *et al.* (1994). Foi proposta a inserção do coeficiente de conformação superficial experimental na formulação da tensão de aderência da NBR 6118 (ABNT, 2003), para o ensaio de tirantes, ajustando os resultados experimentais pela reta dos mínimos quadrados. Utilizando os resultados experimentais foi sugerida a inserção da taxa de corrosão na formulação de Kemp (1986), que foi a formulação que mais se aproximou dos valores experimentais, para o ensaio de arrancamento, para fins de pesquisa, onde se tem uma corrente imposta. As tensões de aderência foram maiores para os menores diâmetros, devidos provavelmente à exsudação interna, causada pela maior quantidade de material poroso (zona de transição) na interface concreto-aço, e à maior dimensão das nervuras. Os maiores valores da tensão de aderência foram obtidos nos ensaios de tirantes. Os blocos de arrancamento que não sofreram corrosão romperam por deslizamento do aço e os blocos que sofreram corrosão romperam no aço. Os resultados indicam que as vigas com corrosão obtiveram os maiores deslocamentos verticais e romperam no aço, enquanto as peças carbonatadas apresentaram uma maior abertura de fissura, e romperam no concreto.

Palavras-chave: aderência, carbonatação, corrosão, ensaio de arrancamento, ensaio de tirantes.

ABSTRACT

GENERALIZED CORROSION INFLUENCE ON BOND AND ON REINFORCED CONCRETE STRUCTURES BEHAVIOR

Author: Valéria Conceição Mouro Costa

Supervisor: Antonio Alberto Nepomuceno

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, September 4, 2012.

Bond between steel and concrete on blocks and ties was evaluated, for 100% carbonation during 102 days, and for electrical power corrosion induced by during 72 days. Twenty-seven (27) Rilem type (RC 6 - 1983) blocks, and eighty-one (81) Brazilian Code NBR 7477 (ABNT, 1982) ties were tested. Nine (9) small beams (150 x 150 x 750 mm) were also tested for flexural behavior investigation.

Stresses predicted by NBR 6118 (ABNT, 2003), CEB-FIP MC 1990 (1999) and EUROCODE 2 (1992) were closer to the stresses obtained at the tests, compared with the predictions by Orangun *et al.* (1977), Kemp (1986), Chapman e Shah (1987), Harajli (1994) and Al-Jahdali *et al.* (1994). Better predictions for the tie tests bond stresses with the NBR 6118 (ABNT, 2003) were obtained including the superficial conformation coefficient, while better predictions with Kemp (1986) formulation for the pull out tests were obtained including the corrosion rate. Bond stresses were bigger for the small diameters, probably caused by the bigger quantity of porous material at the interface concrete / steel. Bigger bond stresses were found for the tie tests. For the small beams failure was reached at the steel for the corroded beams and at the concrete for the carbonated ones.

Keywords: Bond, carbonation, corrosion, pull out tests, tie tests.

SUMÁRIO

1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 – CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA DO TEMA	1
1.2 – OBJETIVOS	3
1.3 – ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	4
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 – ADERÊNCIA ENTRE O AÇO E O CONCRETO	6
2.2 – TENSÃO DE ADERÊNCIA	6
2.2.1 – Viga à Flexão	7
2.2.2 – Prismas Tracionados Axialmente	8
2.2.3 – Arrancamento	8
2.3 – CAUSAS DAS TENSÕES DE ADERÊNCIA EM ESTRUTURAS	9
2.4 – MODOS DE RUPTURA DA ADERÊNCIA	11
2.5 – FATORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA	12
2.5.1 – Efeitos das Características do Concreto	12
2.5.2 – Efeitos das Características da Armadura	18
2.6 – ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE ADERÊNCIA	27
2.6.1 – Ensaio de Arrancamento (<i>Pull-Out Test</i>)	27
2.6.1.1 – Ensaio de Arrancamento RILEM-FIP-CEB (1973)	29
2.6.1.2 – Ensaio de arrancamento ASTM C-234 (1991)	30
2.6.1.3 – Ensaio de Arrancamento Segundo REHM (1961)	31
2.6.2 – Ensaio de Duplo Arrancamento	32
2.6.3 – Ensaio de Arrancamento com Quatro Barras	33
2.6.4 – Ensaio de Arrancamento com Anel Circunferencial	34
2.6.5 – Ensaio de Viga (<i>Beam Test</i>)	34
2.6.6 – Ensaio de Extremo de Viga (<i>Beam-End Test</i>)	35
2.6.7 – Ensaio de Tirantes	36
2.7 – CRITÉRIOS PARA ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA	38
2.8 – EFEITO DA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO ARMADO POR CORROSÃO NA ADERÊNCIA AÇO CONCRETO	46
2.8.1 – Mecanismos Básicos da Corrosão do aço	46
2.8.2 – Corrosão do Aço no Concreto	49
2.8.3 – Corrosão por Carbonatação	53
2.8.4 – Efeito da Corrosão na Aderência Aço Concreto	59
2.8.5 – Pesquisas que Avaliaram o Efeito da Corrosão na Tensão de Aderência	61
3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL	64

3.1 – DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS CONTROLADAS E DE RESPOSTA	64
3.2 – MATERIAIS	67
3.2.1 – Concreto	67
3.2.2 – Armaduras	77
3.3 – MÉTODO EXPERIMENTAL	79
3.3.1 – Preparação dos corpos-de-prova	79
3.3.2 – Aceleração da carbonatação	84
3.3.3 – Aceleração da Corrosão	88
3.3.4 – Procedimentos de Determinação da Taxa de Corrosão	96
3.3.5 – Ensaio de Arrancamento (<i>Pull Out Test</i>)	97
3.3.6 – Ensaio de Tirantes	99
3.3.7 – Ensaio de Flexão de Vigas	101
3.4 – DETALHAMENTO DA ANÁLISE ESTATÍSTICA	104
4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	106
4.1 – ENSAIOS DE BLOCOS DE ARRANCAMENTO	106
4.1.1 – Análise da Tensão de Aderência em Relação ao Diâmetro do Aço	106
4.1.2 – Análise da Deformação do Aço no Trecho Não Aderente	112
4.1.3 – Análise do Modo de Ruptura	114
4.2 – ENSAIOS DE TIRANTES	114
4.2.1 – Análise do Espaçamento Entre Fissuras	115
4.2.2 – Análise do Coeficiente de Conformação Superficial	117
4.3 – COMPARATIVOS ENTRE OS ENSAIOS DE ADERÊNCIA	120
4.4 – ENSAIOS DE VIGAS	122
4.4.1 – Análise da Carga e Modo de Ruptura	122
4.4.2 – Análise do Deslocamento Vertical	123
4.4.3 – Análise da Deformação na Armadura Longitudinal	129
4.4.4 – Análise das Fissuras	134
4.4.5 – Análise da Redução do Diâmetro da Armadura de Flexão	135
4.6 – ANÁLISE DA TAXA DE CORROSÃO	136
5 – AVALIAÇÃO TEÓRICA DA INFLUÊNCIA DA CORROSÃO NA TENSÃO DE ADERÊNCIA	141
5.1 – NORMAS DE PROJETO	141
5.2 – FORMULAÇÕES DA LITERATURA	146
6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	149
6.1 – CONCLUSÕES	149
6.1.1 – Metodologia	149
6.1.2 – Ensaio de Arrancamento	149
6.1.3 – Ensaio de Tirantes	151
6.1.4 – Ensaio de Vigas	152

6.1.5 – Avaliação Teórica das Normas de Projeto e Formulações da Literatura	153
6.1.6 – Formulações Propostas	153
6.2 – RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	154
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155
APÊNDICE A	166
APÊNDICE B	169
APÊNDICE C	171
APÊNDICE D	175
APÊNDICE E	179
APÊNDICE F	180

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Tensões numa viga fissurada submetida à flexão (Adaptado de MACGREGOR, 1992).	7
Figura 2.2 – Tensões em um prisma fissurado carregado axialmente (Adaptado de MACGREGOR, 1992).	8
Figura 2.3 – Tensões no ensaio de arrancamento (Adaptado de MACGREGOR, 1992).	9
Figura 2.4 – Fissuração por tração (Adaptado de FUSCO, 1995).	10
Figura 2.5 – Fissuração estabilizada (Adaptado de FUSCO, 1995).	11
Figura 2.6 – Força de arrancamento da barra versus resistência à compressão do concreto (GJØRV, MONTEIRO E MEHTA, 1990).	14
Figura 2.7 – Influência da resistência à compressão na tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento (SOROUSHIAN <i>et al.</i> , 1991).	15
Figura 2.8 – Tensão de aderência <i>versus</i> resistência à compressão (ESFAHANI e RANGAN, 1998a).	15
Figura 2.9 – Fissuras e forças ao redor da barra (FUSCO, 1995).	18
Figura 2.10 – Tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento para barras de aço de diferentes diâmetros (Soroushian e Choi, 1989).	19
Figura 2.11 – Influência do diâmetro da barra na tensão de aderência (DUCATTI, 1993).	20
Figura 2.12 – Tensões de aderência versus diâmetro da barra (DE LARRARD, SCHALLER e FUCHS, 1993).	21
Figura 2.13 – Áreas possíveis de ruptura dos consolos de concreto entre nervuras (REHM, 1969).	22
Figura 2.14 – Parâmetros empregados no estudo de Hamad (1995a).	23
Figura 2.15 – Curvas carga <i>versus</i> deslizamento de barras com angulações de nervuras variadas (Lutz e Gergeley, 1967).	24
Figura 2.16 – Demarcação da região resistente do concreto em relação ao cobrimento e espaçamento das barras (ORANGUN, JIRSA e BREEN, 1977).	25
Figura 2.17 – Distribuição de tensões de aderência (CAETANO, 2008).	26
Figura 2.18 – Prismas para o ensaio de arrancamento (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977).	28
Figura 2.19 – Corpo de prova para o ensaio de arrancamento, (RILEM-FIP-CEB, 1973).	29
Figura 2.20 - Modelo ASTM C-234 com barra vertical.	31
Figura 2.21 - Modelo ASTM C-234 (1991) com barras horizontais.	31
Figura 2.22 – Corpo de Prova para o ensaio de arrancamento (REHM, 1961).	32
Figura 2.23 – Ensaio de duplo arrancamento (Laranjeiras, 1976).	32
Figura 2.24 – Ensaio de arrancamento com quatro barras (BARBOSA, 2001).	33
Figura 2.25 – Ensaio de arrancamento com anel circunferencial (França, 2004).	34
Figura 2.26 – Ensaio de viga tipo A (RILEM RC 5, 1983).	35
Figura 2.27 – Ensaio de viga tipo B (RILEM RC 5, 1983).	35
Figura 2.28 – Ensaio de extremidade de viga (Adaptado de FRANÇA, 2004).	36

Figura 2.29 – Modelos de corpos de prova de tirantes (BARBOSA, 1998).	36
Figura 2.30 – Resistência de aderência <i>versus</i> deslizamento (CEB-FIP MC 1990, 1991).	39
Figura 2.31 – Reação de corrosão (GEMELLI, 2001).	46
Figura 2.32 – Reação eletroquímica (GEMELLI, 2001).	46
Figura 2.33 – Formação de pilha eletroquímica (ANDRADE, 1992).	48
Figura 2.34 – Diagrama de Pourbaix simplificado para o sistema ferro-água a 25°C (Adaptado de GENTIL, 1996).	49
Figura 2.35 – Tipos de corrosão (ANDRADE, 1992).	50
Figura 2.36 – Formação de pilha de corrosão em concreto armado (ANDRADE, 1992).	50
Figura 2.37 – Frente de carbonatação (MEDEIROS E HELENE, 2001).	51
Figura 2.38 – Modelo de vida útil em função da corrosão das armaduras proposto por TUUTTI (1982).	51
Figura 2.39 – Relação entre umidade relativa e grau de carbonatação (ANDRADE, 1992).	52
Figura 3.1 – Organograma dos ensaios definidos para o programa experimental.	66
Figura 3.2 – Linha temporal dos procedimentos experimentais.	66
Figura 3.3 – Retirada do concreto do caminhão betoneira.	70
Figura 3.4 – Ensaio de abatimento de tronco de cone (<i>Slump test</i>).	71
Figura 3.5 – Mesa vibratória para adensamento do concreto.	72
Figura 3.6 – Cura úmida.	73
Figura 3.7 – Moldagem dos corpos de prova cilíndricos.	73
Figura 3.8 – Ensaio de resistência à tração axial, resistência à tração por compressão diametral, e módulo de elasticidade.	76
Figura 3.9 – Ensaio de tração do aço.	77
Figura 3.10 – Equipamento e esquema usado para medida da altura das nervuras.	79
Figura 3.11 – Preparação das formas antes da concretagem.	80
Figura 3.12 – Extensômetros elétricos de resistência.	81
Figura 3.13 – Concretagem dos corpos-de-prova cilíndricos, blocos de arrancamento, tirantes e vigas.	83
Figura 3.14 – Blocos de arrancamento, tirantes e vigas submetidas ao ambiente de laboratório.	84
Figura 3.15 – Acondicionamento em sacos plásticos e aplicação do CO ₂ (100%) nos blocos de arrancamento, tirantes e vigas.	86
Figura 3.16 – Confeção e posicionamento dos calços de PVC.	87
Figura 3.17 – Materiais utilizados na preparação da solução com indicador de pH à base de fenolftaleína.	87
Figura 3.18 – Conferência do avanço da frente de carbonatação em corpos-de-prova de referência.	88
Figura 3.19 – Fontes de alimentação.	89
Figura 3.20 – Fonte de alimentação – Diagrama de blocos.	89
Figura 3.21 – Formação de pilha eletroquímica no interior dos corpos-de-prova.	90

Figura 3.22 – Esquema de ligação em paralelo (vista superior).	91
Figura 3.23 – Verificação da corrosão na armadura longitudinal e estribos das vigas.	92
Figura 3.24 – Barras de aço corroídas extraídas dos tirantes.	93
Figura 3.25 – Ensaio para seccionamento do bloco de arrancamento.	93
Figura 3.26 – Verificação da ocorrência da corrosão.	94
Figura 3.27 – Imersão das barras em solução para remoção dos óxidos composta por ácido clorídrico e hexametilenotetramina.	94
Figura 3.28 – Lavagem e escovação das barras.	95
Figura 3.29 – Barras imersas em acetona.	95
Figura 3.30 – Secagem das barras.	96
Figura 3.31 – Pesagem inicial (a) e pesagem final das barras de aço (b).	97
Figura 3.32 – Forma para o ensaio de arrancamento.	98
Figura 3.33 – Sistema de ensaio e detalhe da chapa de aço.	98
Figura 3.34 – Leitura das cargas e das deformações.	99
Figura 3.35 – Ensaio do tirante e marcação das fissuras nas quatro faces.	101
Figura 3.36 – Armadura das vigas.	102
Figura 3.37 – Vista lateral da viga.	102
Figura 3.38 – Posicionamento dos relógios comparadores.	103
Figura 4.1 – Tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento. Análise do diâmetro de 10,0 mm e das condições superficiais da barra.	108
Figura 4.2 – Tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento. Análise do diâmetro de 12,5 mm e das condições superficiais da barra.	108
Figura 4.3 – Tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento. Análise do diâmetro de 16,0 mm e das condições superficiais da barra.	109
Figura 4.4 – Tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento – Corrosão. Análise do diâmetro e das condições superficiais da barra.	110
Figura 4.5 – Tensão média de aderência – Análise do trecho aderente.	110
Figura 4.6 – Análise da deformação do aço do trecho não aderente.	113
Figura 4.7 – Comparativo do coeficiente de conformação superficial.	118
Figura 4.8 – Detalhamento do cálculo da tensão de aderência utilizando o coeficiente de conformação superficial experimental.	120
Figura 4.9 – Comparação da tensão de aderência obtida pelos ensaios de arrancamento e tirantes.	121
Figura 4.10 – Modos de ruptura das vigas.	123
Figura 4.11 – Deslocamentos verticais nos centros de todas as vigas.	124
Figura 4.12 – Deslocamentos verticais da viga V-01.	125
Figura 4.13 – Deslocamentos verticais da viga V-02.	125
Figura 4.14 – Deslocamentos verticais da viga V-03.	125
Figura 4.15 – Deslocamentos verticais da viga VC-01.	126
Figura 4.16 – Deslocamentos verticais da viga VC-02.	126
Figura 4.17 – Deslocamentos verticais da viga VC-03.	126
Figura 4.18 – Deslocamentos verticais da viga VCC-01.	127
Figura 4.19 – Deslocamentos verticais da viga VCC-02.	127

Figura 4.20 – Deslocamentos verticais da viga VCC-03.	127
Figura 4.21 – Deformações da armadura longitudinal da viga V-01.	129
Figura 4.22 – Deformações da armadura longitudinal da viga V-02.	130
Figura 4.23 – Deformações da armadura longitudinal da viga V-03.	130
Figura 4.24 – Deformações da armadura longitudinal da viga VC-01.	131
Figura 4.25 – Deformações da armadura longitudinal da viga VC-02.	131
Figura 4.26 – Deformações da armadura longitudinal da viga VC-03.	132
Figura 4.27 – Deformações da armadura longitudinal da viga VCC-01.	132
Figura 4.28 – Deformações da armadura longitudinal da viga VCC-02.	133
Figura 4.29 – Deformações da armadura longitudinal da viga VCC-03.	133
Figura 4.30 – Fissuração das vigas.	134
Figura 4.31 – Alargamento na fissura central da viga corroída antes da ruptura do aço.	134
Figura 4.32 – Paquímetro, esquema das quatro medidas da seção transversal e medição do diâmetro do aço girando em quatro medidas em dez posições ao longo da barra.	135
Figura 4.33 – Comparação da diminuição do diâmetro do aço de 6,3 mm para as três vigas ensaiadas.	135
Figura 4.34 – Perda de seção transversal do aço de diâmetro de 6,3 mm.	136
Figura 5.1 – Tensão de aderência experimental.	142
Figura 5.2 – Relação entre as tensões de aderência experimentais e as estimadas pelas normas.	144
Figura 5.3 – Relação entre as tensões de aderência experimentais da pesquisa de França (2004) e as estimadas pela Equação 5.1.	145
Figura 5.4 – Comparação entre as tensões de aderência experimentais e as estimadas pelas normas.	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tensão média de aderência em função da resistência à compressão do concreto (ROSSI, 2002).	16
Tabela 2.2 – Parâmetros para definição da relação tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento em barras nervuradas (CEB-FIP 195/197, 1990).	40
Tabela 2.3 – Valores de cálculo da resistência de aderência para boas condições de aderência.	44
Tabela 3.1 – Composição do traço utilizado.	68
Tabela 3.2 – Propriedades da areia utilizada.	68
Tabela 3.3 – Granulometria da areia utilizada.	68
Tabela 3.4 – Propriedades da brita utilizada.	69
Tabela 3.5 – Granulometria da brita utilizada.	69
Tabela 3.6 – Caracterização do cimento CII-F 32.	69
Tabela 3.7 – Propriedades do aditivo.	70
Tabela 3.8 – Resultados dos ensaios da resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral e do módulo de elasticidade tangencial.	74
Tabela 3.9 – Avaliação da resistência do concreto à tração indireta e determinação do módulo de elasticidade (NBR 6118, ABNT 2003).	76
Tabela 3.10 – Média das propriedades mecânicas dos aços.	78
Tabela 3.11 – Comparação dos espaçamentos entre nervuras obtidos e os intervalos exigidos pela NBR 7480 em % (ABNT, 1996).	78
Tabela 3.12 – Relação entre os valores obtidos da altura média das nervuras e os exigidos pela NBR 7480 (ABNT, 1996), em %.	79
Tabela 3.13 – Relação entre o cobrimento e o diâmetro da armadura.	82
Tabela 3.14 – Umidade relativa do ar e temperatura para a cidade de Goiânia (www.climatempo.com.br).	85
Tabela 3.15 – Dimensões dos tirantes.	100
Tabela 3.16 – Tabela da análise de variância (Adaptado de MONTGOMERY e RUNGER, 1999).	105
Tabela 4.1 – Valores utilizados para realizar a análise de variância para o ensaio de arrancamento, empregando a média das tensões (τ) relativas aos deslocamentos de 0,01, 0,1 e 1mm.	111
Tabela 4.2 – Análise de variância realizada para os resultados da tensão de aderência pelo ensaio de arrancamento.	112
Tabela 4.3 – Modo de ruptura dos blocos de arrancamento.	114
Tabela 4.4 – Espaçamento médio entre fissuras.	115
Tabela 4.5 – Análise de variância realizada para o espaçamento médio entre fissuras obtido pelo ensaio de tirantes.	116
Tabela 4.6 – Análise de variância realizada para o espaçamento médio entre fissuras obtido pelo ensaio de tirantes ($\alpha = 6,2\%$).	116
Tabela 4.7 – Resultados do coeficiente de conformação superficial (η).	117

Tabela 4.8 – Tabela utilizada para realizar a análise de variância para o coeficiente de conformação superficial obtido pelo ensaio de tirantes.	119
Tabela 4.9 – Análise de variância realizada para o coeficiente de conformação superficial obtido pelo ensaio de tirantes.	119
Tabela 4.10 – Tensão de aderência calculada pela NBR 6118 (ABNT, 2003).	120
Tabela 4.11 – Cargas e modos de ruptura.	123
Tabela 4.12 – Dados utilizados para realizar a análise de variância da flecha central das vigas.	128
Tabela 4.13 – Análise de variância realizada para os resultados da flecha central.	128
Tabela 4.14 – Classificação da corrosividade de acordo com a Norma Nace-RP-07-75.	138
Tabela 4.15 – Avaliação da taxa de corrosão por diferentes métodos.	139
Tabela 4.16 – Dados utilizados para analisar a variância para a perda de massa (%).	140
Tabela 4.17 – Análise de variância realizada para os resultados da perda de massa obtidos pelos ensaios de arrancamentos e tirantes.	140
Tabela 5.1 – Tensão de aderência calculada pelas normas de projeto.	141
Tabela 5.2 – Relação entre a tensão de aderência experimental e as estimadas pelas normas.	143
Tabela 5.3 – Cálculo da tensão de aderência considerando o coeficiente de conformação superficial experimental.	143
Tabela 5.4 – Reta dos mínimos quadrados.	144
Tabela 5.5 – Comparação dos valores da tensão de aderência experimental com os estimados pela formulação proposta.	148

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s = área de aço;

A = Área do trecho aderente;

c = cobrimento do concreto;

C = Celsius;

d = lado da seção transversal do tirante;

E_c = Módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial;

F = constante de Faraday (igual a 96500 Ampere/segundo);

GC (%) = grau de corrosão;

I = corrente aplicada;

l_d = comprimento de ancoragem;

l = comprimento de aderência;

L = comprimento da barra de aço;

M_i = massa inicial;

M = peso atômico do metal (valor de 56 para o Fe);

N = Newton;

P = força de tração;

R_{st} = Força de tração na armadura,

t = tempo de aceleração da corrosão;

V = esforço cortante;

Y_{ij} = observação do i -ésimo tratamento na i -ésima unidade experimental;

z = carga iônica (valor igual a 2);

f_c = tensão no concreto;

f_{cm} = resistência média à compressão do concreto;

f_s = tensão no aço;

τ_b = tensão de aderência;

τ_{bm} = tensão média de aderência;

v_p = velocidade de aplicação da carga;

$\Delta l_{\text{médio}}$ = distância média entre fissuras, considerando as quatro faces;

ϕ = diâmetro da barra;

f_{ctd} = resistência à tração do concreto;

$f_{ctk,inf}$ = resistência à tração do concreto característica inferior;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto;

f_{ctm} = resistência média à tração direta do concreto;

$f_{ct,inf}$ = resistência do concreto à tração direta inferior;

$f_{ct,sup}$ = resistência do concreto à tração direta superior;

f_c - Resistência à compressão do concreto;

$f_{ct,sp}$ - Resistência do concreto à tração indireta;

$f_{ct,m}$ - Resistência média à tração direta do concreto;

γ_c = Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

μ = é o efeito constante (média geral);

η = coeficiente de conformação superficial;

η_1 = considera a conformação superficial das barras;

η_2 = considera a zona de aderência em que a barra se encontra;

η_3 = considera o diâmetro do aço;

τ = Tensão de aderência;

τ_i = o efeito do i-ésimo tratamento;

ϵ_{ij} = é o erro associado ao i-ésimo tratamento na j-ésima unidade experimental.

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA DO TEMA

O concreto armado é um dos materiais mais consumidos pela indústria da construção civil. De acordo com Mehta e Monteiro (1994), o consumo mundial de concreto é da ordem de 5,5 bilhões de toneladas por ano. Essa utilização pode ser atribuída ao seu baixo custo, ao seu bom desempenho estrutural, à facilidade de execução, e à diversidade de formas.

Um dos aspectos importantes que é responsável pela boa difusão do uso do concreto armado é a boa compatibilidade física entre o concreto e o aço e a capacidade de proteção que o concreto proporciona ao aço devido ao elevado pH do cimento, acima de 12.

O trabalho de Leonhardt e Mönnig (1977) enfatiza que a aderência é a responsável pela boa ligação entre o aço e o concreto. Ducatti (1993) define a aderência como uma tensão de cisalhamento entre a superfície de uma barra de armadura e o concreto que a envolve.

De acordo com Herrero (2000), o estudo da aderência torna-se um tema importante devido aos resultados das pesquisas desenvolvidas nos últimos anos, que colocaram em dúvida os níveis de segurança oferecidos pelas normas internacionais. A efetividade desta conexão, entretanto, pode ser reduzida pela deterioração do concreto, da armadura ou de ambos.

Nas primeiras décadas do século XX, acreditava-se que o concreto armado seria um material de alta durabilidade, sem necessidade de reparos para atingir uma vida útil elevada. O conceito de durabilidade proposto pelo CEB-FIB MC-90 (1993) afirma que as estruturas devem ser projetadas, construídas e operadas de tal forma que, sob condições ambientais esperadas, elas mantenham sua funcionalidade, segurança e aparência aceitável durante um período de tempo, sem requerer altos custos de manutenção e reparo.

Kurtis e Mehta (1997) comentam que a concepção do concreto armado como um material de grande durabilidade e resistência tem sido questionado devido ao maior surgimento de degradações, considerando, como a de maior gravidade, a corrosão das armaduras de concreto.

A corrosão das armaduras é um tipo de deterioração que causa danos econômicos devido às dificuldades das técnicas de recuperação e sua eficácia em longo prazo, podendo ser iniciada por carbonatação ou ataque de cloretos. A carbonatação tem sido um tema bastante pesquisado na área de durabilidade e vida útil das estruturas, por se tratar de um processo que pode iniciar a corrosão da armadura devido à despassivação da armadura (ISAIA, VAGHETTI e GASTALDINI, 1998).

Em condições naturais de exposição (0,03% a 1% de CO₂), o processo de carbonatação pode requerer vários anos para apresentar profundidades importantes que comprometam a durabilidade das armaduras, sendo função, dentre outros aspectos, da relação água/aglomerante e da composição química do cimento. Para relações água/aglomerante mais elevadas (acima de 0,60), com cerca de um ano de exposição ao CO₂, já é possível obter dados de profundidade carbonatada. Contudo, para concretos com relações água/aglomerante menores (inferiores a 0,50), o tempo demandado para determinar a velocidade de carbonatação pode levar até 20 anos (KOBUKU e NAGATAKI, 1989).

Para Graeff (2007), depois de diagnosticada a corrosão, o acúmulo de produtos de corrosão ao longo do perímetro da barra pode prejudicar a aderência entre o aço e o concreto. Segundo Fang *et al.* (2004), uma pequena redução no diâmetro das barras resultante do processo corrosivo pode ocasionar uma grande redução da resistência de aderência.

Este trabalho se justifica, porque algumas estruturas podem ser submetidas a condições de deterioração ao longo de sua vida útil, como no caso de um processo de corrosão das armaduras, admitindo-se que o comportamento da aderência e a capacidade portante de elementos de vigas se alteram, devido à degradação do material, com o surgimento de esforços diferenciais e deletérios na região circundante da barra de aço. Muito se tem feito na comunidade científica sobre a análise estrutural de elementos corroídos iniciados por cloretos. Até o presente momento não se encontram na literatura ensaios de aderência e de

vigas com a corrosão iniciada pela carbonatação, que é o que está sendo proposto nesta tese.

Sabe-se que os esforços atuantes em uma estrutura de concreto armado são transmitidos do aço ao concreto através da aderência e ancoragem. A efetividade desta conexão, entretanto, pode ser reduzida pela deterioração do concreto, da armadura ou de ambos (KIRCHHEIM *et al.*, 2005).

Esta tese é relevante para a comunidade científica, pois apesar de muito ter sido feito em estudos sobre carbonatação, não se encontrou nenhum trabalho que avalia a resposta estrutural do comportamento da aderência em elementos carbonatados e com posterior corrosão.

1.2 – OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho consiste em avaliar de que forma a exposição à carbonatação e a posterior indução da corrosão afetam a aderência entre o aço e o concreto e a capacidade portante de vigas de concreto armado.

Definiram-se, como objetivos específicos desta pesquisa:

- Avaliar como a carbonatação e a corrosão da armadura afeta o desempenho estrutural de vigas de concreto armado, expresso em termos de variações na capacidade de deformação do aço, no deslocamento vertical e na carga e modo de ruptura;
- Analisar a variação entre os valores da tensão de aderência obtidos com o ensaio de arrancamento direto e o ensaio de tirantes;
- Realizar uma análise comparativa dos resultados dos diferentes ensaios de aderência;

- Comparar os resultados experimentais com os calculados pelas formulações da literatura e normas de projeto.

1.3 – ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho é constituído por seis capítulos. No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre os conceitos básicos do comportamento da aderência entre o aço e o concreto com a finalidade de investigar o comportamento de elementos estruturais submetidos à carbonatação e ensaios de corrosão acelerada.

O capítulo 3 descreve o programa experimental e a metodologia utilizada nos ensaios de blocos de arrancamento, tirantes e vigas. As características dos modelos ensaiados, as variáveis estudadas e os materiais empregados também são apresentados neste capítulo.

Os resultados obtidos experimentalmente são apresentados e analisados no capítulo 4, onde são mostradas as tensões de aderência obtidas pelos ensaios de arrancamento e tirantes. As respostas estruturais nos ensaios de vigas são apresentadas por meio das deformações na armadura longitudinal, dos deslocamentos verticais, da identificação e propagação das fissuras, e do modo e cargas de ruptura.

No capítulo 5 é feita uma avaliação teórica da influência da corrosão na tensão de aderência. Apresentando a comparação entre os resultados experimentais para os modelos de arrancamento e de tirantes, e sua correspondente comparação com os modelos de previsão da tensão de aderência pelas normas de projeto e formulações da literatura.

As conclusões da pesquisa e as recomendações para trabalhos futuros encontram-se no Capítulo 6. O Apêndice A apresenta o cálculo da tensão de aderência para os blocos de arrancamento conforme recomendação do Rilem-Ceb-Fip (1983). O Apêndice B mostra os

resultados da deformação do aço nos blocos de arrancamento. Os resultados dos deslocamentos verticais, e das deformações na armadura longitudinal do ensaio de vigas, estão apresentados nos Apêndices C e D, respectivamente. Os Apêndices E e F apresentam as demonstrações das formulações propostas na presente tese.

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – ADERÊNCIA ENTRE O AÇO E O CONCRETO

O concreto armado é o material resultante da ação conjunta do concreto e o aço, onde o concreto resiste à compressão e o aço resiste usualmente apenas à tração, para isso, é necessário que haja uma transferência de esforços entre os dois materiais, o que é possível devido à aderência.

A aderência do aço ao concreto, segundo Kirchheim *et al.* (2005), é a resistência ao movimento ou ao deslizamento relativo entre a superfície da barra e o concreto ao seu redor. Essa interação entre os materiais é o mecanismo que caracteriza o concreto armado, sendo que o seu bom desempenho é garantido pela eficiente ligação entre o aço e o concreto.

O comportamento solidário entre a barra de aço e o concreto tem grande importância em relação à capacidade de carga e de serviço das peças de concreto armado, sendo indispensável para o cálculo das deflexões, controle da fissuração, cálculo de ancoragens, emendas por transpasse e quantidade mínima de armadura, podendo ser estendido à durabilidade das estruturas. (DUCATTI, 1993).

De acordo com Park e Paulay (1975), a aderência garante que o aço e o concreto trabalhem de forma unificada, garantindo a capacidade de o concreto armado continuar a resistir aos esforços após a ocorrência da sua fissuração.

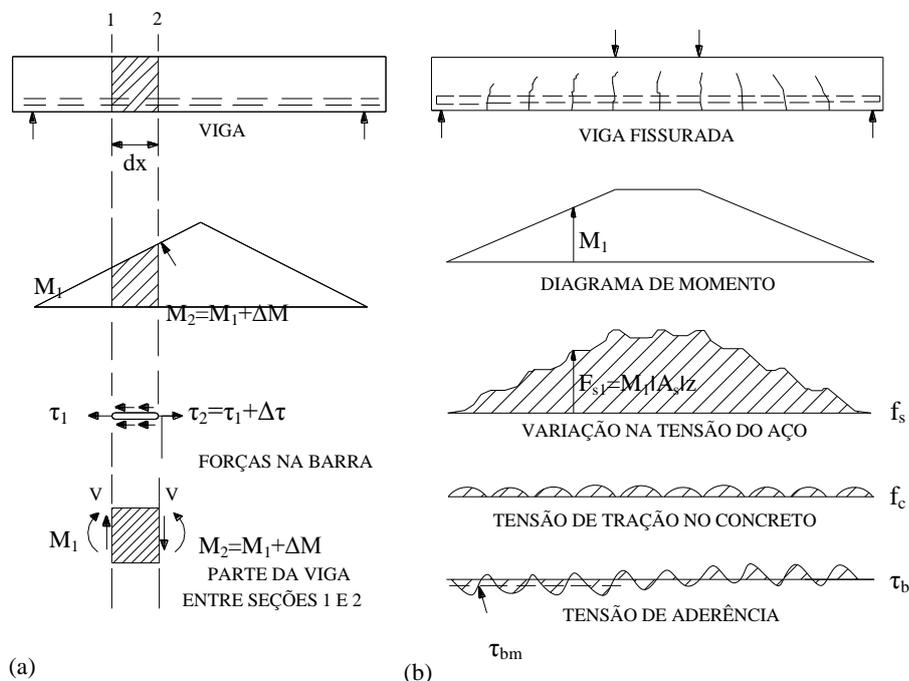
2.2 – TENSÃO DE ADERÊNCIA

Segundo MacGregor (1992), estuda-se a tensão de aderência nas peças de concreto armado por meio de três modelos distintos: viga à flexão, prisma tracionado axialmente e, arrancamento.

2.2.1 – Viga à Flexão

Em uma viga fissurada submetida à flexão, há a variação de tensão no concreto e na armadura, ao longo da viga, como ilustra a Figura 2.1. A Figura 2.1 (a) mostra que, onde existe a fissura, a tensão no concreto é sempre nula, ocorrendo resistência apenas na armadura.

A Figura 2.1 (b) mostra que entre as fissuras há a transferência de esforços do aço para o concreto, e vice-versa. O valor da tensão na armadura nos pontos de fissura não é constante, devido à variação do momento fletor, existindo também uma variação da tensão na armadura ao longo de toda a viga, e não apenas entre as fissuras.

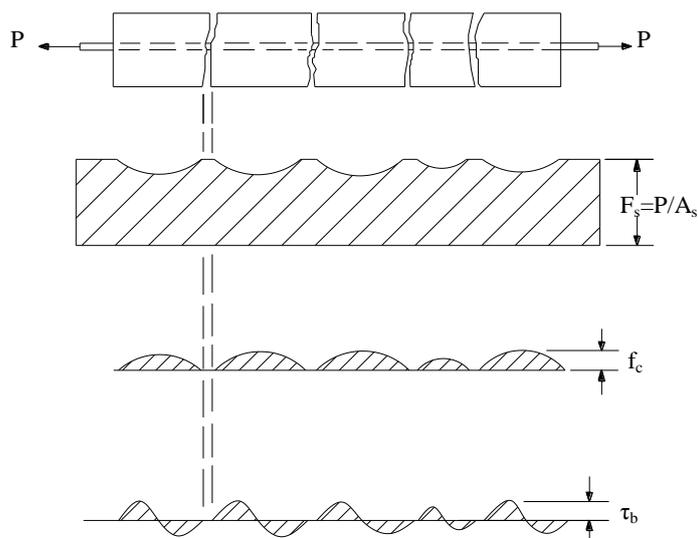


Sendo: $\Delta M = M_2 - M_1$, que é a variação do momento entre as fissuras 1 e 2; $\Delta T = T_2 - T_1$, que é a variação da tensão de tração entre as fissuras; V = esforço cortante; f_s = tensão no aço; f_c = tensão no concreto; τ_b = tensão de aderência; τ_{bm} = tensão média de aderência.

Figura 2.1 – Tensões numa viga fissurada submetida à flexão (Adaptado de MACGREGOR, 1992).

2.2.2 – Prismas Tracionados Axialmente

Em um prisma fissurado carregado axialmente, como ilustra a Figura 2.2, a tensão no aço entre duas fissuras é menor, a tensão no concreto nas fissuras é nula e, a tensão de aderência é nula, pois não há variação de tensão na armadura de um ponto de fissura em relação a outro, há variação da tensão apenas entre as fissuras.



Sendo: P = força de tração; A_s = área de aço; f_s = tensão no aço; f_c = tensão no concreto; τ_b = tensão de aderência.

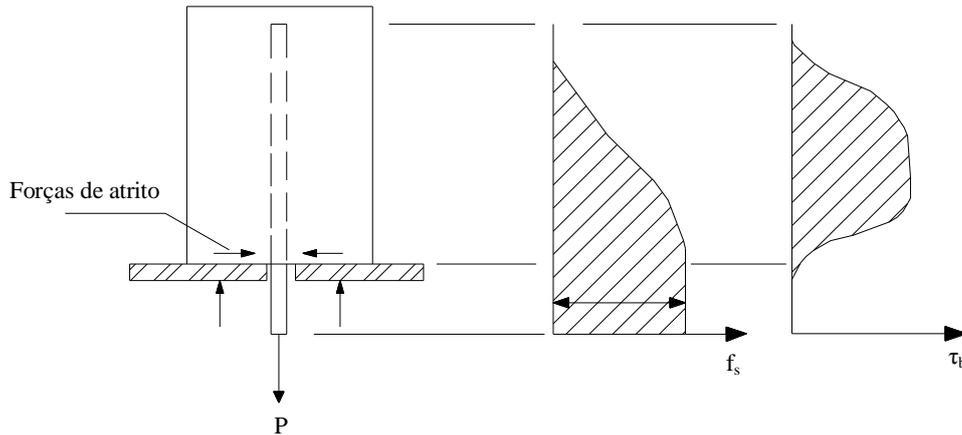
Figura 2.2 – Tensões em um prisma fissurado carregado axialmente (Adaptado de MACGREGOR, 1992).

2.2.3 – Arrancamento

De acordo com MacGregor (1992), o ensaio de arrancamento padrão tem sido o mais utilizado no estudo da aderência desde antes da década de 50, como apresenta a Figura 2.3, pois fornece bons resultados quando se quer avaliar parâmetros distintos que influenciam na aderência. É um ensaio de simples execução, fornece uma leitura direta da tensão de aderência.

Não apresenta resultados representativos para elementos de concreto armado, como por exemplo, as vigas, pois tem o inconveniente do concreto ficar comprimido, não havendo

fissuração. Existe também um confinamento da armadura devido ao cobrimento exagerado de concreto, onde há um impedimento da expansão transversal do corpo de prova, devido ao atrito com a placa de apoio da máquina de ensaio.



Sendo: P = força de tração; A = área de aço; f_s = tensão no aço; τ_b = tensão de aderência.

Figura 2.3 – Tensões no ensaio de arrancamento (Adaptado de MACGREGOR, 1992).

2.3 – CAUSAS DAS TENSÕES DE ADERÊNCIA EM ESTRUTURAS

Segundo Leonhardt e Mönning (1977), sempre que ocorre variação de tensões em um determinado trecho das barras de aço, surgem tensões de aderência nas peças estruturais de concreto armado. São consideradas causas das variações de tensões os seguintes fatores:

- As ações externas, que alteram as tensões de compressão e tração nas barras de aço;
- As fissuras, que geram nas regiões de descontinuidade um acréscimo de tensões na armadura, resultando em altas concentrações de tensões de aderência;
- A retração do concreto, que ocasiona tensões de compressão nas barras e tensões de tração no concreto, devido à presença das barras de aço, que impede a deformação.

A Figura 2.4 apresenta o modelo de Fusco (1995), que considerou apenas duas fissuras A e B. São mobilizadas as tensões de aderência nos trechos AA' e BB' e, no trecho A'B' a tensão de tração no concreto é constante. Assim, o autor propõe mobilizar as tensões de aderência nos trechos A'B', aumentando a tensão de tração do concreto, com a formação de uma terceira fissura C, como apresenta a Figura 2.5.

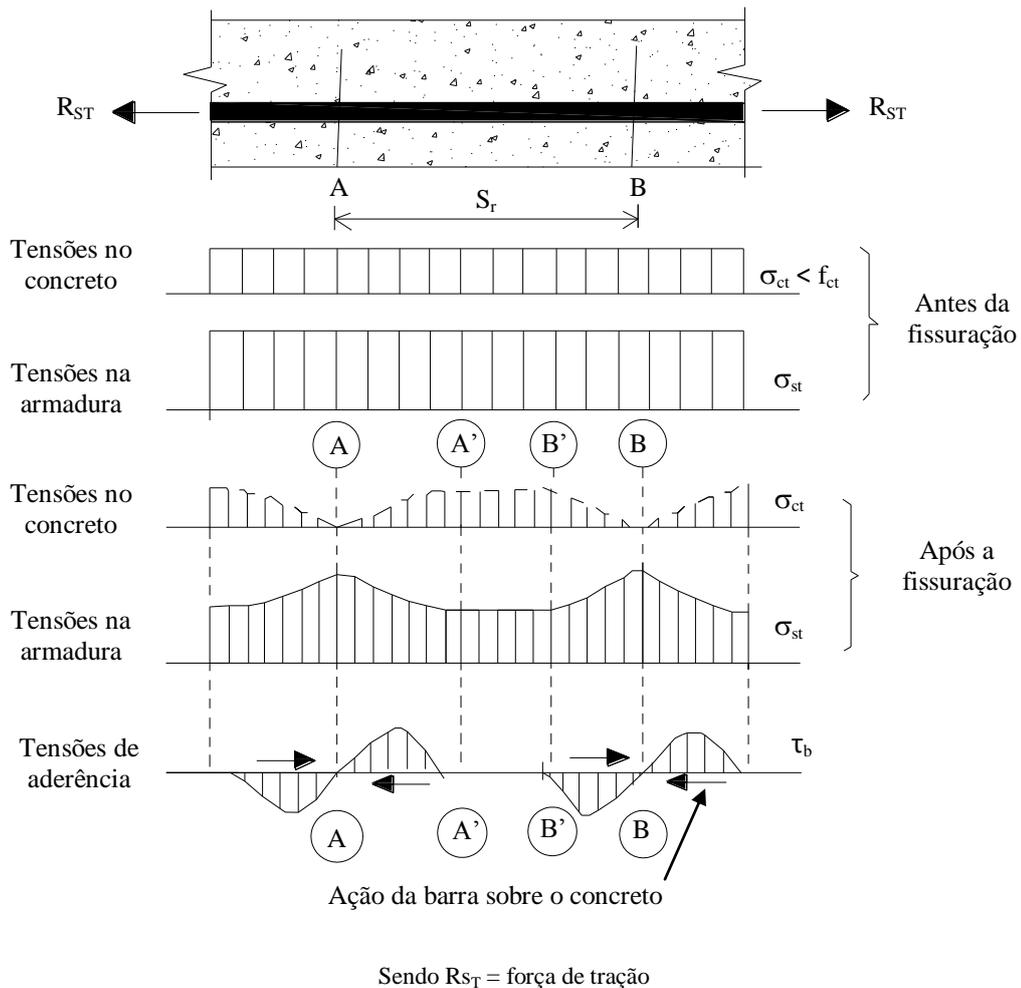


Figura 2.4 – Fissuração por tração (Adaptado de FUSCO, 1995).

Com a presença da fissura C, a tensão de tração do concreto dependerá da capacidade de transferência de tensões da armadura para o concreto. Quando as tensões de aderência mobilizadas no trecho AD e DC não forem suficientes para que a tensão de tração do concreto atinja o limite de ruptura, não haverá uma nova fissura entre A e C, tornando-se estável.

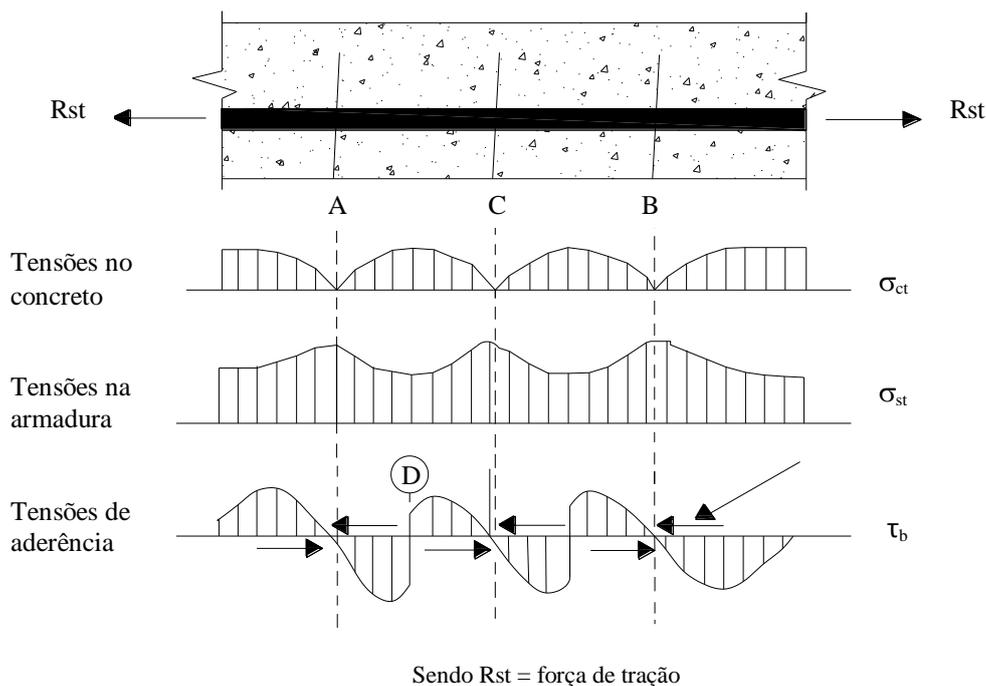


Figura 2.5 – Fissuração estabilizada (Adaptado de FUSCO, 1995).

2.4 – MODOS DE RUPTURA DA ADERÊNCIA

Segundo Dumêt (2003) dentre os diversos tipos de modos de ruptura causados pela perda de aderência, destacam-se a ruptura por arrancamento e a ruptura por fendilhamento, que são influenciados por diversos fatores como, por exemplo, o tipo de armadura, a conformação superficial, o diâmetro da barra, a distância entre as barras, o cobrimento do concreto, a presença de armadura de confinamento, entre outros.

De acordo com Al-jahdali, Wafa, e Shihata (1994), podem ocorrer quatro modos de ruptura em um ensaio de arrancamento sem adição de fibras ou armadura de confinamento, que são:

- Ruptura por arrancamento, que consiste no escorregamento da barra de aço, onde o cobrimento do concreto adjacente à barra promove um confinamento adequado, evitando o fendilhamento. Este tipo de ruptura é caracterizado como dúctil.

- Ruptura por fendilhamento, que consiste na ruptura do prisma de concreto adjacente à barra de aço. Este tipo de ruptura é caracterizado como frágil, pois ocorre uma fissuração intensa na direção transversal e longitudinal, como consequência do aumento das tensões que superam a capacidade resistente da peça.
- Ruptura por tração, que ocorre na extremidade da barra de aço envolvida pelo prisma de concreto, resultante da formação de fissuras perpendiculares a direção de aplicação da carga.
- Ruptura do aço, que ocorre quando a aderência entre os dois materiais excede o limite de escoamento do aço e, caracteriza-se pelo escoamento da barra de aço antes de atingir a capacidade resistente entre o aço e o concreto.

2.5 – FATORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO DA ADERÊNCIA

São considerados fatores que influenciam o comportamento da aderência àqueles relativos ao comportamento local da aderência, que é controlado pelas condições básicas de aderência, como a posição de concretagem e, os fatores relacionados à resposta global, que é influenciado por aspectos relacionados ao confinamento, como o arranjo das barras ancoradas e o arranjo da armadura transversal (CEB-FIP MC-1990, 1991).

2.5.1 – Efeitos das Características do Concreto

A tensão de aderência atua como uma força cortante, sendo aumentada com a tensão de tração ou de compressão do concreto. A condição de aderência será resultante da menor das resistências, cortante, tração ou compressão, a que for excedida primeira. Assim, podem-se considerar três tipos de falhas de aderência relacionadas à resistência do concreto, segundo Tepfers (1982):

1. Falha na resistência ao cisalhamento: se a resistência ao cisalhamento, que é baixa, vir a falhar, poderá romper em todo o perímetro da barra e, esta poderá ser arrancada.
2. Falha pelo fendilhamento do concreto de cobertura: se a resistência ao cisalhamento é tamanha quanto à tensão de tração principal, que excede a resistência à tração do concreto poderá aparecer fissuras transversais à tensão de tração principal, sendo a força de aderência irradiada para fora do perímetro da barra. Estas forças podem ser resistidas pelo concreto ao redor, se as falhas forem imediatamente contidas. Este tipo de aderência é considerado a falha mais comum em estruturas de concreto com barras nervuradas. Estas conclusões foram observadas nos trabalhos de Goto (1971), Lutz e Gergely (1967) e em Rehm (1961).
3. Fissuras ao longo da nervura da barra: se o fendilhamento é resistido pelo concreto circunvizinho, a falha de aderência pode ocorrer como ruptura do concreto por força cortante ao redor da nervura da barra, sendo considerada a máxima tensão de aderência possível, e segundo Tepfers (1982), pode ser estudada em ensaios de arrancamento em curtos comprimentos de aderência, iguais a três vezes o diâmetro do aço ($= 3\varnothing$).

Ribeiro (1985) comenta que, para concretos de menor resistência, a ruptura da aderência se dá por arrancamento da barra. No caso de concretos de maior resistência, geralmente a ruptura se dá por fendilhamento. A resistência à compressão do concreto é importante para suportar as tensões concentradas geradas nas nervuras. Constata-se que quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior a resistência de aderência na interface aço-concreto.

Yenlici e Özturan (2000) realizaram ensaios de arrancamento excêntrico cujo objetivo era investigar o efeito na resistência de aderência da resistência à compressão do concreto f_c (variado entre 60 e 90 MPa), os resultados indicaram que a resistência de aderência aumenta com incremento da resistência à compressão do concreto.

Gjorv, Monteiro e Mehta (1990) estudaram a tensão de aderência utilizando o ensaio de arrancamento (*ASTM C 234*), em concretos com resistências à compressão de 35 MPa, 42 MPa, 63 MPa e 84 MPa e constataram que, a resistência ao deslizamento aumenta com o

acrécimo da resistência à compressão, sendo linear em relação a resistência do concreto, como verifica-se na Figura 2.6.

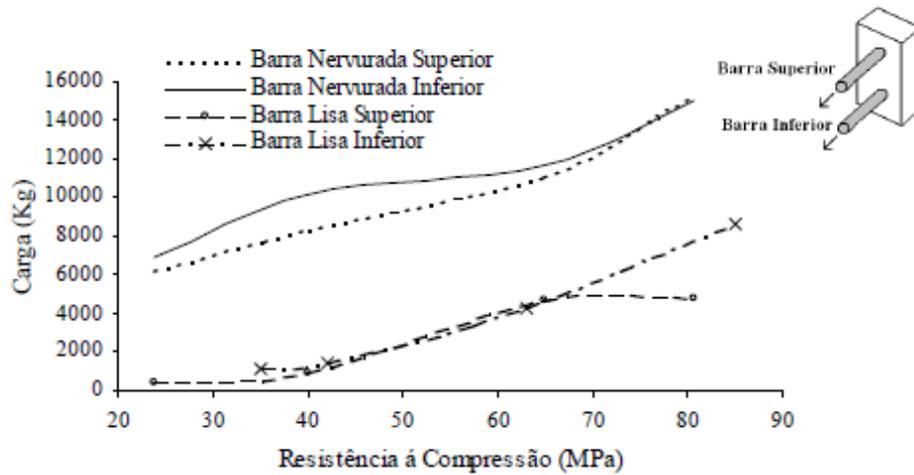


Figura 2.6 – Força de arrancamento da barra versus resistência à compressão do concreto (GJØRV, MONTEIRO E MEHTA, 1990).

Soroushian *et al.* (1991) investigaram os efeitos da resistência à compressão do concreto, no comportamento da aderência local de barras nervuradas nas uniões dos elementos de concreto armado. A resistência de aderência, que correspondente ao valor máximo da curva tensão de aderência *versus* deslizamento, aumentou com o crescimento da resistência à compressão, como indica a Figura 2.7.

Esfahani e Rangan (1998a) ensaiaram corpos-de-prova com pequenos comprimentos de aderência, com o objetivo de estudar o comportamento entre a razão do cobrimento do concreto pelo diâmetro da barra (C/d_b) sob a resistência do concreto (f_c) e, observaram que, para um valor da relação C/d_b , a tensão de aderência (u) foi maior para os blocos de arrancamento, com valores maiores da resistência à compressão (f_c), como indica a Figura 2.8. Se considerar o valor de f_c constante na figura, verifica-se que com o incremento da relação C/d_b , ocorreu um aumento na tensão de aderência.

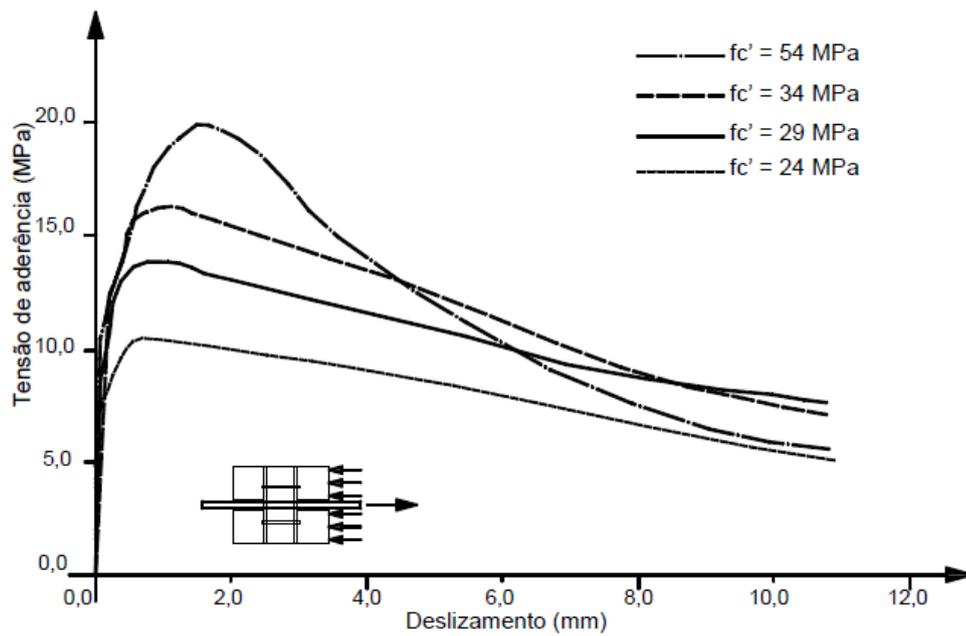


Figura 2.7 – Influência da resistência à compressão na tensão de aderência *versus* deslizamento (SOROUSHIAN *et al.*, 1991).

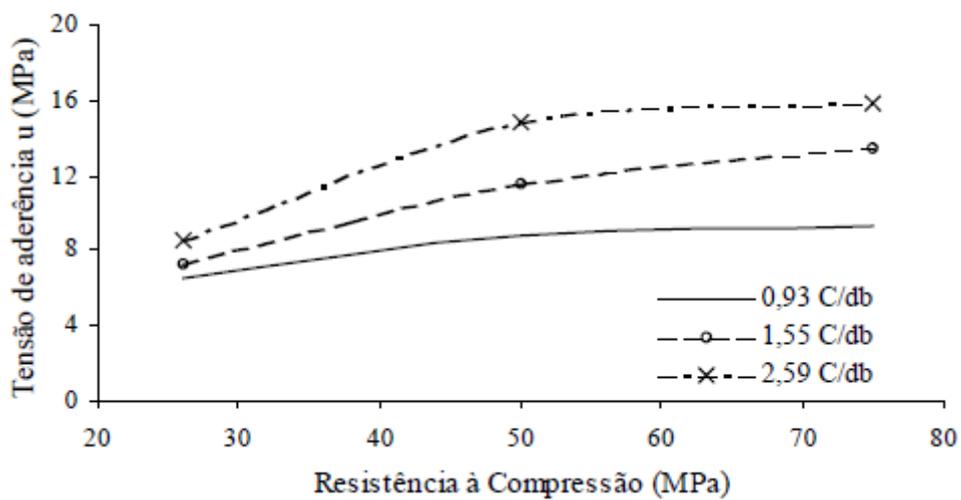


Figura 2.8 – Tensão de aderência *versus* resistência à compressão (ESFAHANI e RANGAN, 1998a).

Rossi (2002) analisou a influência da resistência à compressão sobre o método RILEM/CEB/FIP RC 5 (1983), que estima a aderência em vigas articuladas com alta taxa

de armadura de confinamento. Verifica-se na Tabela 2.1 que, os valores médios da tensão de aderência aumentam com o aumento da resistência.

Tabela 2.1 – Tensão média de aderência em função da resistência à compressão do concreto (ROSSI, 2002).

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

A resistência à compressão do concreto é importante para suportar as tensões concentradas geradas nas nervuras e, a resistência à tração do concreto limita sua resistência à compressão num campo multi-dimensional de tensão. Se inicialmente a ruptura foi causada pelo início das fissuras de cisalhamento nos consolos de concreto, a resistência de aderência é proporcional à f_{cm}^x , com x variando entre 0,5 e 1,0 (DUCATTI, 1993).

De acordo com Reynolds e Beeby (1982), o movimento da barra é resistido pela estrutura compressiva do concreto agindo sobre as nervuras, sendo equilibrado por um arco de tração pelo concreto circunvizinho o outro lado final desta estrutura. Assim, a ruptura ocorre quando o arco de tração excede a capacidade de tração do concreto, concluindo que a tensão de aderência é proporcional à resistência à tração do concreto, que pode ser considerada proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão do concreto. Porém, a proporcionalidade à raiz quadrada não representa o comportamento para concretos de alto desempenho, segundo Ducatti (2001).

Segundo o CEB 151 (1982), o adensamento do concreto influencia tanto a resistência de aderência quanto a resistência à compressão. O adensamento pode se tornar crítico para a aderência, pois as zonas de ancoragem são pontos com elevada porcentagem de armadura,

dificultando a concretagem e, como consequência, o surgimento de um maior número de vazios.

Brettmann, Darwin e Donahey (1986) mostraram que, os resultados apontaram um melhor desempenho de aderência de concretos de grande abatimento, com e sem a utilização de aditivos plastificantes, quando vibrados com os devidos cuidados, a vibração pode colaborar para o adensamento e melhorar da zona de transição.

As barras concretadas na posição vertical do fundo da forma apresentam um melhor comportamento quando comparadas com as barras concretadas na posição horizontal no topo da forma, pois as barras inferiores situam-se no local mais acentuado do adensamento, onde é menor a existência de argamassa porosa na metade inferior das barras (RIBEIRO, 1985).

As barras concretadas na posição horizontal ou na posição vertical e solicitada no mesmo sentido da concretagem apresentam menor resistência ao arrancamento que as barras concretadas na posição vertical e solicitada em sentido oposto à concretagem (CEB 151, 1982).

A orientação do lançamento de concreto pode influenciar a aderência, pois durante a concretagem, tendem a surgir pequenas diferenças no teor de agregados graúdos e na relação a/c, devido à deposição dos materiais mais pesados e exsudação da água (Caetano, 2008).

Conforme os resultados de Ducatti (1993), a orientação do lançamento do concreto afeta o comportamento de aderência tanto de concretos convencionais como de concretos de alta resistência, sendo menos acentuada nos concretos de maior resistência devido à baixa exsudação e retração plástica.

2.5.2 – Efeitos das Características da Armadura

Segundo Caetano (2008), a análise da influência do diâmetro da barra na aderência é dificultada pelo fato de barras de diferentes diâmetros apresentarem diferenças na forma e distribuição de nervuras.

De acordo com Fusco (1995), barras com maiores diâmetros estão menos propícias ao arrancamento e mais susceptíveis a ruptura por fendilhamento, devido às tensões radiais de tração nas nervuras das barras, onde iniciam as microfissuras que se estende até a face externa do concreto, como ilustra a Figura 2.9.

O ACI COMMITTEE 408 (1991) não considera o diâmetro da barra na tensão de aderência, desde que o comprimento de ancoragem e o cobrimento do concreto sejam proporcionais ao diâmetro da barra. Entretanto, alguns estudos indicam que quanto menor o diâmetro da barra pode-se obter uma maior tensão de aderência última.

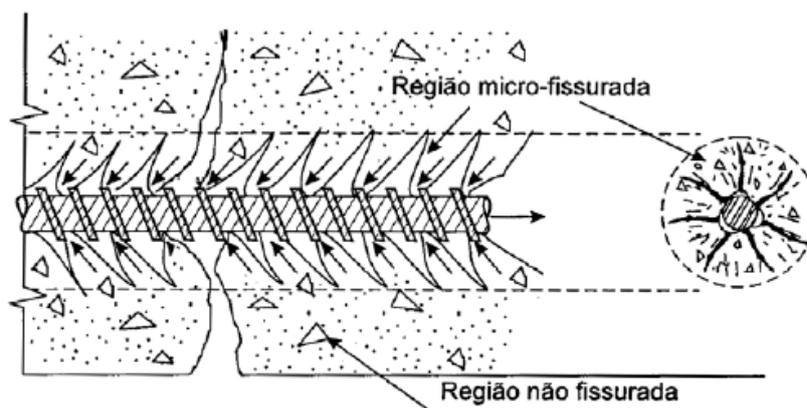


Figura 2.9 – Fissuras e forças ao redor da barra (FUSCO, 1995).

Soroushian e Choi (1989) estudaram a tensão de aderência para barras de diferentes diâmetros e verificaram que, com o aumento do diâmetro ocorre uma redução da tensão máxima de aderência, como pode ser observado na Figura 2.10. Na região pré-pico da

curva, as tensões de aderência tendem a ser maior quanto menor for o diâmetro da barra, sendo essa tendência menos significativa na região pós-pico, onde ocorrem grandes deformações. Segundo os autores, a redução da aderência causada pelo aumento do diâmetro da barra é devida uma maior quantidade de material poroso na interface concreto-aço, onde o diâmetro, aliado à maior dimensão das nervuras, retêm mais água de amassamento na face inferior da barra, causando uma exsudação interna.

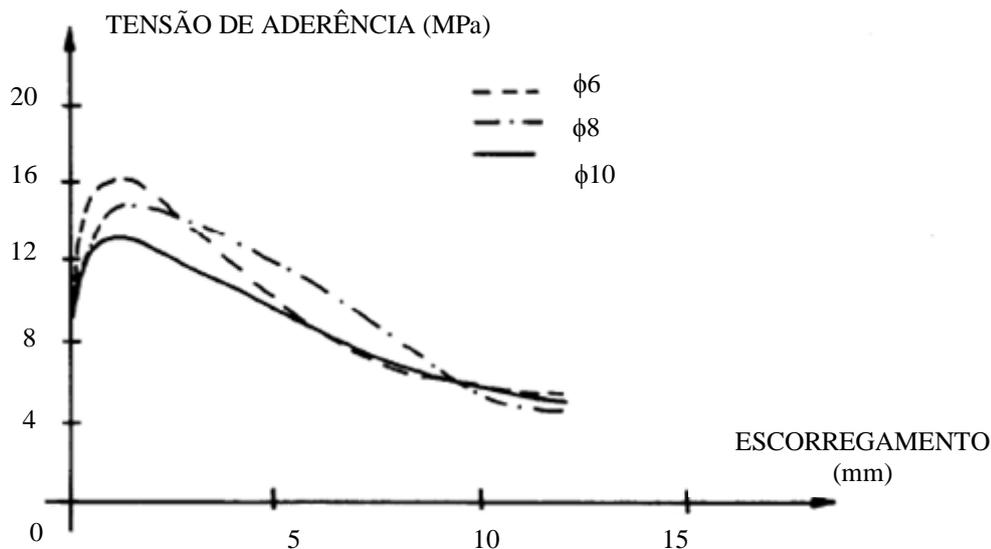


Figura 2.10 – Tensão de aderência *versus* deslizamento para barras de aço de diferentes diâmetros (Soroushian e Choi, 1989).

Yerlici e Özturan (2000) investigaram o efeito na resistência de aderência do diâmetro da barra longitudinal, que variou entre 12 mm e 26 mm, por meio de ensaios de arrancamento excêntrico e, concluíram que a resistência de aderência diminuiu com o aumento do diâmetro da barra longitudinal.

Ducatti (1993) estudou a tensão de aderência utilizando o ensaio de arrancamento das quatro barras para concretos convencionais e de alto desempenho. Os autores observaram que, para ambos os concretos, houve um decréscimo na tensão de aderência com o aumento do diâmetro, como mostra a Figura 2.11.

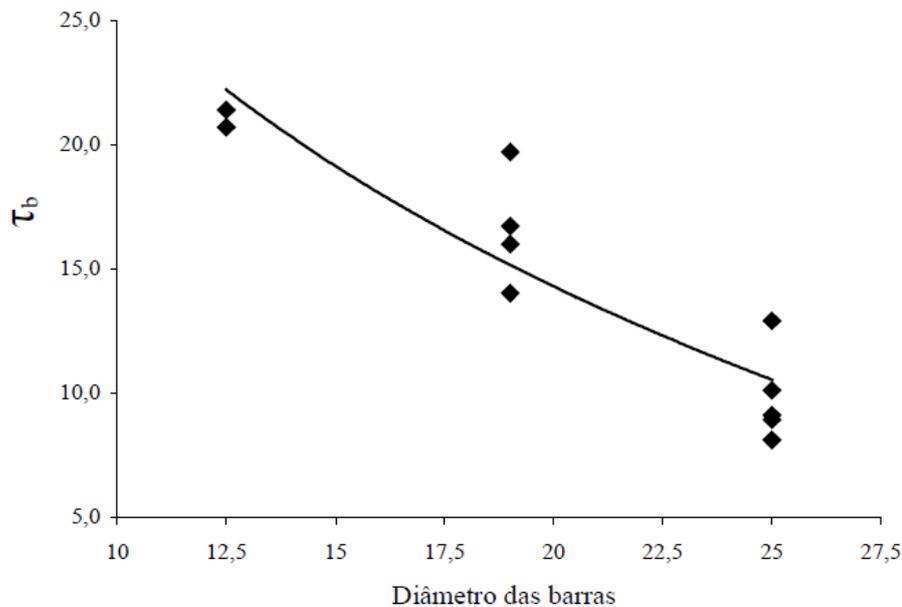


Figura 2.11 – Influência do diâmetro da barra na tensão de aderência (DUCATTI, 1993).

O trabalho de De Larrard, Schaller e Fuchs (1993) mostrou que o efeito do diâmetro da barra de aço (10 mm, 16 mm e 25 mm) sobre a tensão de aderência pode estar relacionado com a resistência à compressão do concreto, pois as tensões de aderência reduziram com o aumento do diâmetro da barra, sendo mais significativa esta redução em concreto de alto desempenho quando comparada com concretos convencionais, como mostra a Figura 2.12, onde se verifica que o efeito do diâmetro foi enfatizado com o uso do concreto de alto desempenho, sendo que o ganho obtido foi de 80% com a barra de 10 mm e 25% para a barra de 25 mm. Os autores concluíram que este aumento da tensão de aderência que ocorre com a redução do diâmetro da barra está relacionado à retração autógena do concreto.

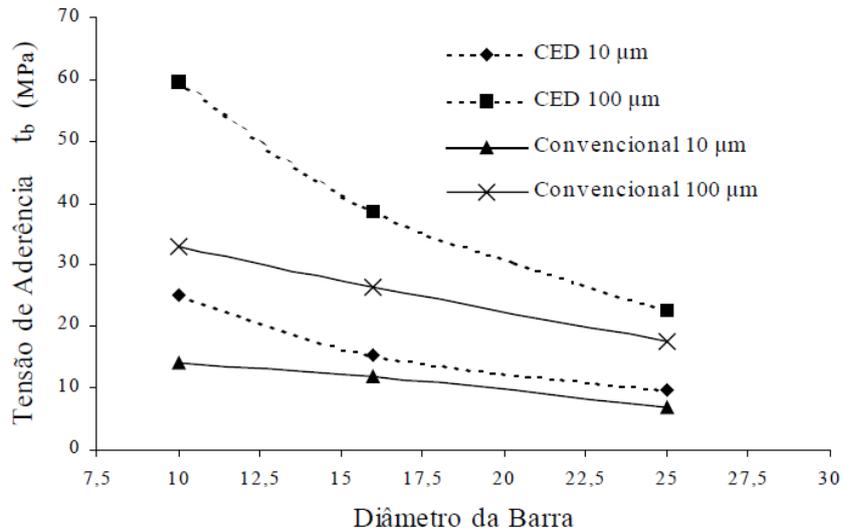


Figura 2.12 – Tensões de aderência versus diâmetro da barra (DE LARRARD, SCHALLER e FUCHS, 1993).

Ichinose *et al.* (2004) investigaram a influência sobre a tensão de aderência entre as barras deformadas e o concreto utilizando ensaios de arrancamento. Os resultados experimentais mostraram que quanto maior o grau de confinamento, sendo obtido introduzindo armadura transversal ou por meio do incremento do cobrimento, menor é a interferência do diâmetro do aço na tensão última de aderência.

Segundo Barbosa (2001), algumas barras possuem nervuras e saliências provenientes do seu processo de laminação que melhoram a resistência de aderência. As nervuras são elementos descontínuos de ligação que, devido a seu grande número e seu pequeno afastamento relativo, asseguram uma ligação entre o aço e o concreto mais efetiva e confiável, funcionando como se houvesse uma ligação contínua de características melhoradas (FUSCO, 1976).

O valor da resistência de aderência mecânica em barras nervuradas depende da forma e da inclinação das nervuras, da altura (a) e da distância livre entre elas (c_0). A superfície relativa (fR) é definida pela razão entre a superfície das nervuras (FR), que é a área de contato dos consolos de concreto sobre as nervuras, e a superfície lateral FM do cilindro de concreto a ser “cortado” para liberar a barra ao deslizamento e, fornece uma medida de

comparação utilizável para barras de perfis diferentes, conforme apresentado na Figura 2.13 (REHM, 1969).

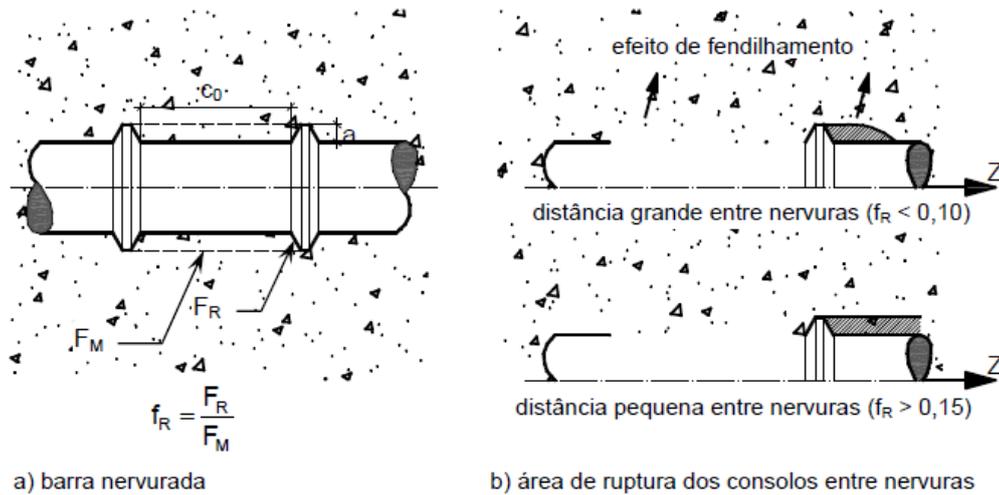


Figura 2.13 – Áreas possíveis de ruptura dos consolos de concreto entre nervuras (REHM, 1969).

Leonhardt e Mönnig (1977) enfatizam que nervuras transversais com inclinação de 60° em relação ao eixo das barras são mais favoráveis que nervuras perpendiculares. Os autores ressaltam que as nervuras oblíquas não devem estar ligadas às nervuras longitudinais, devendo terminar antes destas, em toda a seção transversal.

Hamad (1995a) analisou diferentes configurações geométricas das nervuras, como mostra na Figura 2.14, utilizando ensaios de arrancamento excêntrico e, ensaios de viga, variando o espaçamento entre nervuras, sendo a distância de eixo a eixo, entre 35 e 60% do valor do diâmetro, a altura de nervura, variou num intervalo de 5 a 12,5% do diâmetro e, a inclinação da face da nervura foi variada em um intervalo de 30° a 90° .

O autor observou que a variação das características das barras influenciou mais os resultados obtidos em ensaios de arrancamento excêntrico do que em ensaios de viga. Conseguiu o melhor desempenho de aderência para ambos os ensaios, sendo a angulação da face da nervura igual a 60° , o espaçamento de 50% e altura da nervura de 10% do

diâmetro da barra. Comparando 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%), verificou-se que é possível obter um incremento na capacidade de aderência de 45%, nos ensaios de arrancamento, e de 26%, nos ensaios de viga.

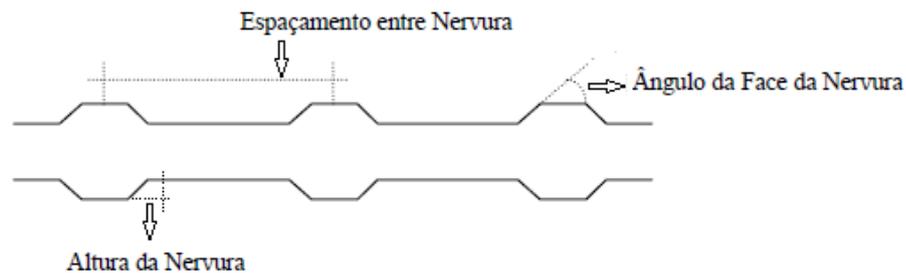


Figura 2.14 – Parâmetros empregados no estudo de Hamad (1995a).

O trabalho de Soretz e Hölzenbein (1979) mostrou que o aumento da altura das nervuras, diminui a flexibilidade em barras nervuradas, ou seja, a capacidade de dobramento. Os autores consideram uma boa flexibilidade quando o ângulo de inclinação das nervuras em relação ao eixo das barras fica entre 55° e 65° .

Lutz e Gergeley (1967) analisaram a influencia do ângulo da nervura, em relação ao eixo longitudinal da barra de aço e 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. Para ângulos inferiores a 30° esta movimentação não é impedida, sendo favorecida a falha por deslizamento., não ocorrendo a ruptura do concreto, porém muda o comportamento da curva tensão-deslizamento, como indica a Figura 2.15.

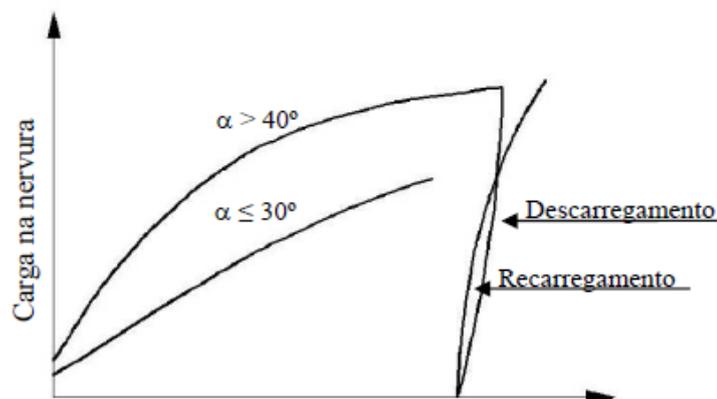


Figura 2.15 – Curvas carga *versus* deslizamento de barras com angulações de nervuras variadas (Lutz e Gergeley, 1967).

De acordo com Lorentz e Holzenbein (1979) *apud* Caetano (2008), a angulação das nervuras em relação ao eixo da barra deve ser menor que 55° , e sugerem a não utilização de angulações em torno de 90° , justificando que grandes inclinações reduzem a flexibilidade das barras mais rapidamente do que colaboram para o ganho de desempenho de aderência.

Segundo o CEB 118 (1979), a oxidação na barra de aço ocasiona um aumento na resistência de aderência. As barras lisas contaminadas com desmoldantes praticamente não apresentam resistência de aderência, de acordo com o CEB 151 (1982). Este assunto será mais discutido no item 2.8.

Kemp e Wilhelm (1979) investigaram a aderência para barras com condições de superfície oxidadas ao ar, lubrificadas, com rugosidade obtida artificialmente, oxidadas na água salgada e, concluiu que o comportamento da aderência foi praticamente o mesmo, com exceção das barras com rugosidade obtida artificialmente, que apresentaram as maiores resistência de aderência.

Para evitar uma ruptura por fendilhamento torna-se essencial a utilização de valores adequados do cobrimento da armadura e do espaçamento entre suas barras, que estão associadas ao confinamento do concreto. Segundo o Bulletin n. 10 (FIB, 2000), para

admitir uma ruptura por arrancamento adota-se um cobrimento do concreto em torno de três vezes o diâmetro da barra, para peças sem armadura transversal suficiente, ou sem pressão transversal proveniente de reações de apoio ou cargas externas, para concreto convencional ou de alto desempenho.

Orangun, Jirsa e Breen (1977) estudaram a relação cobrimento *versus* fissuração e concluiu 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, conforme ilustra a Figura 2.16. Assim, importa somente o raio que produz a menor área no entorno da barra em termos de possibilidade de ruptura, a falha ocorrerá através do cobrimento até a superfície livre, se o cobrimento do concreto for menor do que metade do espaçamento entre barras e, quando o cobrimento for maior que a metade do espaçamento entre barras, a situação propicia a formação de fissuras horizontais conectando as barras.

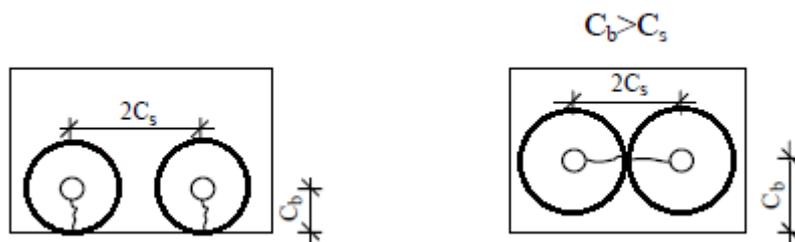


Figura 2.16 – Demarcação da região resistente do concreto em relação ao cobrimento e espaçamento das barras (ORANGUN, JIRSA e BREEN, 1977).

Segundo Eligehausen, Popov e Bertero (1983), a eficácia da armadura de confinamento depende do tipo, quantidade e posição em relação à barra ancorada e, do modo de ruptura. A influência dessa armadura é maior quando ela cruza as fissuras por fendilhamento, evitando suas aberturas.

A armadura de confinamento pode ser constituída por barras retas, espirais ou estribos e, segundo os autores, sua influência não é muito significativa quando ocorre ruptura por arrancamento, na resistência última de aderência e na resistência de aderência residual.

A ação de forças de compressão transversal sobre a barra aumenta a rigidez de aderência, majorando a capacidade última de resistência ao arrancamento da armadura e, diminuindo o deslizamento para determinado carregamento. O confinamento é aumentado até certo limite pela tensão última de aderência e a partir desse ponto, não tem mais nenhum efeito o grau de confinamento (UNTRAUER e HENRY, 1965).

A pressão transversal pode resultar da retração do concreto ou do confinamento exercido pela armadura ou pelo concreto que, resulta no aumento da resistência de aderência por atrito e, retardam a ruptura por fendilhamento, por meio da compensação dos esforços circunferenciais de tração, provenientes da ligação entre o aço e concreto.

Em relação ao comprimento do trecho aderente, deve-se 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, como indica a Figura 2.17, onde apenas um trecho da barra e do concreto, próximos ao ponto de aplicação da carga, estão sendo mais solicitados no início do carregamento (Caetano, 2008).

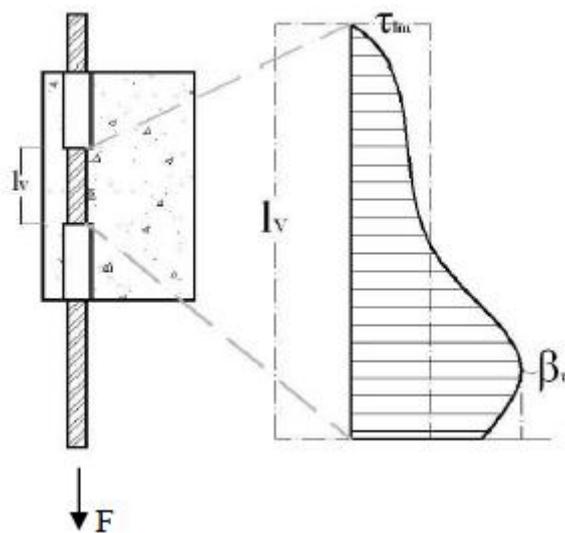


Figura 2.17 – Distribuição de tensões de aderência (CAETANO, 2008).

O trabalho de Clarck e Johnston (1983) demonstrou que, ao utilizarem esquemas de ensaios variados, não foram registradas significativas variações na tensão de aderência com o aumento do comprimento aderente, evidenciando que a capacidade de aderência não sofre grande influência com o comprimento de ancoragem.

Rossi (2002) investigou comprimentos aderentes de 3 a 10 vezes diâmetros da barra e concluiu que o nível de deslizamento e a resistência à compressão do concreto podem influenciar na relação da tensão de aderência frente a diferentes comprimentos aderentes.

Segundo Lahnert, Houde e Gerstle (1986), o aumento do comprimento aderente reduziu a tensão de aderência, avaliando o valor médio da aderência, que efetivamente cai com o aumento do comprimento. Os autores justificam que os trechos mais distantes do ponto de aplicação da carga estão sujeitos a tensões menores.

2.6 – ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA TENSÃO DE ADERÊNCIA

São apresentados alguns ensaios de aderência que buscam estimar os valores da resistência de aderência e deslocamento relativo da barra em relação do concreto e, verificar a influência de alguns fatores no comportamento da aderência, como a resistência à compressão do concreto, o diâmetro da barra e o sentido do carregamento.

2.6.1 – Ensaio de Arrancamento (*Pull-Out Test*)

O ensaio de arrancamento consiste em determinar a resistência de aderência pela extração de uma barra, posicionada no centro de um prisma de concreto colocado sobre apoios, em uma máquina de ensaio.

São consideradas vantagens deste ensaio o baixo custo de execução, a simplicidade do prisma, a possibilidade de se isolarem variáveis que influenciam a aderência e, a possibilidade de uma visualização do comprimento mínimo de ancoragem (BARBOSA *et al.*, 2000).

A Figura 2.18 apresenta os prismas para ensaio de arrancamento e as respectivas variações da tensão de aderência ao longo do comprimento. O prisma apresentado na Figura 2.17-a é inadequado, por causa do impedimento à deformação transversal da placa de apoio e, em virtude da compressão por efeito de arco, que resulta em uma compressão transversal sobre a barra, provocando aderência adicional por atrito. Considerando trechos sem aderência, essas influências nos prismas b e c são diminuídas, Rehm utilizou o corpo de prova b para obter valores de aderência para um elemento de comprimento $dx = \phi$, resultando em uma pequena pressão transversal, devido à força de tração ser muito pequena no referido pequeno comprimento de aderência (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).

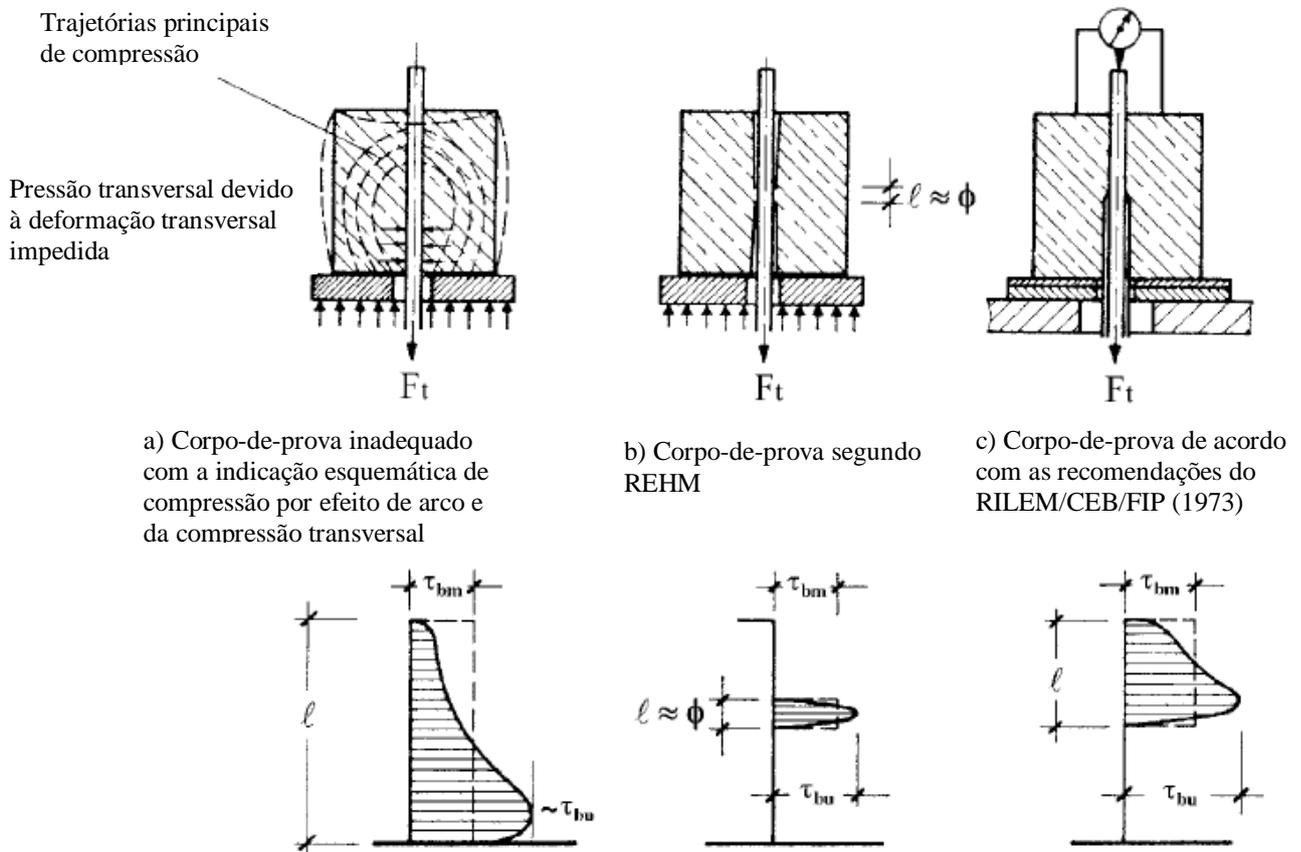


Figura 2.18 – Prismas para o ensaio de arrancamento (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977).

2.6.1.1 – Ensaio de Arrancamento RILEM-FIP-CEB (1973)

A Figura 2.19 mostra que as duas extremidades da barra são projetadas para fora do prisma de concreto, sendo que em um dos extremos a barra é tracionada e, no outro extremo são medidos os deslocamentos relativos entre a barra e o prisma de concreto.

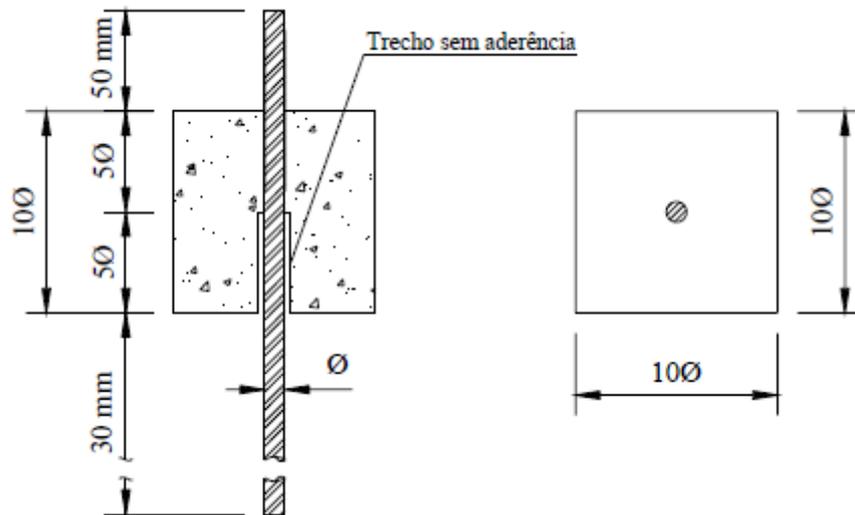


Figura 2.19 – Corpo de prova para o ensaio de arrancamento, (RILEM-FIP-CEB, 1973).

Durante a concretagem, o corpo de prova é moldado com a barra na posição horizontal, utiliza-se um vibrador de imersão e após três dias pode-se realizar a desmoldagem. É utilizado para resistências do concreto entre 27 MPa e 33 MPa.

A Equação 2.1 calcula a velocidade de aplicação da força (v_p), que deve ser determinada para cada diâmetro ensaiado, em unidade de kgf/s.

$$v_p = 5\phi^2 \quad \text{Equação (2.1)}$$

Sendo:

ϕ = diâmetro da barra, em cm.

A Rilem RC6 (1983) considera a seção transversal dos corpos de prova igual a 200 mm, para barras com diâmetro nominal igual ou inferior a 20 mm, sendo este procedimento o adotado para o programa experimental da presente tese.

2.6.1.2 – Ensaio de arrancamento ASTM C-234 (1991)

São confeccionados dois tipos de corpos de prova para a realização deste ensaio: o primeiro consiste em uma barra de aço embutida verticalmente no prisma e, o segundo, possui barras embutidas horizontalmente.

A Figura 2.20 ilustra o corpo de prova para o ensaio com a barra posicionada verticalmente ao longo do eixo central, com dimensões de 150 mm para cada lado. O comprimento da barra da extremidade superior deve ser suficiente para fixar nas garras da máquina de ensaio.

A Figura 2.21 ilustra o segundo corpo de prova, com dimensões de 150 mm de lado e altura de 300 mm. São concretadas as duas barras perpendicularmente ao eixo da altura do prisma. Em relação à base do prisma as barras devem ter alturas de 75 mm e 225 mm, respectivamente. O comprimento das barras deve ser suficiente para posicionar nas garras da máquina.

Devem fazer ranhuras com, no mínimo, 13 mm de profundidade, em cada uma das faces opostas do prisma, paralela aos eixos das barras e na metade da altura, com o objetivo de facilitar a divisão do prisma em dois cubos através da fissura por flexão que passa pelo plano de enfraquecimento. A velocidade de aplicação da força não pode ser superior a 20 kN/min ou pode-se controlar o deslocamento em 1,3 mm/min.

De acordo com Ducatti (1993), este método não fornece valores de aderência para fins estruturais, sendo adaptável ao uso em pesquisa, justificando que as dimensões e os tipos de aço não são as variáveis mais importantes.

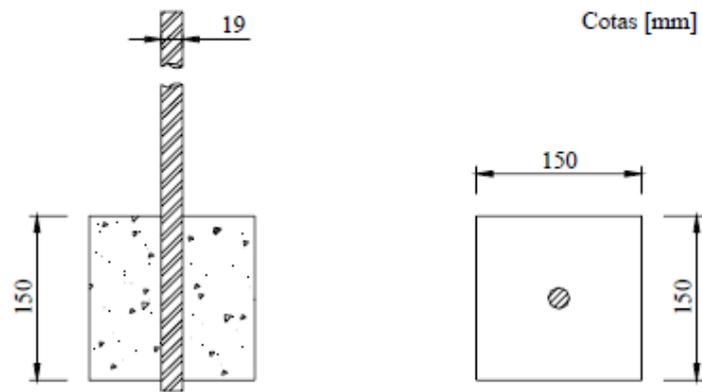


Figura 2.20 - Modelo ASTM C-234 com barra vertical.

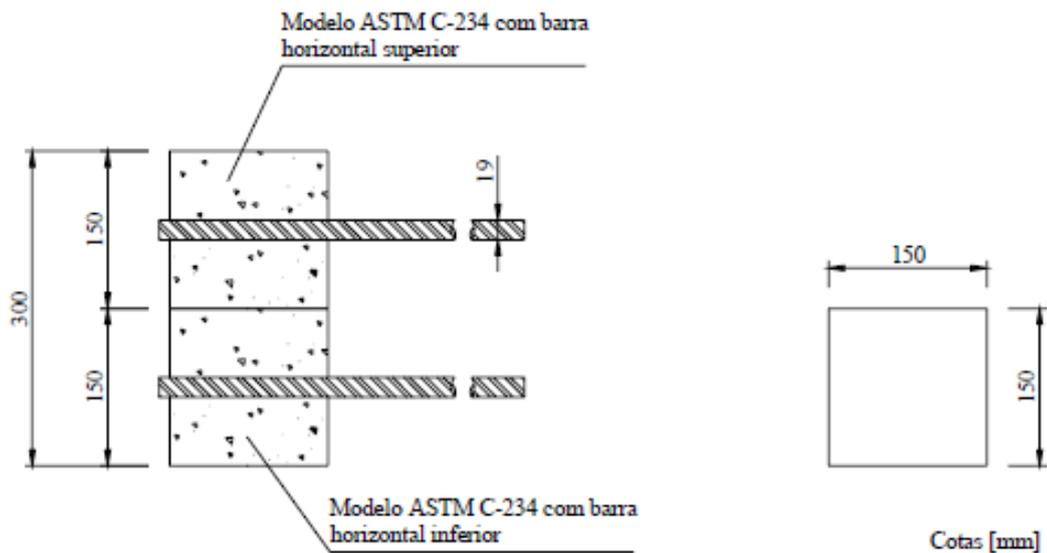


Figura 2.21 - Modelo ASTM C-234 (1991) com barras horizontais.

2.6.1.3 – Ensaio de Arrancamento Segundo REHM (1961)

A Figura 2.22 apresenta o corpo de prova de arrancamento utilizado por Rehm (1961), que consiste em um cubo de concreto com uma barra posicionada no centro, possuindo dois trechos sem aderência, nas extremidades do prisma, sendo o valor do comprimento de aderência uma vez o diâmetro da barra.

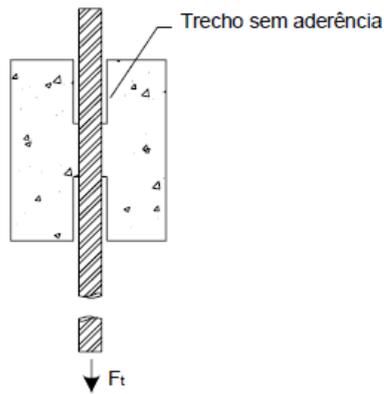


Figura 2.22 – Corpo de Prova para o ensaio de arrancamento (REHM, 1961).

2.6.2 – Ensaio de Duplo Arrancamento

O modelo utilizado neste ensaio é formado por dois corpos de prova de arrancamento, ligados por dois tirantes, como apresenta a Figura 2.23.

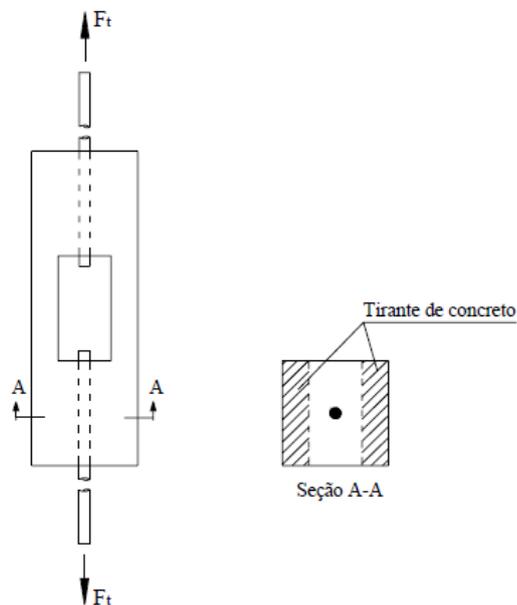


Figura 2.23 – Ensaio de duplo arrancamento (Laranjeiras, 1976).

Laranjeiras (1976) considera as seguintes vantagens quando comparadas com o ensaio de arrancamento padrão:

- Pelo arrancamento simultâneo de duas barras, permite diminuir a dispersão dos resultados, obtendo uma melhor instrumentação e controle das leituras durante o ensaio;
- A eliminação das pressões laterais sobre a barra, existentes nos ensaios de arrancamento, oferecendo condições mais desfavoráveis à ação da carga repetida;
- Maior simplicidade no sistema de ensaio, por dispensar o dispositivo necessário para sustentar o corpo de prova do ensaio de arrancamento.

A proposta básica deste ensaio com barras múltiplas é simular a aderência em um campo de tensões de tração, procurando eliminar os efeitos do uso da chapa para conter o deslocamento do bloco de concreto, apresentado como desvantagem a dificuldade na determinação do deslizamento, pois ambas as extremidades acabam ficando sob carregamento.

2.6.3 – Ensaio de Arrancamento com Quatro Barras

A Figura 2.24 ilustra o corpo de prova utilizado no ensaio com quatro barras, que consiste em uma emenda por traspasse, ligando três barras a uma barra central, envolvidas por um cilindro de concreto. O ensaio consiste no esforço de tração exercido na barra central, onde o cilindro de concreto é mantido imóvel pela força reativa exercida pelas três barras dispostas segundo um triângulo, evitando-se compressão no concreto e atrito com a placa de apoio (BARBOSA, 2001).

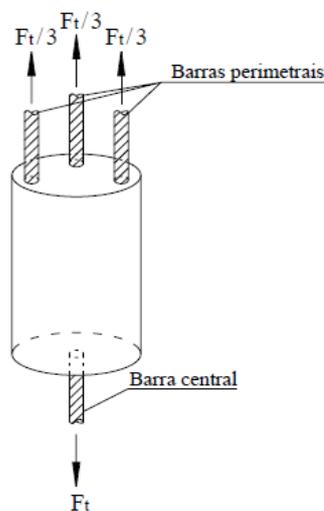


Figura 2.24 – Ensaio de arrancamento com quatro barras (BARBOSA, 2001).

2.6.4 – Ensaio de Arrancamento com Anel Circunferencial

Segundo França (2004), o ensaio de arrancamento com anel circunferencial consiste na extração de uma barra de aço concretada no interior do corpo de prova, que é envolvido por um anel metálico que envolve o comprimento mergulhado, sendo instrumentado com *strain gages*, como ilustra a Figura 2.25.

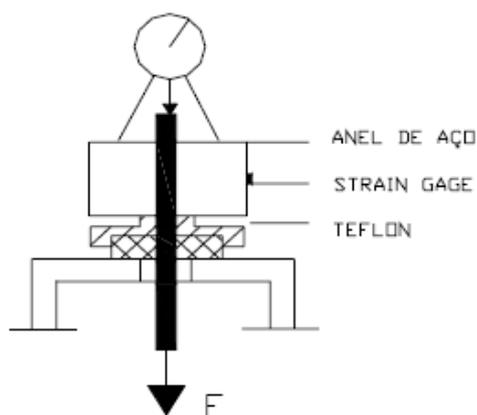


Figura 2.25 – Ensaio de arrancamento com anel circunferencial (França, 2004).

Este ensaio permite a medição direta da componente de fendilhamento e das forças de aderência, bem como a determinação das deformações, o escorregamento e a tração em um dos extremos da barra.

2.6.5 – Ensaio de Viga (*Beam Test*)

O ensaio de viga consiste em dois blocos paralelepípedicos de concreto armado, ligados na parte superior por uma rótula metálica e, na parte inferior por barras, que serão testadas a aderência.

A RILEM RC 5 (1983), prescreve o ensaio Tipo A, que devem ser ensaiadas barras de aço entre 10 mm e 16 mm e, o Tipo B, para o ensaio de barras de aço entre 16 e 31 mm, como ilustras as Figuras 2.26 e 2.27.

São aplicadas duas forças iguais e simétricas em relação à rótula, onde são medidos os deslocamentos de cada extremidade livre das barras após cada incremento de força por um LVDT.

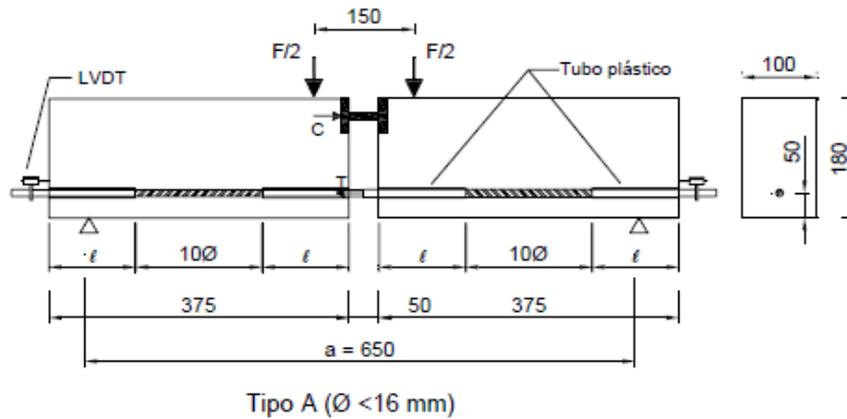


Figura 2.26 – Ensaio de viga tipo A (RILEM RC 5, 1983).

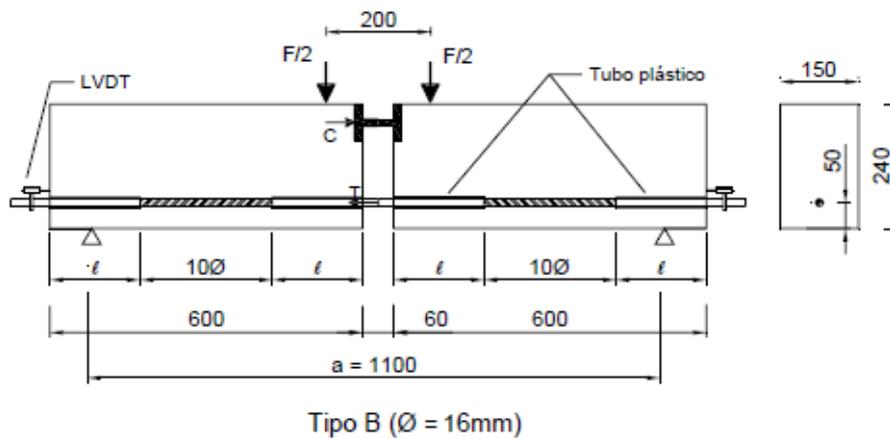
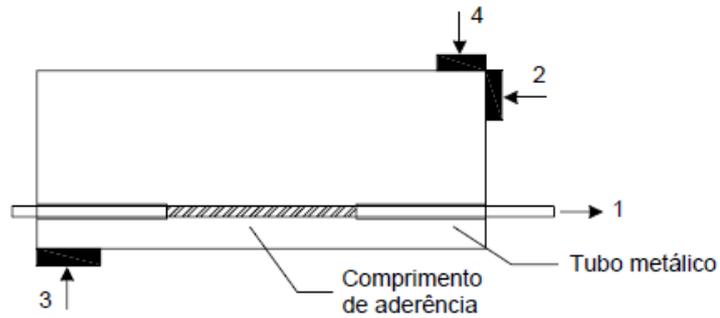


Figura 2.27 – Ensaio de viga tipo B (RILEM RC 5, 1983).

2.6.6 – Ensaio de Extremo de Viga (*Beam-End Test*)

A Figura 2.28 apresenta o corpo de prova utilizado no ensaio de extremo de viga, que consiste em uma barra tracionada na parte inferior, sendo a reação aplicada na parte superior, que simula a zona de compressão na viga e, o momento é equilibrado por um par

de forças que simulam a reação de apoio e a força cortante que será transmitida pelo concreto (FRANÇA, 2004).



- (1) força de tração na barra;
- (2) placa de reação que simula azona de compressão na viga;
- (3) placa de reação de apoio;
- (4) placa de reação que simula a força cortante que seria transmitida pelo concreto.

Figura 2.28 – Ensaio de extremidade de viga (Adaptado de FRANÇA, 2004).

2.6.7 – Ensaio de Tirantes

O ensaio de tirantes reproduz satisfatoriamente as condições reais da parte tracionada das vigas. Podem ser utilizados tirantes prismáticos ou cilíndricos, como ilustra a Figura 2.29.

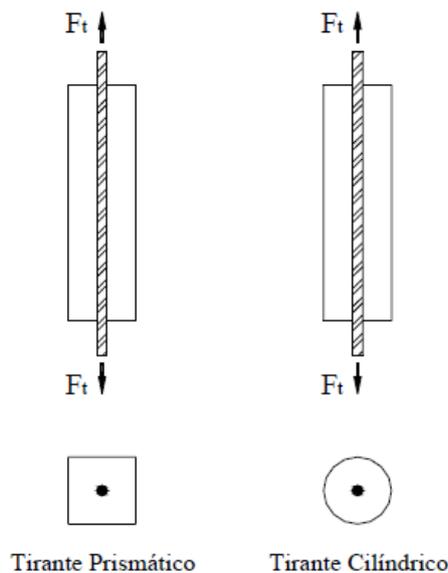


Figura 2.29 – Modelos de corpos de prova de tirantes (BARBOSA, 1998).

O ensaio consiste em aplicar duas forças opostas de tração em cada extremidade da barra. Barbosa (1998) verifica que o ensaio de tirante permite a visualização das fissuras pelo espaçamento mínimo, médio e máximo das mesmas ao longo do ensaio e, do total de fissuras que efetivamente são formadas.

A NBR 7477 (ABNT, 1982) define que deve ser utilizado tirante de seção transversal quadrada, com as características determinadas pela Equação 2.2.

$$d = \sqrt{\pi\phi\left(\frac{\phi}{4} + 7\right)} \quad \text{Equação (2.2)}$$

Onde:

d = lado do tirante.

ϕ = diâmetro nominal da barra.

Os tirantes devem ser posicionados ao sistema de carregamento por meio das garras livres às extremidades das barras. A carga deve ser aplicada até atingir 80% da carga de escoamento da barra presente no ensaio. Após, mede-se as distâncias entre as fissuras, presentes nas quatro faces do tirante.

Devem ser ensaiados nove tirantes por diâmetro do aço, para calcular o coeficiente de conformação superficial apresentado na Equação 2.3.

$$\eta = \frac{2,25 \cdot d}{\Delta l_{\text{médio}}} \quad \text{Equação (2.3)}$$

Onde:

η = coeficiente de conformação superficial.

d = lado da seção do tirante.

$\Delta l_{\text{médio}}$ = média da distância média entre fissuras, considerando as quatro faces dos nove tirantes, para cada diâmetro ensaiado.

2.7 – CRITÉRIOS PARA ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA

O Rilem-Ceb-Fip (1983) adota para o cálculo da resistência média de aderência a fórmula da Equação 2.4, que consiste na média das resistências de aderência obtidas para os deslizamentos de 0,01 mm ($\tau_{0,01}$), 0,1 mm ($\tau_{0,1}$) e 1,0 mm ($\tau_{1,0}$). Se o deslizamento máximo é menor que 1,0 mm no cálculo de τ_m , a tensão última deverá ser empregada no lugar de $\tau_{1,0}$.

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_{1,0}}{3} \quad \text{Equação (2.4)}$$

Onde:

τ_m = resistência média de aderência.

O Rilem-Ceb-Fip (1983) considera o valor de cálculo para utilização no dimensionamento de estruturas em concreto armado o valor referente ao deslizamento de 0,1 mm e, os valores para as resistências média e última de aderência devem satisfazer as condições apresentadas pelas Equações 2.5 e 2.6, respectivamente.

$$\tau_m \geq 8,0 - 0,12.\phi \quad \text{Equação (2.5)}$$

$$\tau_u \geq 13,0 - 0,19.\phi \quad \text{Equação (2.6)}$$

Onde:

τ_m = resistência média de aderência.

τ_u = resistência última de aderência.

ϕ = diâmetro da barra de aço.

O CEB-FIP 195/197 (1990) propõe um modelo para determinação da tensão de aderência, baseado em equações que apresentam relações entre a resistência de aderência e o deslizamento da barra, como ilustra a Figura 2.30.

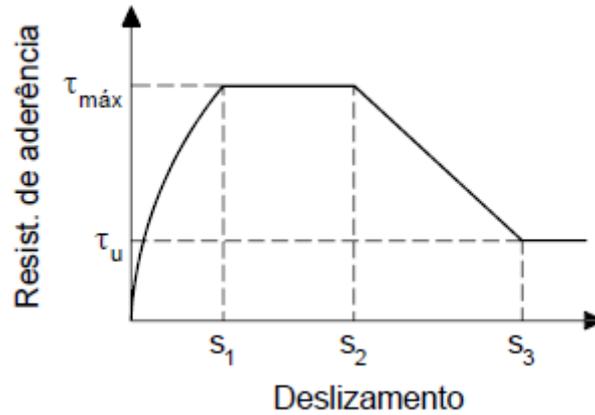


Figura 2.30 – Resistência de aderência *versus* deslizamento (CEB-FIP MC 1990, 1991).

A fase de fissuração inicial da matriz, no qual o concreto é esmagado pelas nervuras, é representada pelo trecho entre 0 e S1 (curva ascendente). A reta horizontal, entre o trecho S1 e S2 representa um estágio mais avançado do esmagamento e do corte do concreto entre as nervuras. A reta descendente, entre o trecho S2 e S3 representa a redução da aderência, consequência do fendilhamento ao longo da barra. O trecho S3 (reta horizontal) faz referência à capacidade resistente residual da aderência, garantida por armadura transversal mínima (CEB-FIP, 1990).

As Equações 2.7 a 2.10 levam em consideração o deslocamento relativo e possibilitam determinar as tensões de aderência entre o concreto e a armadura, segundo o CEB-FIP 195/197 (1990) e, A Tabela 2.2 apresenta os parâmetros especificados para as referidas equações.

$$\tau = \tau_{máx} \left(\frac{S}{S_1} \right)^\alpha \quad \text{Para } 0 \leq S \leq S_1 \quad \text{Equação (2.7)}$$

$$\tau = \tau_{máx} \quad \text{Para } S_1 < S \leq S_2 \quad \text{Equação (2.8)}$$

$$\tau = \tau_{máx} - (\tau_{máx} - \tau_u) \cdot \left(\frac{S - S_2}{S_3 - S_2} \right) \quad \text{Para } S_2 < S \leq S_3 \quad \text{Equação (2.9)}$$

$$\tau = \tau_u \quad \text{Para } S_3 < S \quad \text{Equação (2.10)}$$

Onde:

S = deslizamentos.

τ = tensão de aderência.

$\tau_{\text{máx}}$ = tensão máxima de aderência.

τ_u = tensão de fissuração.

Tabela 2.2 – Parâmetros para definição da relação tensão de aderência *versus* deslizamento em barras nervuradas (CEB-FIP 195/197, 1990).

	Concreto não confinado		Concreto confinado	
	Condições de aderência			
	Boa aderência	Demais situações	Boa aderência	Demais situações
S_1	0,60 mm	0,60 mm	1,00 mm	1,00 mm
S_2	0,60 mm	0,60 mm	3,00 mm	3,00 mm
S_3	1,00 mm	2,50 mm	Espaço entre as nervuras	
α	0,4	0,4	0,4	0,4
$\tau_{\text{máx}}$	$2,00.f_{ck}^{1/2}$	$1,00.f_{ck}^{1/2}$	$2,50.f_{ck}^{1/2}$	$1,25.f_{ck}^{1/2}$
τ_u	$0,15.\tau_{\text{máx}}$	$0,15.\tau_{\text{máx}}$	$0,40.\tau_{\text{máx}}$	$0,40.\tau_{\text{máx}}$

A NBR 6118 (ABNT, 2003) estima que o valor da tensão de aderência deva ser calculado utilizando a Equação 2.11. Esta norma aplica-se a concretos com resistência característica à compressão até 50 MPa.

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad \text{Equação (2.11)}$$

Sendo:

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

$\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas.

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

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

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

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

$\eta_3 = \frac{132 - \phi}{100}$, para $\phi > 32$ mm.

f_{ctd} = resistência à tração do concreto.

A resistência à tração do concreto pode ser calculada utilizando a Equação 2.12.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad \text{Equação (2.12)}$$

Onde:

$f_{ctk,inf}$ = resistência à tração característica do concreto inferior.

$\gamma_c = 1,4$.

O limite inferior da resistência característica à tração do concreto pode ser calculado pela Equação 2.13.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad \text{Equação (2.13)}$$

Onde:

$f_{ct,m}$ = valor médio da resistência à tração, que é dado pela Equação 2.14.

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{Equação (2.14)}$$

Onde:

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, aos 28 dias.

A NBR 6118 (ABNT, 2003) considera situação de boa aderência os trechos das barras que estejam em uma das posições:

- Inclinação maior que 45° sobre a horizontal;
- Horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal, desde que:
 - Localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou junta de concretagem mais próxima, para elementos estruturais com altura < 60 cm.
 - Localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima, para elementos estruturais com altura > 60 cm.

O CEB-FIP MC 1990 (1999) calcula a tensão de aderência entre o concreto e a armadura como mostrado na Equação 2.15. Este código aplica-se a concretos com resistência característica à compressão de até 80 MPa.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad \text{Equação (2.15)}$$

Sendo os parâmetros η_1 , η_2 e η_3 iguais aos especificados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e, o f_{ctd} , que é resistência média à compressão é calculada pela Equação 2.16.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,5} \quad \text{Equação (2.16)}$$

Onde:

$f_{ctk,inf}$ = resistência à tração característica do concreto inferior, que pode ser obtida pelas Equações 2.17 ou 2.18. .

$$f_{ctk,inf} = 0,95 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Equação (2.17)}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,68 \cdot f_{ctm} \quad \text{Equação (2.18)}$$

Onde:

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto.

f_{ctm} = resistência média à tração direta do concreto, que pode ser obtida aplicando a Equação 2.19.

$$f_{ctm} = 1,4 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{Equação (2.19)}$$

De acordo com o CEB-FIP MC 1990 (1999), a influência da posição da barra durante a concretagem é considerada através da definição de regiões favoráveis ou desfavoráveis em relação à aderência. São considerados os trechos das barras que estejam em uma das seguintes posições em condição de boa aderência:

- Inclinação entre 45° e 90° com a horizontal;
- Inclinação inferior a 45° com a horizontal, desde que estejam até 25 cm da face inferior do elemento estrutural ou no mínimo a 30 cm abaixo da face superior.

O EUROCODE 2 (1992) considera que, para as condições de boa aderência, os valores de cálculo para a resistência de aderência são apresentados na Tabela 2.3, que são resultantes da aplicação da Equação 2.20, para barras lisas e, da Equação 2.21, para barras de alta aderência. Nas situações de má aderência, os valores da resistência de aderência devem ser multiplicados pelo coeficiente 0,7. Aplicam-se estas recomendações para concretos com resistência característica à compressão até 50 MPa.

Tabela 2.3 – Valores de cálculo da resistência de aderência para boas condições de aderência.

	f_{bd} (MPa)									
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	
Barras lisas	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	
Barras de alta aderência	1,6	2	2,3	2,7	3	3,4	3,7	4	4,3	
Considerando: $\gamma_c = 1,5$										

$$f_{bd} = \frac{0,36 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad \text{Equação (2.20)}$$

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad \text{Equação (2.21)}$$

Onde:

γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto igual a 1,5;

$f_{ctk,inf}$ = resistência à tração característica inferior do concreto, determinada conforme exposto pelo CEB FIP MC 90 (1991).

O EUROCODE 2 (1992) faz as mesmas considerações que o CEB FIP MC 90 (1991) para as situações de boa aderência .

Os trabalhos de Orangun, Jirsa, e Breen (1977), Kemp (1986), Chapman e Shah (1987), Harajli (1994) e Al-jahdali, Wafa, e Shihata (1994) consideram a relação entre o cobrimento e o diâmetro do aço e, a relação entre o diâmetro do aço e o comprimento de ancoragem e, a resistência característica do concreto, conforme indicam as Equações 2.22 a 2.26, respectivamente. O principal objetivo destes trabalhos foi caracterizar em uma equação, o valor mais próximo da influência dos cobrimentos, comprimentos de ancoragem e da resistência à compressão do concreto no cálculo da tensão de aderência. Kemp (1986) utilizou o comprimento aderente de 1 metro.

Orangun, Jirsa, e Breen (1977):

$$\tau = \left(1,22 + 3,23 \cdot \left(\frac{c}{\phi} \right) + 53 \left(\frac{\phi}{l_d} \right) \right) \sqrt{f_c} \quad (\text{Psi}) \quad \text{Equação (2.22)}$$

Kemp (1986):

$$\tau = 232,2 + 2,716 \left(\frac{c}{\phi} \right) \sqrt{f_c} \quad (\text{Psi}) \quad \text{Equação (2.23)}$$

Chapman e Shah (1987):

$$\tau = \left(3,5 + 3,4 \left(\frac{c}{\phi} \right) + 57 \left(\frac{\phi}{l_d} \right) \right) \sqrt{f_c} \quad (\text{Psi}) \quad \text{Equação (2.24)}$$

Harajli (1994):

$$\tau = \left(1,2 + 3 \left(\frac{c}{\phi} \right) + 57 \left(\frac{\phi}{l_d} \right) \right) \sqrt{f_c} \quad (\text{Psi}) \quad \text{Equação (2.25)}$$

Al-jahdali, Wafa, e Shihata (1994):

$$\tau = \left(-0,879 + 0,324 \left(\frac{c}{\phi} \right) + 5,79 \left(\frac{\phi}{l_d} \right) \right) \sqrt{f_c} \quad (\text{S.I.}) \quad \text{Equação (2.26)}$$

Onde:

c = cobrimento do aço.

ϕ = diâmetro do aço.

l_d = comprimento de ancoragem (trecho aderente).

f_c = resistência a compressão do concreto.

2.8 – EFEITO DA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO ARMADO POR CORROSÃO NA ADERÊNCIA AÇO CONCRETO

2.8.1 – Mecanismos Básicos da Corrosão do aço

Alanis, Berardo e Alvarez (1990) definem a corrosão como um processo espontâneo pelo qual a maioria dos metais em contato com o meio ambiente apresenta a tendência de voltar ao estado de minério (óxido, sais) em que são encontrados na natureza.

Gemelli (2001) define corrosão como sendo uma reação de interface em que ocorrem reações de oxidação e de redução entre o metal e um agente oxidante, conforme apresentado na Figura 2.31.



Figura 2.31 – Reação de corrosão (GEMELLI, 2001).

A Figura 2.32 mostra o processo global de uma reação de corrosão que, em meio úmido, pode ser composta de duas reações parciais, a reação parcial de oxidação (reação parcial anódica) e, a reação parcial de redução (reação parcial catódica), que permitem a transferência de elétrons da região anódica para a região catódica. A reação química transfere cargas na interface material/solução, que consiste na transmissão de cargas entre um condutor eletrônico (eletrodo), e um condutor iônico (eletrólito), formando uma reação eletroquímica, como representa a Figura 2.32.

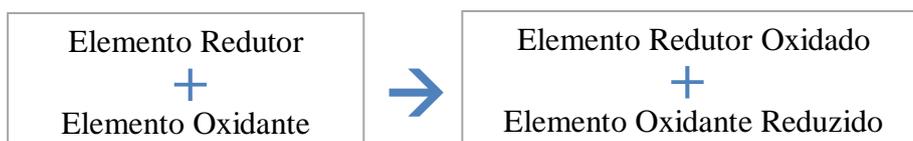


Figura 2.32 – Reação eletroquímica (GEMELLI, 2001).

A corrosão pode ser classificada em química e eletroquímica, segundo o ambiente e a natureza do processo. Wexler e Wolyneec (1976) *apud* Helene (1986) definem a corrosão química como o ataque resultante de uma reação entre um gás e o metal, ocasionando a formação de uma película uniforme de óxido de ferro, sendo um processo muito lento e praticamente inócuo à temperatura ambiente, a não ser que existam gases extremamente agressivos na atmosfera.

Segundo Helene (1993), a corrosão eletroquímica ocorre em meio aquoso, sendo o resultado da formação de pilhas ou células de corrosão, com eletrólito e diferença de potencial entre os trechos da superfície do aço. A corrosão do aço no concreto é um processo eletroquímico, onde pontos de concentração são formados pela diferença de concentração de íons dissolvidos ao redor do aço (MEHTA e MONTEIRO, 1994). A Figura 2.33 mostra a formação de uma pilha eletroquímica.

Os íons Fe^{++} , com carga elétrica positiva no ânodo passam para a solução, enquanto os elétrons livres (e^-), com carga elétrica negativa, passam pelo aço para o cátodo, sendo absorvidos pelos constituintes do eletrólito, quando combinados com a água e oxigênio formam íons de hidroxila (OH^-), que se deslocam pelo eletrólito combinando-se com os íons ferrosos, formando o hidróxido férrico (ferrugem). Estas reações estão representadas pelas Equações 2.27 a 2.29, porém, segundo Wolyneec (s.d.) *apud* Cascudo (1997), as reações são mais complexas, podendo ocorrer em várias etapas sucessivas e, uma gama de óxidos/hidróxidos de ferro formam os produtos de corrosão (HELENE, 1986).



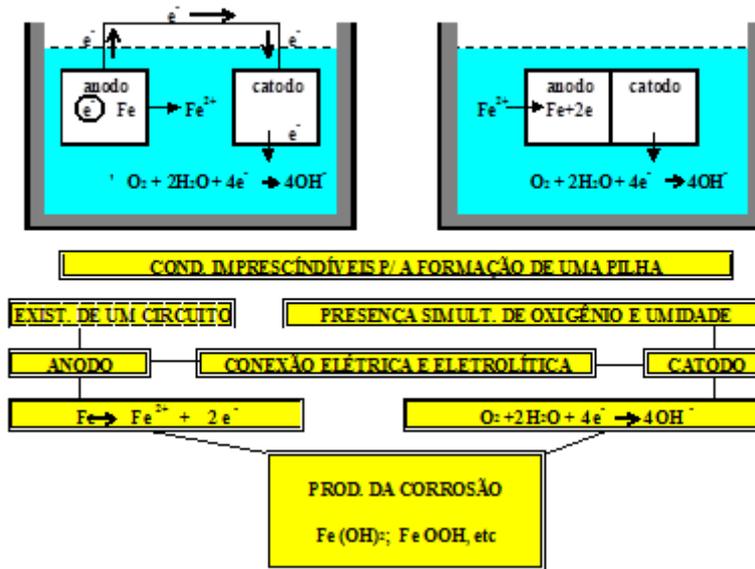


Figura 2.33 – Formação de pilha eletroquímica (ANDRADE, 1992).

Pourbaix *apud* Gentil (1996), avaliou as reações termodinamicamente possíveis em função do potencial de eletrodo (em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio) e do pH em diversos sistemas metal-solução, dentre eles, o sistema ferro-água que pode ser utilizado para o caso das armaduras no concreto, mostrado na Figura 2.34.

Por meio deste diagrama é possível constatar as condições sob as quais se podem ter corrosão, imunidade ou possibilidade de passivação. A região de imunidade corresponde à zona onde a corrosão é termodinamicamente desfavorável, ou seja, o metal é estável. Na região de passivação, são estáveis os óxidos ou hidróxidos do metal. Na região de corrosão têm-se as combinações de pH e potencial que indicam que os íons de metal ou íons complexos são as fases estáveis. As linhas tracejadas (a e b) delimitam a zona onde a água é termodinamicamente estável. Abaixo da linha (a) ocorre redução do hidrogênio, enquanto que acima da linha (b) tem-se a evolução de oxigênio (GENTIL, 1996). No estado de passivação a corrosão não é exatamente nula, mas é severamente limitada pela resistência ôhmica do filme.

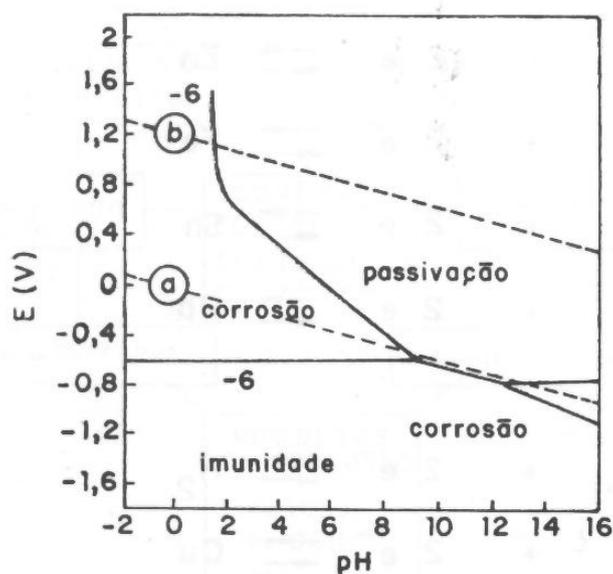


Figura 2.34 – Diagrama de Pourbaix simplificado para o sistema ferro-água a 25°C (Adaptado de GENTIL, 1996).

2.8.2 – Corrosão do Aço no Concreto

Segundo Pruckner (2001), a interação entre o aço e o concreto se dá quimicamente, pela formação de um filme protetor que envolve a armadura, de caráter passivo. Esta passividade é garantida pela presença de produtos alcalinos do cimento na solução aquosa presente no concreto. O filme composto por óxidos de ferro, aderente e bastante delgado, é formado rapidamente na superfície da armadura. A alta alcalinidade da pasta hidratada garante a passivação da armadura contra o risco de corrosão.

Conforme Andrade (1992), a corrosão pode ser classificada em generalizada e localizada, como mostra a Figura 2.35. A corrosão generalizada é caracterizada pela corrosão de toda a superfície do metal, ocorrendo principalmente, devido à carbonatação. A corrosão localizada é normalmente provocada por cloretos e sulfatos caracterizando-se pelo ataque de pequenas áreas da superfície do metal, denominada também corrosão por pite. Em estruturas protendidas a corrosão por cloretos pode levar à fragilização do aço, também chamada de corrosão sob tensão. A Figura 2.36 mostra a formação de uma pilha de corrosão em concreto armado.

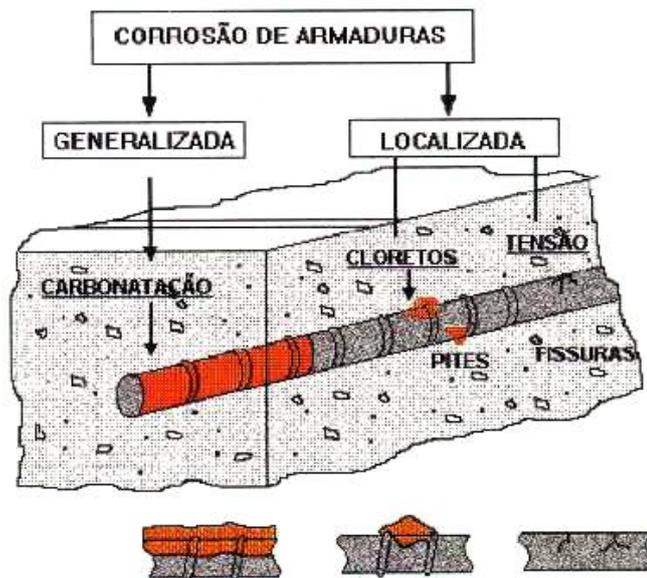


Figura 2.35 – Tipos de corrosão (ANDRADE, 1992).

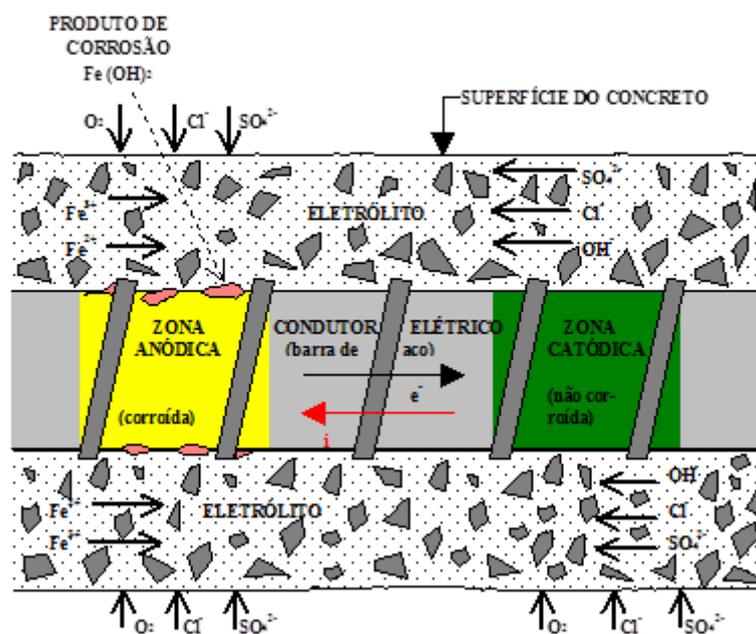


Figura 2.36 – Formação de pilha de corrosão em concreto armado (ANDRADE, 1992).

Com a carbonatação dos produtos alcalinos do cimento ocorre a diminuição da concentração desses íons e a precipitação de carbonatos, resultando em um pH na ordem de 9, sendo que a frente de carbonatação separa a zona superficial concreto da zona interna, como ilustra a Figura 2.37 (MEDEIROS E HELENE, 2001).

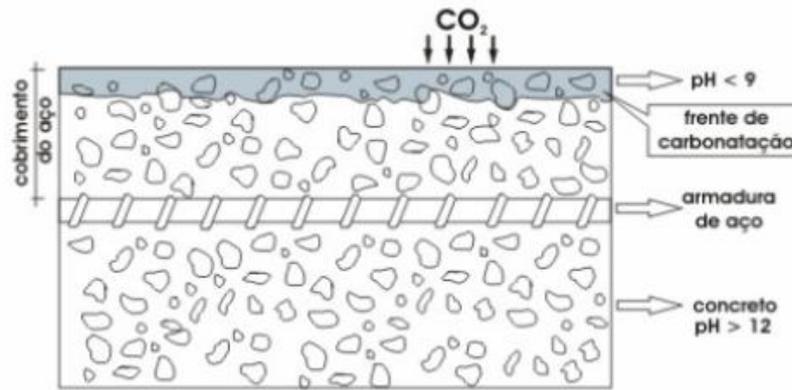


Figura 2.37 – Frente de carbonatação (MEDEIROS E HELENE, 2001).

Informações de Rosenberg *et al. apud* Cascudo (1997), destacam que a taxa de corrosão passiva do aço no concreto é equivalente à dissolução ou oxidação de cerca de 0,1 $\mu\text{m}/\text{ano}$ da superfície do aço, o que é considerada desprezível em termos de vida útil para as estruturas de concreto. Pode-se, portanto, afirmar sem receios que, enquanto a armadura estiver passivada, não haverá corrosão, posto que a película impeça o acesso de umidade, oxigênio e agentes agressivos à superfície do aço, bem como dificulta a dissolução do ferro.

A durabilidade das estruturas de concreto armado é fortemente associada à vida útil das mesmas, ou, ainda, ao seu acréscimo. Para ilustrar o conceito de vida útil, Tuutti (1982) propôs um modelo que é relacionado com o processo da corrosão das armaduras e é subdividido nas etapas de iniciação e de propagação, como mostra a Figura 2.38.

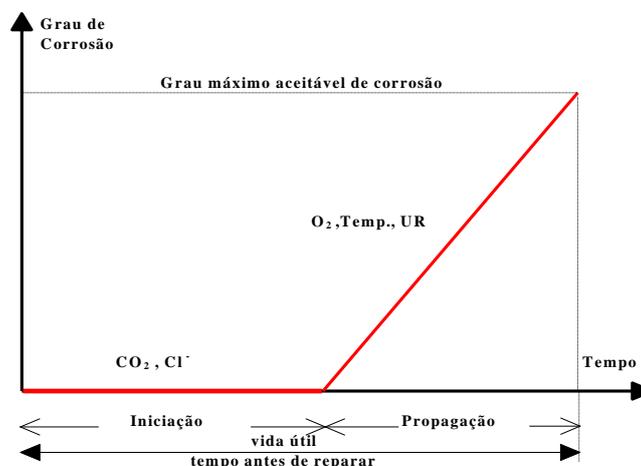


Figura 2.38 – Modelo de vida útil em função da corrosão das armaduras proposto por TUUTTI (1982).

O período de iniciação corresponde ao tempo que o agente agressivo demora a atravessar o cobrimento, alcançar a armadura e provocar a despassivação da mesma; e o período de propagação compreende a acumulação progressiva da deterioração (corrosão), até que um grau inaceitável da mesma seja alcançado (ANDRADE, 1992).

Os fatores desencadeantes deste período de iniciação são responsáveis pela destruição da película passivadora, a qual é responsável pela proteção química das armaduras no concreto e, podem-se citar como sendo estes fatores, a presença suficiente de cloretos, que podem ser provenientes tanto do ambiente externo, como terem sido inseridos dentro do concreto, a redução da alcalinidade do concreto provocada pela carbonatação, e/ou através das reações dos compostos do concreto com substâncias ácidas e águas puras (ANDRADE, 1992). A autora relaciona a carbonatação com a umidade relativa do ar, mostrando que para níveis entre 50 – 70% o processo de carbonatação é favorecido, como mostra a Figura 2.39, e comenta que essa medida de umidade relativa pode sofrer variações acentuadas ao longo do dia.

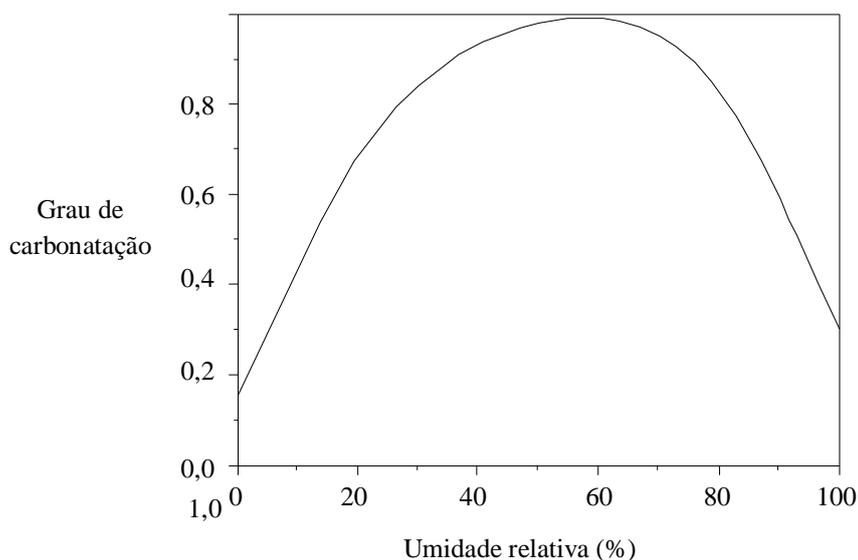


Figura 2.39 – Relação entre umidade relativa e grau de carbonatação (ANDRADE, 1992).

Ainda segundo Andrade (1992), o período de propagação é acelerado principalmente pela presença de oxigênio e conteúdo de umidade que cercam a armadura. O grau de saturação do concreto reflete diretamente a quantidade de água nos poros do concreto, sendo que o mesmo tem comportamento mais estável e relação direta com a umidade relativa do ar.

Quando a armadura é despassivada pelos agentes agressivos, dá-se início ao período de propagação segundo o modelo proposto por Tuutti. Este período termina no momento em que se chega a um limite inaceitável de corrosão (FIGUEIREDO, 1994).

2.8.3 – Corrosão por Carbonatação

Monteiro e Nepomuceno (1996) citam que a alta alcalinidade da pasta, com pH entre 12,6 e 13,5, é obtida da presença dos íons Na^+ , K^+ , Ca^{2+} e OH^- , na fase aquosa. Além dos álcalis, Mehta e Monteiro (1994) comentam que a pasta hidratada é constituída aproximadamente de 20% de cálcio sólido, tendo alcalinidade suficiente para manter o pH do sistema acima de 12.

Papadakis, Vayenas e Fardis (1991 a) dizem que a carbonatação é o principal fator de iniciação da corrosão das armaduras em áreas que têm maior concentração de CO_2 , como áreas urbanas e industriais. Biczoc (1972) afirma que a carbonatação não penetrará profundamente em um concreto bem compactado e curado, de boa qualidade.

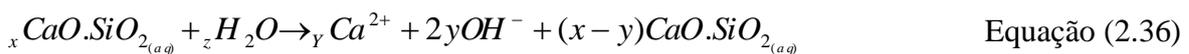
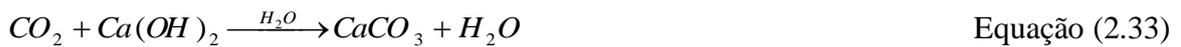
De acordo com Barbosa, Bardella e Camarini (2005), na presença de umidade, o CO_2 presente na atmosfera reage com os produtos de hidratação do cimento, formando produtos de menor alcalinidade que os compostos originais do concreto, desencadeando o fenômeno conhecido como frente de carbonatação.

O fenômeno de carbonatação é o processo químico de redução do pH de valores próximos de 12 para inferiores à 10 da fase líquida intersticial saturada de hidróxido de cálcio e outros compostos alcalinos hidratados do concreto, presentes nas suas fases líquida e sólida (VENUAT e ALEXANDRE, 1969).

As reações que são formadas no fenômeno da carbonatação são descritas a seguir. O fenômeno da carbonatação envolve diversos processos físico-químicos, que são descritos a seguir e demonstrado pelas Equações 2.28 a 2.34 (PAPADAKIS *et al.*, 1991 a; PAPADAKIS, 1999 a).

A Equação 2.30 apresenta a reação de dissolução do CO₂ na água dos poros, onde ocorre a formação e ionização do ácido carbônico, que libera o íon carbonato na segunda etapa. Ressalta-se que o íon bicarbonato é liberado na primeira etapa, mas não é considerado no processo de carbonatação.

A Equação 2.31 mostra a dissolução do Ca(OH)₂, a formação do carbonato de cálcio é mostrada na Equação 2.32 e, o processo de descalcificação do C-S-H é demonstrado pelas Equações 2.30 a 2.36 (BARBOSA *et al.*, 2005).



A velocidade e a profundidade de carbonatação dependem de fatores relacionados com o meio ambiente e com as características finais do concreto endurecido (KAZMIERCZAK,

1995). A diminuição da relação água/cimento dificulta a difusão do CO_2 no concreto, como consequência da alteração na dimensão dos poros e capilares. Para condições ambientais e de cura constantes, a qualidade da pasta, que é função da relação água/cimento e, a quantidade de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ na solução intersticial, que é função do tipo de cimento, são parâmetros que controlam a carbonatação (HELENE, 1993).

Segundo Sanjuán (1992), os concretos produzidos com qualquer tipo de cimento, que tenha uma baixa relação água/cimento com períodos de cura prolongados, adquirem boa resistência a carbonatação.

Para Neville (1997), a carbonatação do concreto é um fenômeno natural decorrente da existência de gás carbônico (CO_2) na atmosfera, em concentrações que variam da ordem de 0,03%, em ambientes rurais, a 0,30% ou mais, em grandes cidades e em lugares fechados e pouco ventilados, como garagens de edifícios. Devido aos maiores teores de CO_2 no ambiente, a carbonatação do concreto assume maior importância nos centros urbanos e regiões industrializadas.

Ho e Lewis (1987) comentam que uma cura ruim e uma má compactação produzem uma elevada porosidade na superfície externa do concreto, influenciando na velocidade de carbonatação.

Tuutti (1982) cita que em ambientes mais úmidos, nos poros totalmente cheios de água, a velocidade de difusão do CO_2 é bem menor e, nos poros secos, o CO_2 se difunde, mas não reage por ausência da água. Uma situação intermediária promove uma maior velocidade de carbonatação, conforme se observa na Figura 2.39.

Considerando oscilações de temperatura entre 20 e 45° C, Papadakis *et al.* (1991) não encontram aumento na velocidade de carbonatação. Porém, Sanjuán (1992) considera que o incremento da temperatura favorece a penetração do CO_2 no concreto, como em qualquer processo de difusão, justificado pela Lei de Arrhenius, criador da teoria de dissociação iônica, em que o incremento de temperatura provoca o incremento da velocidade das reações químicas segundo uma lei exponencial.

O processo de carbonatação pode requerer vários anos para apresentar dados passíveis de análise, sendo dependente da relação água/cimento, da composição química do cimento, das condições naturais de exposição e do teor de CO₂ (KOBUKU e NAGATAKI, 1989).

Kobuku e Nagataki (1989) afirmam que para concretos com relação água/cimento menores que 0,5, a velocidade para carbonatar uma peça estrutural pode chegar até 20 anos e, para relações água cimento acima de 0,60, com aproximadamente um ano de exposição ao CO₂, pode-se obter medidas de carbonatação.

Smolczyk (1968) apresenta os primeiros modelos de previsão da profundidade carbonatada. Ho e Lewis (1987) estudaram uma correlação entre ensaios de carbonatação acelerada e natural e, sugerem que um ano de ensaio natural equivale a uma semana de carbonatação acelerada, para um teor de CO₂ de 4%, cura de 7 dias com temperatura de 23 °C e umidade relativa (UR) de 50%.

Papadakis, Vayenas, e Fardis (1989) consideram a difusibilidade do CO₂ no concreto, resultando em avanços da modelagem do fenômeno da carbonatação. Parrot (1990), em sua pesquisa classifica os danos resultantes da carbonatação em estruturas de concreto.

O trabalho de Saetta e Vitaliani (2004) apresenta um modelo de vida útil das estruturas de concreto armado, o qual faz a interação entre o material e o meio ambiente e sua influência nas reações de carbonatação.

Duprat *et al.* (2006) aperfeiçoa o trabalho de Bary e Sellier (2004), que baseado nas equações de conservação de massa apresenta um modelo de carbonatação.

Conforme comentado por Tuutti (1982), a Equação 2.37 é uma das equações mais utilizadas para calcular o processo de carbonatação.

$$X_c = K\sqrt{t} \quad \text{Equação (2.37)}$$

Onde:

X_c = espessura carbonatada em mm;

t = tempo em anos ou meses;

K = depende da difusividade efetiva de CO_2 através do concreto e da presença de água (TUUTTI, 1982).

De acordo com Neville (1997) a equação acima não é válida para condições variáveis de exposição, mas é aceita de um modo geral. Entretanto, a profundidade de carbonatação é diferente na face interna e externa de um mesmo elemento estrutural. Curie (1986, *apud* NEVILLE, 1997) afirma que o coeficiente K é frequentemente maior que 3 ou 4 mm/ano^{0.5}.

Pauletti, Possan e Dal Molin (2007) comentam que não existe um ensaio padronizado de carbonatação acelerada devido aos fatores ambientais, que estão relacionados à umidade, temperatura e concentração de CO_2 , e aos procedimentos de ensaio, que é em função do tipo e tempo de cura, ao tipo e tempo de sazonalidade e, ao tipo, tamanho e forma das amostras.

Em relação às recomendações e normas, vale comentar que existe uma recomendação para ensaios de carbonatação acelerada publicada pela Association Française pour la Construction (AFPC) e pela Association Française de Recherches et d'Essais sur les Matériaux et les Constructions (AFREM/AFPC) (1997).

A recomendação da RILEM CPC-18 (1988) descreve parâmetros para a medição da profundidade de carbonatação. O Comité Européen de Normalisation (CEN, 2000) desenvolveu um esboço de norma, sob a designação prEN 13293, que prescreve a determinação da resistência de carbonatação de amostras feitas com produtos ou com sistemas de reparo, a partir de ensaios acelerados em laboratório, excluindo camadas de proteção (PAULETTI, POSSAN e DAL MOLIN, 2007).

Para realizar o ensaio acelerado, torna-se importante a concentração de CO_2 para atingir a profundidade de carbonatação. Uomoto e Takada (1993) aceleraram a carbonatação para percentuais de 0,07%, 1% e 10% e, verificaram que a velocidade de carbonatação foi elevada, para maiores teores de CO_2 .

Sanjuán e Olmo (2001) concluíram em suas pesquisas que ensaios com percentual de 100% atingem maiores profundidades de carbonatação. Os autores avaliaram corpos de prova em atmosferas de 5%, 20% e 100% e, calcularam os coeficientes de difusão do CO₂ e encontraram para o percentual de 100% valores incomuns na prática, sugerindo que para elevadas concentrações de CO₂ podem ocorrer mudanças microestruturais.

Segundo Neville (1997) ocorre pouca influência na profundidade carbonatada para pequenas variações de temperatura. Pauletti, Possan e Dal Molin (2007) comentam que os pesquisadores utilizam para acelerar a carbonatação um teor de umidade em torno de 70%, e em concentrações menores que 50%, a carbonatação será menor, porque não haverá água para dissolver o CO₂ e, quando ocorre saturação de água dos poros, a difusão de CO₂ é muito pequena.

Pauletti, Possan e Dal Molin (2007) comentam que as dimensões dos corpos de prova são definidas de acordo com o tempo de medição das profundidades carbonatadas e a quantidade de medidas a serem realizadas. Os autores comentam que corpos de prova de dimensões muito reduzidas podem carbonatar completamente antes do término do ensaio, pois não permitem o estudo do fenômeno por tempos de exposição ao CO₂ muito prolongados.

Segundo Neville (1997), as técnicas de laboratório que podem ser usadas para determinar a profundidade de carbonatação incluem análise química, difração de raios X, espectroscopia por infravermelho e análise termogravimétrica. Entretanto, o método mais utilizado consiste na aspersão de indicadores químicos na superfície do concreto.

A fenolftaleína e a timolftaleína são soluções utilizadas como indicadores químicos para medir a frente de carbonatação. Em contato com a solução alcalina do concreto, tais indicadores adquirem colorações típicas a partir de um determinado pH da solução. A fenolftaleína atinge uma coloração vermelha carmim com pH superior a 9,5 e, a timolftaleína adquire uma coloração azulada para um valor de pH da ordem de 10,5 (FIGUEIREDO, 1994).

Helene (1993) sugere que a frente de carbonatação deve ser determinada executando uma fratura na peça de concreto, onde se deve pulverizar uma solução de 1% de fenolftaleína

diluída em 49% de álcool e 50% de água ou de timolftaleína diluída em 99% de álcool. Após aproximadamente 30 segundos, as áreas não carbonatadas assumirão a coloração típica do indicador químico empregado e, as áreas carbonatadas não apresentarão coloração alguma.

Para Neville (1997), quando não é possível fraturar o concreto em estudo, podem-se obter amostras de pó perfurando o concreto em diversas profundidades e, submetendo-as ao ensaio com o indicador químico. Deve-se ter cuidado da cal livre de uma parte não carbonatada contaminar uma amostra, tornando-se colorida, dando a impressão de ausência de carbonatação.

Devido à limitação do tempo para realizar ensaios experimentais e à demora do processo corrosivo em estruturas reais, há a necessidade de se utilizar métodos acelerados para desenvolver a corrosão em peças de concreto armado. Os ensaios acelerados acabam distorcendo as condições de agressividade, dificultando correlacioná-los com as condições dos ensaios naturais, mas são ferramentas úteis para realizar análises sobre os efeitos estruturais que ocorrem com o progresso da degradação.

A indução eletroquímica é utilizada para acelerar a corrosão, que expõe os corpos de prova a soluções agressivas, com posterior aplicação de uma diferença de potencial (d.d.p.).

Encontram-se na literatura diversas referências a métodos com aplicação de baixa diferença de potencial e constante. Amleh e Mirza (1999) submeteram os corpos de prova a aplicação de uma diferença de potencial de 5 V. Almusallam, Al-Gahtani e Rasheeduzzafar (1996) aplicaram uma corrente de 400 mA para acelerar a corrosão, em corpos de prova de aderência.

2.8.4 – Efeito da Corrosão na Aderência Aço Concreto

Os óxidos que se formam na superfície do aço podem alterar as características de interação entre o concreto e o aço e consequência a aderência entre os dois materiais.

Cánovas (1988) comenta que uma variedade de óxidos e hidróxidos de ferros, que são os produtos da corrosão do aço, apresentam-se com volumes entre três e dez vezes superiores ao volume original do aço não corroído, gerando tensões internas que podem variar de 15 a 40 MPa, resultando em uma maior complicação da corrosão de armaduras em concreto.

Segundo Joukoski *et al.* (2001) essas tensões quase sempre ocasionam a fissuração do concreto, sendo que as fissuras, então, tornam-se um caminho preferencial por onde os agentes agressivos penetram ainda mais facilmente no concreto até atingirem as armaduras.

A aderência entre o aço e o concreto pode ser prejudicada devido ao acúmulo de produtos de corrosão ao longo do perímetro da barra de armadura. A aderência entre o aço e o concreto pode ser degradada pelo depósito dos produtos de corrosão, na interface aço concreto, provenientes das reações de oxidação e redução (FANG *et al.*, 2004).

Fu e Chung (1997) sugerem um tratamento superficial das barras de aço com água, antes da concretagem, para provocar uma oxidação inicial, visando aumentar a resistência de aderência entre o aço e o concreto. Para os autores, quando os produtos de corrosão encontram-se profundamente aderidos à armadura, há uma contribuição para a resistência de aderência.

Fang *et al.* (2004) e Amleh e Mirza (1999) comentam que a redução da resistência de aderência torna-se mais crítica que a redução da seção transversal, isto é, uma grande redução da resistência de aderência pode ser ocasionada por uma pequena redução do diâmetro da barra de aço.

A corrosão pode afetar a aderência entre o aço e o concreto, quando a superfície da barra encontra-se coberta continuamente com os produtos da corrosão, resultando na interferência dos mecanismos que regem a aderência por adesão na superfície da barra. E, os produtos de corrosão que se acumulam na superfície da barra acabam ocupando maior volume que o metal que não sofreu corrosão, causando fissuração ou deslocamento do concreto de cobrimento, o que leva ao enfraquecimento do confinamento entre o aço e o concreto (STANISH, HOOTON e PANTAZOPOULOU, 1999).

Antes de atingir a fissuração, para níveis baixos de corrosão ocorre uma pressão ao redor da barra e, conseqüentemente, um aumento na capacidade de aderência devido ao aumento da fricção entre a barra corroída e o concreto. O aparecimento das fissuras é considerado por alguns autores como sendo um efeito crítico para a aderência, resultando em um enfraquecimento do confinamento ao redor da barra, provocado pelo processo corrosivo (CORONELLI, 2002).

Coronelli (2002) sugere que os efeitos como a redução do coeficiente de fricção e da adesão físico-química inicial entre aço e concreto, a redução da área pertencente às nervuras, e a mudança da orientação original das nervuras deveriam ser colocados em modelos adequados que prevejam a resistência de aderência para diferentes níveis de corrosão.

Fang *et al.* (2004) e Almusallam, Al-Gahtani e Rasheeduzzafar (1996) comentam que alguns de seus corpos de prova mostraram aumento da resistência de aderência com níveis pequenos de corrosão. Houve aumento na resistência de aderência até o grau de corrosão correspondente a 4% da perda de massa da armadura, sendo que os incrementos na aderência chegaram a atingir 17%. A aderência começa a diminuir bruscamente no instante em que começa o aparecimento das fissuras no concreto circundante (ALMUSALLAM, AL-GAHTANI e RASHEEDUZZAFAR, 1996).

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.

2.8.5 – Pesquisas que Avaliaram o Efeito da Corrosão na Tensão de Aderência

São apresentadas as pesquisas que estudaram o efeito da corrosão induzida por cloretos na tensão de aderência, ressaltando o ineditismo do tema da presente tese, pois não há

pesquisas que avaliaram a aderência *versus* corrosão por carbonatação. Graeff (2007) investigaram a tensão de aderência por meio de ensaio de arrancamento simples, variando o grau de corrosão e o diâmetro do aço e concluiu que o aumento da taxa de corrosão diminuiu a tensão de aderência e, o aumento do diâmetro reduziu a tensão de aderência.

Os trabalhos de Fang *et al.* (2004) e Lee, Noguchi e Tomosawa (2002) analisaram a tensão de aderência, ensaiando blocos de arrancamento simples, variando apenas a taxa de corrosão e, observaram que à medida que aumenta a taxa de corrosão há uma redução significativa na tensão de aderência.

Al-Sulaimani *et al.* (1990) avaliaram a tensão de aderência frente ao grau de corrosão e diferentes diâmetros e constataram que o aumento do grau de corrosão reduz a tensão de aderência. Os autores verificaram que as maiores tensões de aderência foram obtidas para a maior relação cobertura e diâmetro, para a mesma taxa de corrosão.

Amleh e Mirza (1999) ensaiaram tirantes para barras de aço de 19,5 mm de diâmetro com diferentes graus de corrosão e não registraram aumentos notáveis da tensão de aderência com o avanço da corrosão, mas concluíram que uma pequena redução no diâmetro das barras pode ocasionar uma grande redução da resistência de aderência.

Azad, Ahmad e Azher (2007) ensaiaram 56 vigas e verificaram que as que vigas corroídas apresentam deflexão superior às vigas não corroídas para um mesmo nível de carga, que pode levar a problemas de funcionalidade.

Ballim e Reid (2003) ensaiaram vigas de concreto armado, onde realizaram medições das flechas dos elementos submetidos, simultaneamente, aos efeitos de carga, corrosão de armaduras e despassivação do aço induzida pela carbonatação. Com 10% do tempo máximo de ensaio de aceleração da corrosão, as vigas apresentaram um aumento considerável dos deslocamentos no centro do vão (em torno de 27%), devido à formação e propagação de uma fissura na parte inferior do elemento, carregando o eletrólito, utilizado para a aceleração da corrosão, diretamente para barra de armadura. Com 20% do tempo

total do ensaio de aceleração da corrosão, a taxa do aumento dos deslocamentos aumentou gradualmente devido a deterioração da aderência na interface entre o aço e o concreto, a diminuição do confinamento devido ao aumento da abertura das fissuras longitudinais e, a formação de novas fissuras de flexão e alargamento das antigas.

Yoon *et al.* (2000) ensaiaram vigas e realizaram a corrosão de armaduras simultaneamente com a aplicação de carga no elemento e constataram que a perda significativa da rigidez do elemento devido à corrosão é responsável pelo acentuado aumento dos deslocamentos. Os resultados do trabalho mostram que o aumento dos deslocamentos do elemento apresentou duas fases distintas: a primeira representada pelo ligeiro aumento das deflexões, e a segunda representada pela estabilização destas deflexões em um determinado patamar. Este patamar ocorre, de acordo com os autores, porque, após certo tempo de corrosão, a rigidez das vigas não altera significativamente, ao contrário do que ocorre inicialmente.

Mangat e Elgarf (1999) analisaram 111 vigas de concreto armado com diferentes graus de corrosão e verificaram uma influência marcante nas curvas carga *versus* deslocamento das vigas e, concluíram que o aumento dos graus de corrosão aumenta consideravelmente as flechas, reduzindo gradualmente a rigidez das vigas.

Rodriguez, Ortega e Casal (1997), analisaram experimentalmente 21 vigas com diferentes geometrias, carregamento e níveis de corrosão. Os autores constataram que a flecha do centro do vão aumenta em vigas afetadas pela corrosão, devido à redução da seção transversal das barras, a deterioração da seção de concreto e da aderência entre o concreto e o aço. Os autores observaram que a corrosão também leva ao aumento da abertura das fissuras para a carga de serviço e redução da carga última da estrutura.

3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo apresenta o programa experimental, de acordo com a estratégia de pesquisa adotada, e os materiais e equipamentos utilizados.

3.1 – DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS CONTROLADAS E DE RESPOSTA

A partir de uma análise das pesquisas encontradas na literatura foram definidos os parâmetros que foram utilizados no programa experimental da presente pesquisa, sendo considerados os seguintes aspectos controláveis:

- Diâmetro da barra de aço;
- Resistência à compressão do concreto;
- Métodos de ensaios de aderência;
- Ensaio de flexão em três pontos;
- Exposição à carbonatação;
- Exposição à corrosão acelerada.

Conforme a revisão bibliográfica espera-se que a tensão de aderência seja reduzida com o aumento do diâmetro (Ducatti, 1993; De Larrard *et al.*,1993). Para cada variável foram estabelecidos três diâmetros de barras de aço, dois tipos de ensaios de aderência e duas situações de deterioração, uma ocorrendo apenas a carbonatação e outra ocorrendo a aceleração da corrosão após a despassivação da armadura pela referida carbonatação.

Foram selecionadas duas técnicas de ensaio de aderência descrita na literatura para determinar a tensão de aderência na presente pesquisa, seguindo a disponibilidade existente no Laboratório de Materiais de Construção, da Universidade Federal de Goiás (UFG). Optou-se por utilizar o ensaio de arrancamento simples, recomendado pela RILEM (1973), e o ensaio de tirantes, que é especificado pela NBR-7477 (ABNT, 1982).

O ensaio de arranchamento simples foi empregado em várias pesquisas (Fu e Chung, 1997; Graeff, 2007; Kirchheim *et al.*, 2005; Ribeiro, 1985; entre outros) devido à simplicidade na execução do ensaio dos corpos-de-prova, e a possibilidade de pesquisar variáveis que influenciam a aderência. Porém, os resultados obtidos apresentam apenas os esforços atuantes de tração no aço e compressão no concreto, não reproduzindo as condições reais de sollicitação das barras de aço quando projetadas para estruturas de concreto armado.

O ensaio de tirantes foi escolhido por haver normatização brasileira sobre sua execução, e por reproduzir bem as condições reais de sollicitação das barras na região tracionada de vigas fletidas, sendo utilizado por vários pesquisadores (Barbosa *et al.*, 2000c; Castro, 2000; França, 2004; entre outros), que verificaram os fatores que influenciam na tensão de aderência, na determinação do coeficiente de conformação superficial das barras, sendo possível também simular a zona de transição entre duas fissuras de flexão e estudar a fissuração.

Inicialmente foi considerada a possibilidade de utilizar o método de viga preconizado pela RILEM (1973), pois este reproduz de forma mais aproximada às condições existentes em elementos reais sollicitados à flexão. Porém, decidiu-se moldar vigas de concreto armado para avaliar suas capacidades portantes residuais após serem submetidas à carbonatação e à corrosão acelerada, esperando-se que a capacidade portante seja reduzida com o desenvolvimento do processo da corrosão.

Devido às limitações de tempo para a ocorrência do processo natural de carbonatação e da corrosão, foi necessário utilizar processos de aceleração que permitissem gerar tais fenômenos em um menor espaço de tempo.

A ausência de uma câmara de carbonatação com dimensões tais que comportassem os corpos-de-prova levou à necessidade de utilização de sacos plásticos que receberam o CO₂ (100%) por um período pré-determinado de 30 segundos por embalagem, sendo aplicado a cada 48 horas, durante 102 dias, período em que o avanço da frente de carbonatação atingiu às armaduras com maior cobrimento de concreto (19 cm). Nepomuceno,

Kazmierczak, Monteiro, Lopes, Cunha e Helene, Coelho *et al.* e Kirchheim *apud* Pauletti, Possam e Dal Molin (2007) também utilizaram teor de CO₂ de 100% para diferentes formas de amostras.

O método de aceleração da corrosão adotado foi caracterizado pelo estímulo da corrosão por meio da indução eletroquímica, por meio da aplicação de uma corrente elétrica por períodos de 72 horas para todas as amostras. A Figura 3.1 mostra um organograma contendo os ensaios desenvolvidos para atingir os objetivos da presente tese. É indicada na Figura 3.2 uma linha temporal dos procedimentos experimentais realizados, desde a concretagem até a realização dos ensaios de arrancamento, tirantes e vigas, respectivamente.

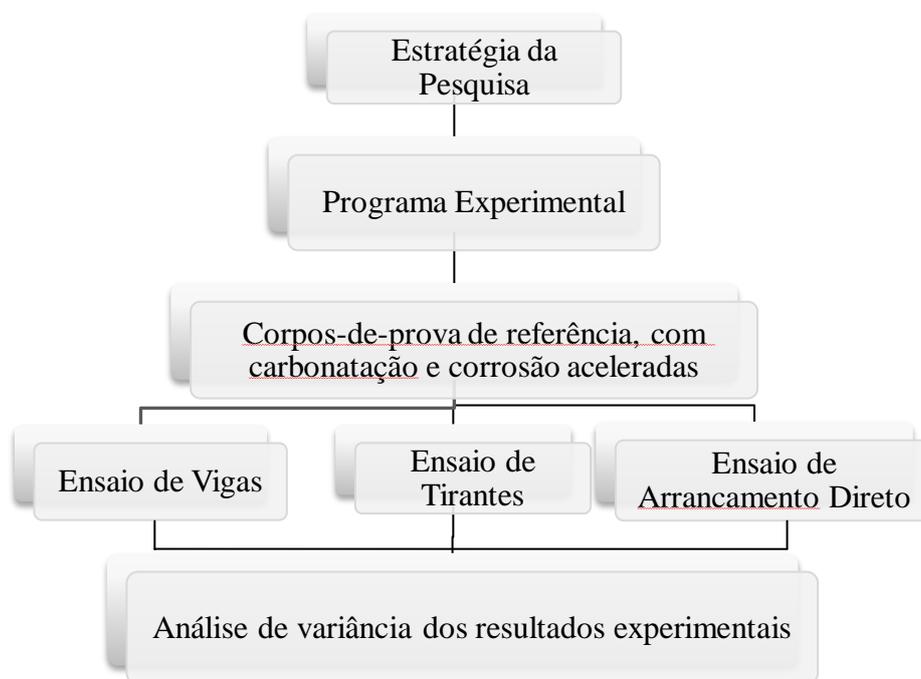


Figura 3.1 – Organograma dos ensaios definidos para o programa experimental.

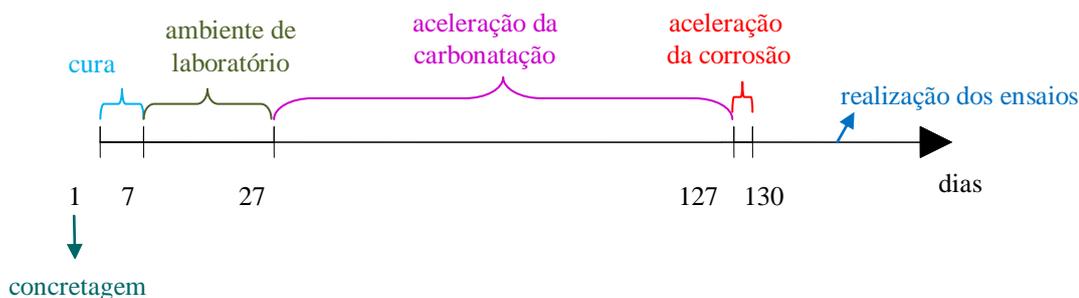


Figura 3.2 – Linha temporal dos procedimentos experimentais.

3.2 – MATERIAIS

3.2.1 – Concreto

O concreto utilizado foi dosado para atingir uma resistência característica à compressão de 35 MPa, aos 28 dias, com relação água e cimento (a/c) de 0,51. Justifica-se a escolha dessa resistência porque representa um concreto que vem sendo aplicado em projetos atuais. A Tabela 3.1 mostra a composição do traço utilizado. O agregado miúdo utilizado foi do tipo areia natural quartzosa proveniente de rios da região, com as características expressas na Tabela 3.2. As demais características estão especificadas na Tabela 3.3.

Foi utilizado agregado graúdo de rocha britada de origem basáltica. Para os ensaios de caracterização foram seguidas as normas NBR 9937 (ABNT, 1987) e a NBR 7251 (ABNT, 1982), sendo que os resultados obtidos estão expostos na Tabela 3.4. A análise granulométrica foi realizada de acordo com a NBR 7217 (ABNT 1987), utilizando-se duas amostras como exposto na Tabela 3.5.

O aglomerante utilizado foi o cimento Portland CII-F 32, que possui adição de *filler* calcário, em teor entre 6 e 10%, sendo comumente utilizado para diversas aplicações na construção civil. Para a caracterização deste cimento, fez-se o ensaio de índice de finura conforme NBR 11579 (ABNT, 1991), ensaio de tempo de pega e ensaio de resistência à compressão da argamassa de cimento de acordo com a NBR 7215 (ABNT, 1996). O índice de finura do cimento CP II-F 32 e os resultados de tempo de pega e da resistência à compressão estão na Tabela 3.6.

O aditivo utilizado foi o *TecFlow* 50N, de acordo com o fabricante é um aditivo baseado em polímeros de éteres carboxílicos modificados. São líquidos prontos para uso e isentos de cloretos, sendo compatíveis com todos os tipos de cimento *Portland*. O excelente efeito dispersante desta classe de aditivos sobre as partículas de cimento possibilita a fabricação de concretos com relação água/cimento extremamente baixas, com elevada plasticidade e elevado tempo de manutenção da mesma, obtendo-se dessa maneira ganhos significativos

das resistências mecânicas iniciais e finais dos concretos. Suas principais características são descritas na Tabela 3.7.

Tabela 3.1 – Composição do traço utilizado.

Resistência à compressão	Traço em Massa				
	Para um metro cúbico				
28 dias	Cimento (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)	Água (kg)	Aditivo (kg)
35 MPa	386,0	846,0	929,0	199,0	2,9

Tabela 3.2 – Propriedades da areia utilizada.

Propriedade	Resultado
Massa específica na condição seca NBR 9937 (ABNT, 1987)	2650 kg/m ³
Massa unitária NBR 7251 (ABNT, 1982)	1500 kg/m ³

Tabela 3.3 – Granulometria da areia utilizada.

Peneira (mm)	% Média Acumulada
6,30	0,00
4,80	0,00
2,40	5,00
1,20	17,00
0,60	41,00
0,30	83,00
0,15	99,00
<0,15	100,00
Dimensão máxima característica: 2,40 mm	
Módulo de finura NBR 7217 (ABNT, 1987): 2,45	
Graduação NBR 7217 (ABNT, 1987): média	

Tabela 3.4 – Propriedades da brita utilizada.

Propriedade	Resultado
Massa específica na condição seca NBR 9937 (ABNT, 1987)	2650 kg/m ³
Massa unitária NBR 7251 (ABNT, 1982)	1450 kg/m ³

Tabela 3.5 – Granulometria da brita utilizada.

Peneiras (mm)	1º determinação			2º determinação			% Acum. média
	Massa (g)	% Retida	% Acum.	Massa (g)	% Retida	% Acum.	
19	124,00	2,48	2,48	135,60	2,71	2,71	2,59
12,5	2905,10	58,13	64,62	2738,20	54,83	57,54	59,58
9,5	1519,50	30,41	91,02	1555,60	31,15	88,69	89,85
4,75	432,00	8,64	99,66	531,30	10,64	99,33	99,49
2,36	16,70	0,33	100,00	33,50	0,67	100,00	100,00
1,18			100,00				100,00
0,6			100,00				100,00
0,3			100,00				100,00
0,15			100,00				100,00
Fundo							
Total	4997,30	99,99		4994,20	100,00		751,51
Módulo de finura médio (MF): 7,51							
Dimensão máxima característica (DMC): 19 mm							
	Brita 0	Brita 1	Brita 2	Brita 3	Brita 4		
DMC	12,3	19	25 a 32	38 a 50	62 a 75		

Tabela 3.6 – Caracterização do cimento CII-F 32.

Item de controle	Média	Unidade
Material Retido #200	2,22	%
Início de Pega	11:10	horas
Fim de Pega	14:55	horas
Resistência aos 3 dias	20,3	MPa
Resistência aos 7 dias	23,7	MPa
Resistência aos 28 dias	32,2	MPa

Observação: A concreteira não forneceu a análise química do cimento.

Tabela 3.7 – Propriedades do aditivo.

Dosagem recomendada para cada 100 Kg de cimento	Aspectos / cor	pH	Massa específica
300 a 1200 ml Sugestão inicial: 800 ml	Líquido castanho claro	6,00 ± 1,00	1,11 ± 0,02 g/cm ³

O concreto foi cedido pela empresa Realmix Concreto Ltda, como mostra a Figura 3.3, o concreto sendo retirado do caminhão betoneira para a determinação da consistência pelo abatimento de tronco de cone, conforme NBR NM 67 (ABNT, 1998). Foi medido o abatimento de cone (*slumptest*) antes e após a introdução do aditivo, sendo obtido 4 cm e 18 cm, respectivamente, conforme ilustra a Figura 3.4. Foi solicitado um concreto de *slump* de 18 cm devido às características das formas dos tirantes. A concreteira forneceu o desvio-padrão utilizado de 6,0 MPa.



Figura 3.3 – Retirada do concreto do caminhão betoneira.



Figura 3.4 – Ensaio de abatimento de tronco de cone (*Slumptest*).

A concretagem foi realizada em uma única etapa, com duração de aproximadamente 3 horas. Utilizou-se uma mesa vibratória para o adensamento do concreto, como ilustra a Figura 3.5. Foi realizada cura úmida, como ilustra a Figura 3.6, por sete dias, sendo os elementos de concreto cobertos por lona plástica.

Foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de dimensões nominais de 100 mm de diâmetros e 200 mm de altura para a realização dos ensaios da resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral e do módulo de elasticidade tangencial, nas idades de 3, 7, 21, 28, 60 e 90 dias, sendo ensaiadas três amostras por idade. A Figura 3.7 ilustra a moldagem dos corpos-de-prova e a Tabela 3.8 apresenta os resultados obtidos nos ensaios realizados.



Figura 3.5 – Mesa vibratória para adensamento do concreto.



Figura 3.6 – Cura úmida.



Figura 3.7 – Moldagem dos corpos de prova cilíndricos.

Tabela 3.8 – Resultados dos ensaios da resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral e do módulo de elasticidade tangencial.

Idade (dias)	Resistência à compressão axial (MPa)				Resistência à tração por compressão diametral (MPa)				Módulo de Elasticidade (GPa)			
	M	DP	CV (%)		M	DP	CV (%)		M	DP	CV (%)	
3	31,4				3,6				20,4			
	33,2	32,3	0,9	2,8	3,3	3,2	0,4	12,5	22,0	21,2	0,8	3,8
	32,3				2,8				21,2			
7	36,7				3,7				21,9			
	37,9	37,9	1,2	3,2	4,0	3,7	0,4	9,6	23,1	22,2	0,8	3,8
	39,1				3,3				21,5			
21	42,0				3,9				24,0			
	41,9	41,8	0,2	0,5	4,1	3,9	0,2	3,9	24,0	24,1	0,2	0,7
	41,6				3,8				24,3			
28	45,1				4,0				25,9			
	44,0	44,8	0,7	1,6	4,1	4,2	0,2	5,0	27,3	26,5	0,7	2,8
	45,4				4,4				26,2			
60	48,1				4,8				26,9			
	48,0	47,7	0,6	1,3	5,0	4,7	0,3	6,5	26,9	27,0	0,2	0,6
	47,0				4,4				27,2			
90	50,1				5,0				27,1			
	51,4	50,8	0,7	1,3	5,0	5,0	0,1	1,1	29,2	28,2	1,1	3,8
	51,0				5,1				28,4			

Sendo: M=média, DP=desvio padrão e CV=coeficiente de variação.

A resistência à tração por compressão diametral foi determinada conforme especificações da NBR 7222 (ABNT, 1994). Verifica-se que os maiores coeficientes de variação foram obtidos para os resultados deste ensaio para todas as idades, quando comparados aos ensaios de módulo de elasticidade tangencial e da resistência à compressão axial, respectivamente.

A NBR 6118 (ABNT, 2003) recomenda que, na falta dos ensaios para a obtenção da tração indireta ($f_{ct,sp}$), esta pode ser avaliada utilizando o seu valor médio ou característico por meio das Equações 3.1, 3.2 e 3.3.

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{Equação (3.1)}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad \text{Equação (3.2)}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad \text{Equação (3.3)}$$

Onde:

$f_{ct,m}$ e f_{ck} são expressos em MPa. O f_{ck} deve ser expresso como mostra a Equação 3.4. O f_{cm} é a resistência média a compressão aos 28 dias.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645S \quad \text{Equação (3.4)}$$

A Tabela 3.9 apresenta o valor obtido da resistência do concreto à tração indireta obtida experimentalmente e, os limites inferiores e superiores, calculados pelas Equações 3.2 e 3.3, respectivamente. Observa-se que o valor experimental está dentro do limite calculado pela NBR 6118 (ABNT, 2003), aproximando-se mais do limite superior.

O módulo de elasticidade (E_c) foi obtido experimentalmente seguindo as recomendações da NBR 8522 (ABNT, 2008). A NBR 6118 (ABNT, 2003) especifica que, na ausência de ensaios, o módulo de elasticidade deve ser obtido aplicando a Equação 3.5.

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad \text{Equação (3.5)}$$

A Tabela 3.9 apresenta a comparação do módulo de elasticidade obtido experimentalmente em relação ao valor calculado pela formulação da NBR 6118 (ABNT, 2003). Verificou-se que os valores calculados pela referida norma apresentam-se como conservadores, em torno de 25%, quando comparados com os valores obtidos experimentalmente. A Figura 3.8 apresenta as imagens que ilustram o momento da execução dos ensaios de resistência à tração axial, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade.

Tabela 3.9 – Avaliação da resistência do concreto à tração indireta e determinação do módulo de elasticidade (NBR 6118, ABNT 2003).

Idade	f_{ck}	$f_{ct,sp}$ (exp.)	$f_{ctk,inf}$	$f_{ctk,sup}$	$f_{ct,m}$	$f_{ct,sp}$ NBR 6118 (ABNT, 2003)	E_{ci} (exp.)	E_{ci} NBR 6118 (ABNT, 2003)	$\frac{E_{ci}}{E_{ci(NBR6118)}}$
(dias)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)	
28	35	4,2	2,2	4,2	3,2	$2,2 < f_{ct,sp} < 4,2$	26,5	33,1	0,8

Sendo: f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto; $f_{ct,sp}$ (experimental) - Resistência do concreto à tração indireta obtida experimentalmente segundo a NBR 7222 (ABNT, 1994) ; $f_{ct,m}$ - Resistência média à tração direta do concreto; E_{ci} (experimental) - Módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial obtido experimentalmente segundo NBR 8522 (ABNT, 2008). Foi fornecido pela concreteira o desvio-padrão de 6,0 MPa.



Figura 3.8 – Ensaios de resistência à tração axial, resistência à tração por compressão diametral, e módulo de elasticidade.

3.2.2 – Armaduras

O aço utilizado para a confecção da armadura longitudinal foi do tipo CA-50, nervurados e com seção circular, provenientes da Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira. Para a obtenção das propriedades mecânicas, ensaiaram-se três amostras para cada diâmetro utilizado nos modelos, que são 5,0 mm, 6,3 mm, 10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm, respectivamente. A Figura 3.9 mostra a barra posicionada na prensa para a realização do ensaio de tração do aço e, a armadura rompida.

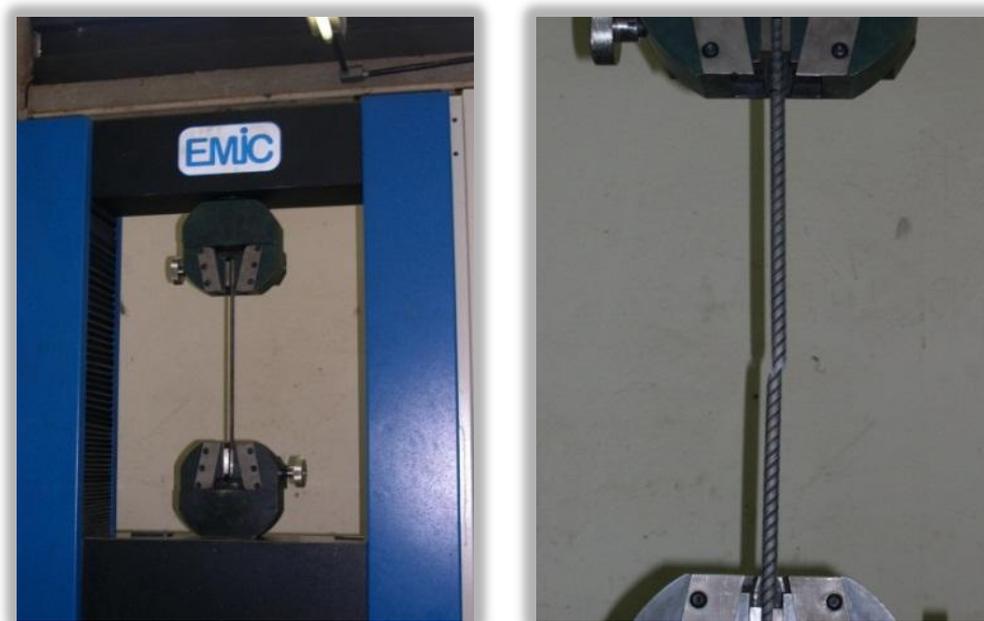


Figura 3.9 – Ensaio de tração do aço.

Foram realizados ensaios referentes à conformação geométrica das barras. O ângulo de inclinação das nervuras foi obtido por meio da média de dez leituras em cada lado da barra, e obtendo-se valores superiores a 45°, conforme recomenda a NBR 7480 (ABNT, 1996). A Tabela 3.10 mostra as médias dos resultados obtidos na caracterização do aço.

A distância entre as nervuras foi aferida por um paquímetro, que mediu a distância entre as mesmas em 10 pontos afastados, sendo dividida pelo número de pontos. Verifica-se que os

valores obtidos do espaçamento médio das nervuras encontram-se dentro dos limites da NBR 7480 (ABNT, 1996), conforme apresenta a Tabela 3.11.

A altura média da nervura foi realizada por meio de dez leituras para cada diâmetro da barra, utilizando um relógio comparador, que mediu a distância máxima entre o centro da barra e o ponto mais alto da nervura, como ilustra a Figura 3.10.

A Tabela 3.12 apresenta a relação entre os valores obtidos da altura média das nervuras (h médio) e os exigidos pela NBR 7480 (ABNT, 1996). Verifica-se que para todos os diâmetros, os valores da altura média das nervuras obtidos pela referida norma quando comparados com os valores medidos com o auxílio do deflectômetro são menores, chegando a reduções até 50 % para as barras de 10 mm e 12,5 mm, respectivamente.

Tabela 3.10 – Média das propriedades mecânicas dos aços.

Diâmetro (mm)	Valores Médios			
	Inclinação da nervura (°)	Limite de Escoamento (MPa)	Limite de Resistência (MPa)	Alongamento (%)
5,0	46,0	603,5	762,5	13,9
6,3	45,0	600,7	760,5	13,5
10,0	49,0	609,5	775,3	14,6
12,5	47,0	619,0	778,0	14,0
16,0	48,0	630,1	795,0	16,1

Tabela 3.11 – Comparação dos espaçamentos entre nervuras obtidos e os intervalos exigidos pela NBR 7480 em % (ABNT, 1996).

Diâmetro (mm)	Espaçamento Médio das Nervuras				
	5,00	6,30	10,00	12,50	16,00
Espaçamento (mm)	3,60	4,41	6,50	8,62	9,44
Intervalo do espaçamento NBR-7480/96 (mm)	2,50 a 4,00	3,15 a 5,04	5,00 a 8,00	6,25 a 10,00	8,00 a 12,80



Figura 3.10 – Equipamento e esquema usado para medida da altura das nervuras.

Tabela 3.12 – Relação entre os valores obtidos da altura média das nervuras e os exigidos pela NBR 7480 (ABNT, 1996), em %.

Diâmetro (mm)	5,00	6,30	10,00	12,50	16,00
$h_{\text{médio (medido)}} \text{ (mm)}$	0,12	0,15	0,80	1,00	1,20
$h_{\text{recomendado NBR-7480/96}} \text{ (mm)}$	0,10	0,13	0,40	0,50	0,64
$100 - \frac{h_{\text{recomendado NBR-7480/96}}}{h_{\text{médio (medido)}}} \text{ (\%)} $	16,67	13,33	50,00	50,00	46,67

3.3 – MÉTODO EXPERIMENTAL

3.3.1 – Preparação dos corpos-de-prova

Inicialmente, as barras foram submetidas a uma limpeza mecânica, com o auxílio de escovas de aço, com o intuito de retirar resíduos e uma possível oxidação superficial. As armaduras das vigas e as barras dos ensaios de aderência foram pesadas antes da concretagem. As formas foram executadas em compensado naval de 20 mm de espessura, untadas com desmoldante e, posteriormente, foram posicionadas as armaduras, evitando a contaminação do aço com o óleo lubrificante. Os orifícios externos foram preenchidos com massa de calafetar, evitando a movimentação da barra durante a concretagem, como ilustram a Figura 3.11.

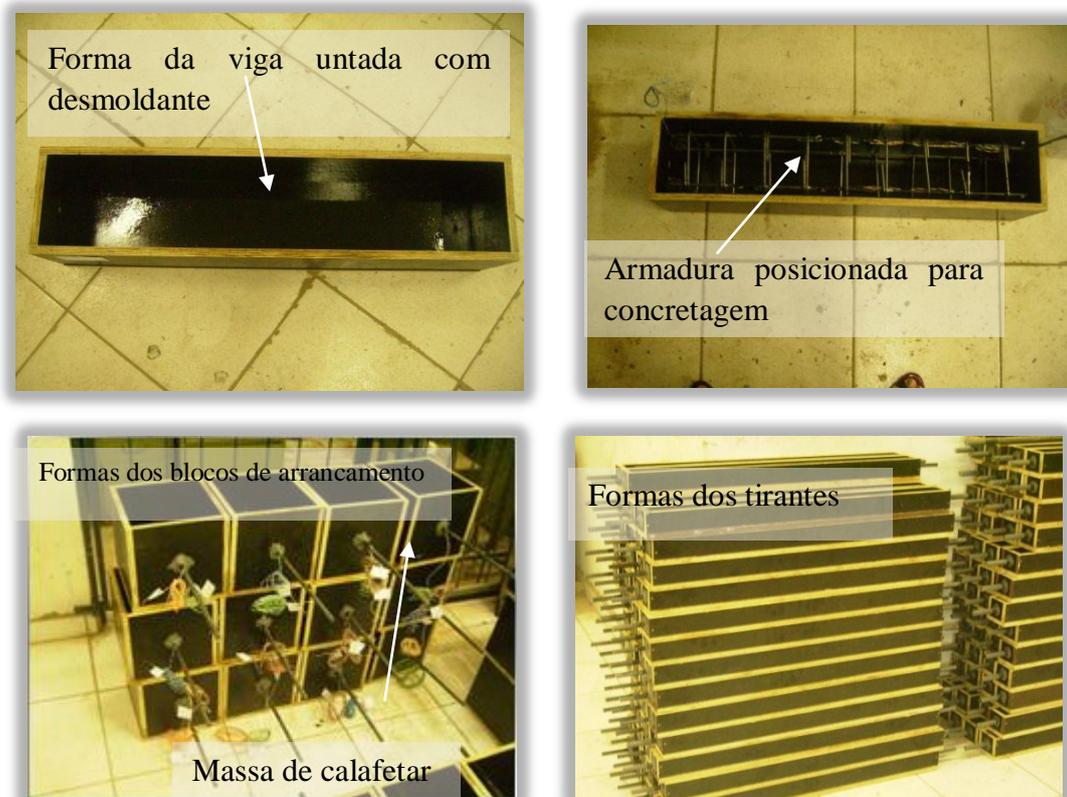


Figura 3.11 – Preparação das formas antes da concretagem.

Nos ensaios de vigas e blocos de arrancamento, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER), tipo PA-06-250BA-120L, da marca Excel, para medir a deformação nas armaduras, como apresenta a Figura 3.12. Para a preparação da superfície dos pontos de medida de deformação através dos EER, foram seguidas as seguintes etapas:

1. Remoção das mossas (policorte e rebolo de desgaste);

2. Lixamento da superfície para diminuir a rugosidade e;
3. Limpeza da superfície (álcool isopropílico, condicionador e neutralizador) para eliminar qualquer tipo de sujeira eventualmente existente.

Após a seqüência da preparação da superfície, colou-se o EER com adesivo de éster de cianoacrilato, da marca LOCTITE. Os extensômetros foram soldados a um fio de cabo telefônico. O EER e a ligação foram protegidos com o uso de uma fita elétrica de alta fusão da marca LORENZETTI.



Figura 3.12 – Extensômetros elétricos de resistência.

Vale salientar que foram escolhidos para corpos-de-prova de referência os blocos de arrancamento, uma vez que estes possuem o maior cobrimento da armadura. No final, os

blocos de arrancamento ensaiados foram abertos à tração por compressão diametral na prensa, verificando que realmente a carbonatação havia atingido o centro de gravidade da peça, como mostra a Figura 3.18, que indica a relação entre a quantidade de dias e o avanço da frente de carbonatação. Assim, aos 102 dias as peças encontraram-se carbonatadas. A Tabela 3.13 apresenta a relação entre o cobrimento e o diâmetro da armadura.

Tabela 3.13 – Relação entre o cobrimento e o diâmetro da armadura.

Amostra	Diâmetro do aço ϕ (cm)	Cobrimento (C) (cm)	C/ϕ
Blocos de arrancamento	1,00	9,50	9,50
	1,25	9,37	7,50
	1,60	9,20	5,75
Tirantes	1,00	1,89	1,89
	1,25	2,05	1,64
	1,60	2,25	1,40
Vigas	0,63	2,50	3,97

A Figura 3.13 apresenta o procedimento de concretagem realizado para todos os modelos da tese. Após a concretagem os corpos-de-prova foram nivelados por meio de sarrafeamento para obterem um melhor acabamento final. A desmoldagem foi cuidadosa, evitando exercer esforços sobre as armaduras.



Retirada do concreto do caminhão betoneira.



Medição do *slump*.



Moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos.



Moldagem dos blocos de arrancamento.



Moldagem dos tirantes.



Moldagem das vigas.

Figura 3.13 – Concretagem dos corpos-de-prova cilíndricos, blocos de arrancamento, tirantes e vigas.

3.3.2 – Aceleração da carbonatação

Após a cura úmida, os blocos de arrancamento, tirantes e vigas foram submetidos ao ambiente de laboratório por um período de 20 dias, como mostra a Figura 3.14. A temperatura média da cidade de Goiânia ficou em torno de 22°C e, a umidade relativa do ar, em 68,6%, dados retirados do site www.climatempo.com.br, como mostra a Tabela 3.14.

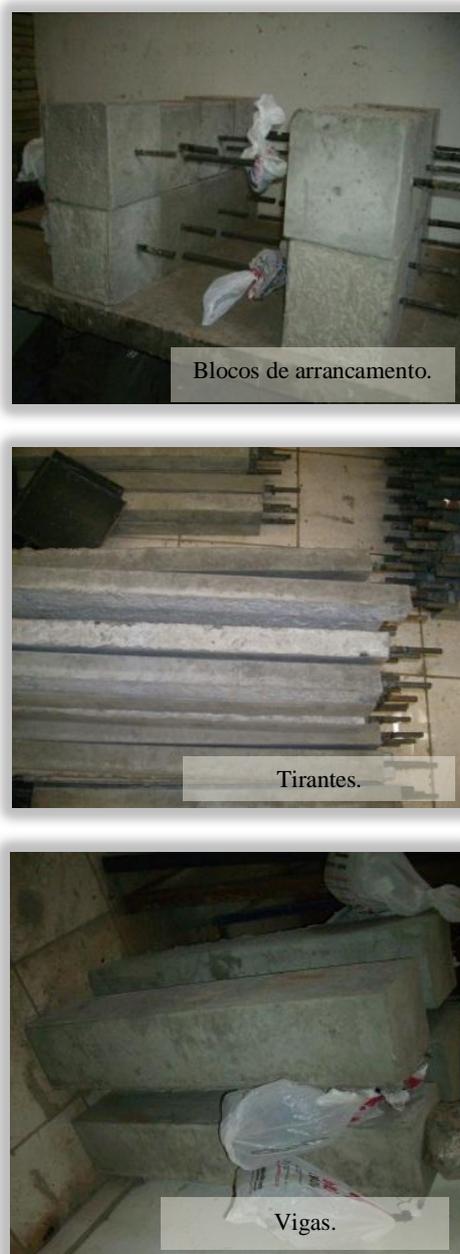


Figura 3.14 – Blocos de arrancamento, tirantes e vigas submetidas ao ambiente de laboratório.

Tabela 3.14 – Umidade relativa do ar e temperatura para a cidade de Goiânia
(www.climatempo.com.br).

Dia	Umidade Relativa do Ar (%)							Temperatura (°C)		
	Horário						Média	Máx.	Mín.	Média
	06:00	09:00	12:00	15:00	18:00	21:00				
1	82	73	75	53	56	68	67,8	23,0	16,0	19,5
2	83	71	74	56	60	69	68,8	24,0	19,0	21,5
3	77	69	71	59	62	71	68,2	29,0	15,0	22,0
4	88	81	84	65	68	72	76,3	28,0	16,0	22,0
5	75	68	72	60	61	66	67,0	30,0	17,0	23,5
6	79	66	71	59	63	70	68,0	31,0	15,0	23,0
7	82	70	73	55	59	68	67,8	28,0	19,0	23,5
8	78	67	71	65	69	80	71,7	24,0	16,0	20,0
9	76	65	69	52	60	69	65,2	26,0	15,0	20,5
10	87	78	74	50	57	65	68,5	27,0	15,0	21,0
11	75	68	63	49	55	69	63,2	29,0	16,0	22,5
12	86	75	72	54	61	81	71,5	28,0	18,0	23,0
13	81	71	68	48	53	70	65,2	31,0	19,0	25,0
14	83	72	70	62	68	82	72,8	26,0	17,0	21,5
15	80	71	73	56	67	78	70,8	31,0	16,0	23,5
16	82	75	78	58	57	68	69,7	27,0	15,0	21,0
17	83	72	77	56	67	79	72,3	29,0	15,0	22,0
18	77	66	69	48	49	58	61,2	28,0	18,0	23,0
19	79	68	69	45	54	69	64,0	24,0	17,0	20,5
20	84	77	74	51	67	79	72,0	26,0	16,0	21,0
	Média (%)						68,6	Média (°C)		22,0

A média da umidade relativa do ar ficou entre 50 e 70%, mesmo sofrendo variações ao longo do dia, conforme observado na Tabela 3.13, favorecendo o processo de carbonatação. Este fato foi observado por Andrade (1992) que relacionou a umidade relativa com o grau de carbonatação e percebeu que o grau de carbonatação é maior para umidade relativa entre 50 – 70%.

As amostras foram acondicionadas em sacos plásticos e receberam a aplicação direta do CO₂ (100 %), como mostra a Figura 3.15. Foram posicionados pedaços de tubos de PVC perfurados para permitir a introdução do CO₂ (100%) na parte inferior das peças, como

ilustra a Figura 3.16. A aplicação do CO₂ (100%) foi feita por um período de tempo de 30 segundos, em cada saco, com intervalo de 48 horas até a próxima aplicação.

Uma vez por semana foi verificado a penetração da carbonatação com a aplicação de uma solução de 1 g de fenoltaleína, conforme recomendação CPC-18 (RILEM, 1988), dissolvida em 50 ml de álcool etílico e diluída em 100 ml de água destilada, em corpos-de-prova separados para a verificação da carbonatação.

Os corpos-de-prova eram seccionados e, a solução contendo fenoltaleína era aspergida, verificando se a frente de carbonatação estava avançando até o centro do elemento estrutural. A Figura 3.17 mostra os materiais que foram utilizados para preparar a solução contendo fenoltaleína e a Figura 3.18 apresenta o processo de conferência do avanço da carbonatação em corpos-de-prova de referência.



Figura 3.15 – Acondicionamento em sacos plásticos e aplicação do CO₂ (100%) nos blocos de arrancamento, tirantes e vigas.



Figura 3.16 – Confecção e posicionamento dos calços de PVC.



Figura 3.17 – Materiais utilizados na preparação da solução com indicador de pH à base de fenolftaleína.

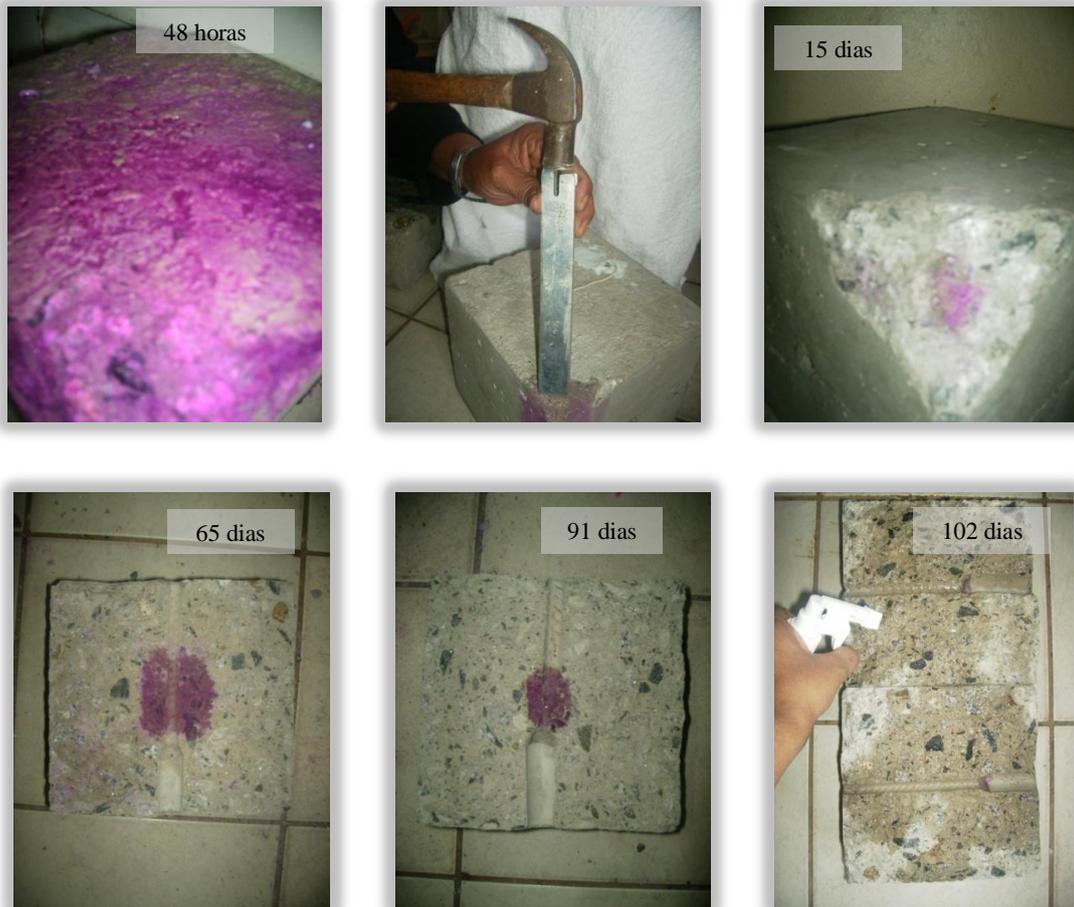


Figura 3.18 – Conferência do avanço da frente de carbonatação em corpos-de-prova de referência.

3.3.3 – Aceleração da Corrosão

O procedimento de aceleração da corrosão foi induzido com a utilização de três fontes de alimentação, com o objetivo de baixar a tensão da rede elétrica de 220 V para uma tensão de 50 V, como ilustra a Figura 3.19. A Figura 3.20 apresenta o diagrama de blocos simplificado da fonte de alimentação. Os corpos-de-prova foram ligados em paralelo às fontes de alimentação, para que um maior número de amostras pudesse ser ensaiado simultaneamente, como mostra a Figura 3.21.



Figura 3.19 – Fontes de alimentação.

Foram utilizados dois diodos retificadores para transformar a tensão alternada em tensão contínua pulsante, onde a tensão terá valor diferente em diferentes tempos, sendo introduzido o capacitor que transformou a tensão contínua pulsante em tensão contínua propriamente dita e, foi disposto um regulador de tensão do tipo transistor, que permitiu fornecer corrente e tensão máxima de 3 A e 50 V, respectivamente. Foram utilizados fusíveis de entrada e saída para que as fontes ficassem protegidas do excesso de corrente e de picos de tensão na entrada.

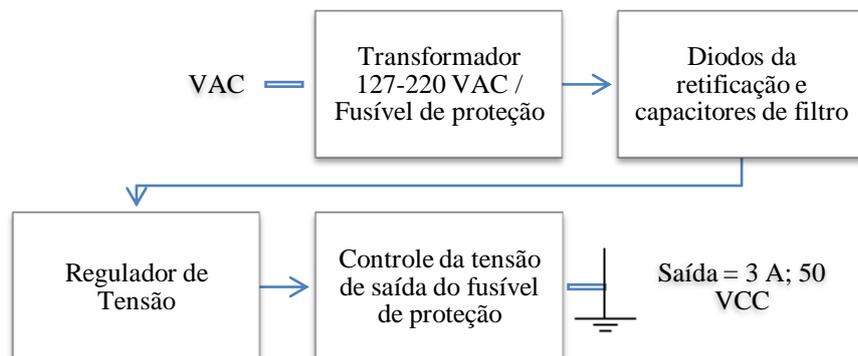


Figura 3.20 – Fonte de alimentação – Diagrama de blocos.

Segundo El-Maaddawy e Soudki (2003) valores elevados de densidade de corrente de corrosão acima de $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ provocam um nível irreal de deformabilidade e fissuração, devido aos produtos de corrosão não se alojarem nos poros do concreto. Foi fixado o tempo de ensaio de aceleração da corrosão em 72 horas para todos os corpos-de-prova. Como o objetivo principal foi avaliar a influência da corrosão na aderência entre o aço e concreto, de acordo com Torres (2006), maiores relações água/cimento apresentam sinais de corrosão em menores tempos que as menores relações água/cimento, sendo que o menor tempo analisado pelo autor (24 horas) foi suficiente para estimular corrosões intensas para tensão de 45 V.

O fenômeno de corrosão nas armaduras ocorreu através da ação eletroquímica que possibilitou a formação de uma pilha de corrosão. A Figura 3.21 mostra a pilha eletroquímica formada para os corpos-de-prova de arrancamento, tirantes e vigas, onde o eletrólito foi o concreto, que funcionou como condutor iônico, devido à água presente no concreto e ao clima úmido da região, conforme comenta Fortes (1995) que sempre existe água no concreto e, em quantitativo suficiente para atuar como eletrólito, quando este está em presença de climas úmidos.

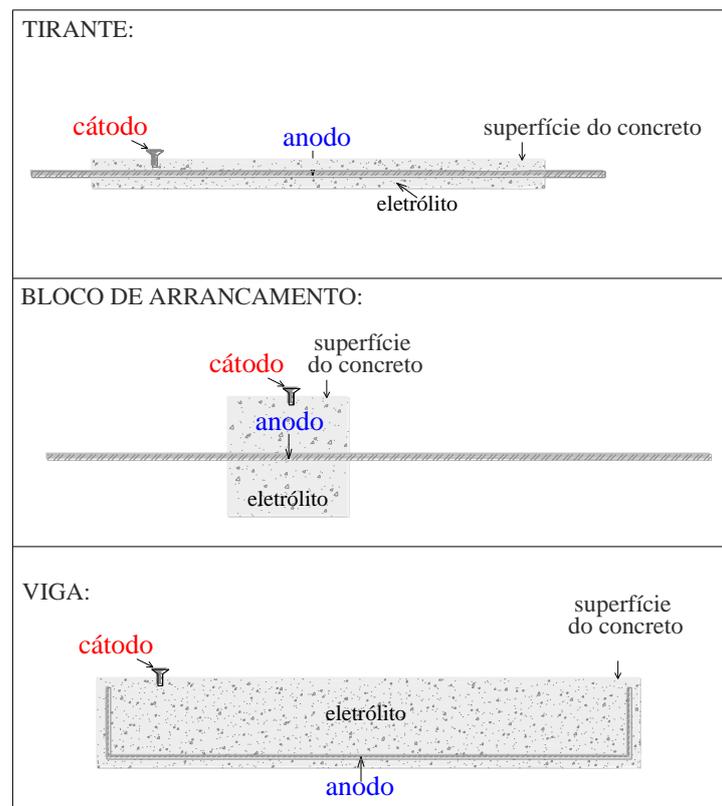


Figura 3.21 – Formação de pilha eletroquímica no interior dos corpos-de-prova.

A formação da pilha eletroquímica de corrosão foi possível devido à diferença de potencial (d.d.p.) ocorrida entre o ânodo e o cátodo, possibilitando a circulação da corrente elétrica, como detalha a Figura 3.22. O ânodo foi o eletrodo no qual ocorreu a corrosão. O parafuso foi o cátodo, sendo o eletrodo onde ocorreram as reações de redução de oxigênio na presença de umidade. A corrente elétrica (fluxo de elétrons) saiu das áreas anódicas para as catódicas, provocando a corrosão da região de caráter anódico. O pólo positivo foi ligado no aço e, o pólo negativo foi ligado no concreto.

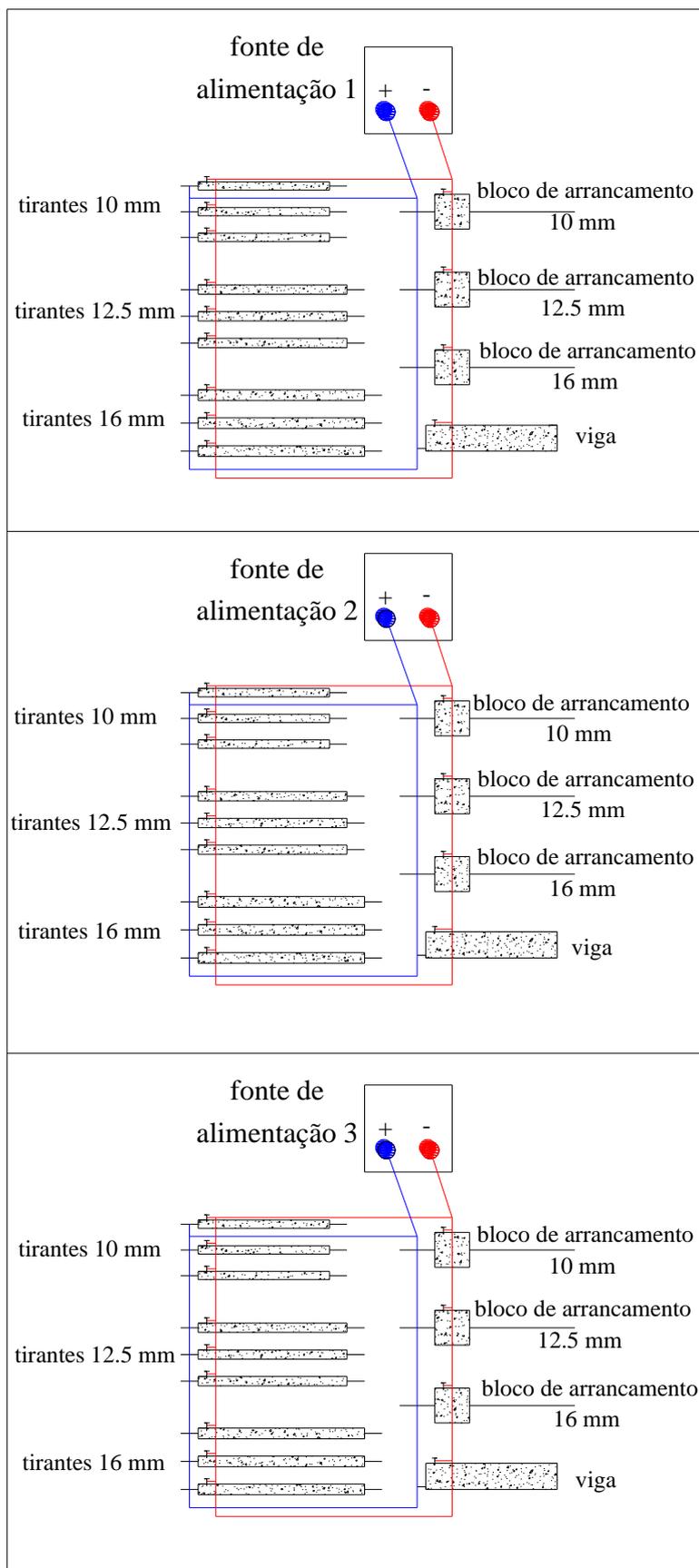


Figura 3.22 – Esquema de ligação em paralelo (vista superior).

Após o processo de indução da corrosão, os corpos-de-prova foram desligados das fontes de alimentação e, posteriormente, submetidos aos ensaios de arrancamento, ensaio de tirantes e ensaio de vigas. Ao final dos ensaios foi confirmada a ocorrência da corrosão nas barras de aço.

Nas vigas, foi retirado o revestimento do concreto e, verificou-se que a corrosão ocorreu na extensão da armadura longitudinal e nos estribos, como mostra a Figura 3.23. Nos tirantes, o concreto envolto à barra foi rompido com marreta e a barra de aço extraída, sendo confirmada a ocorrência da corrosão, conforme ilustra a Figura 3.24.

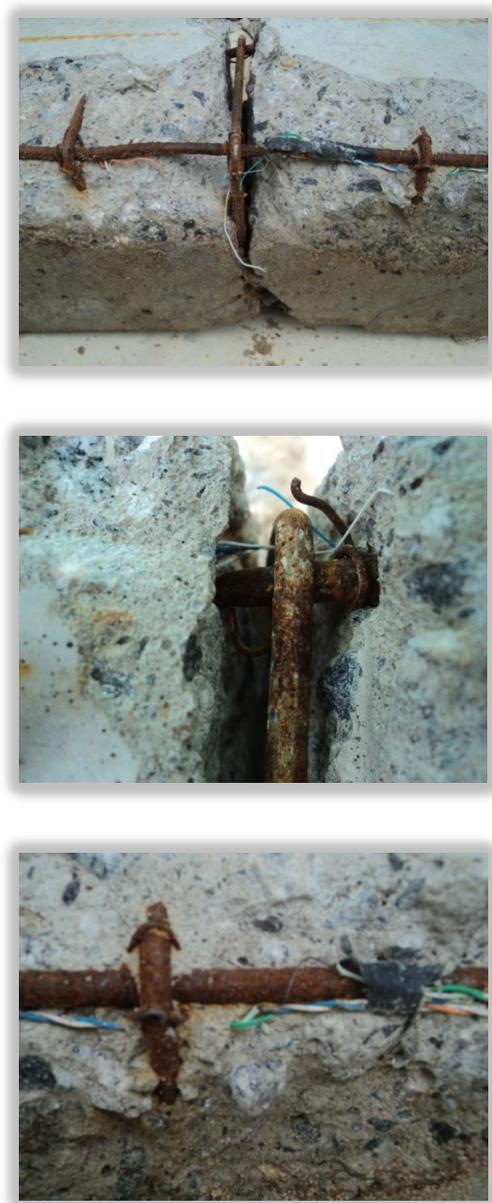


Figura 3.23 – Verificação da corrosão na armadura longitudinal e estribos das vigas.

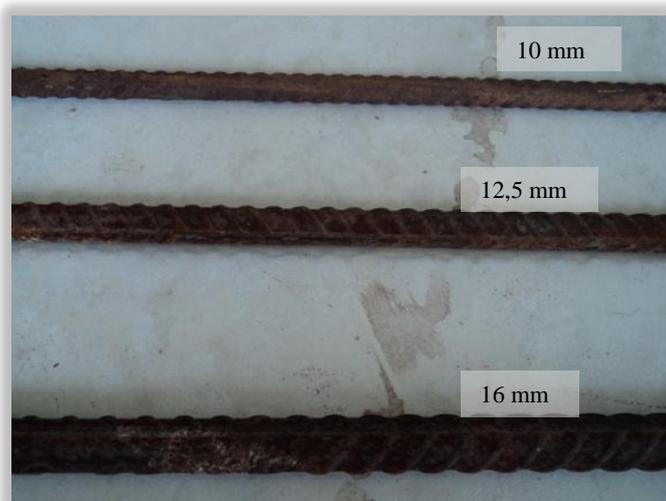


Figura 3.24 – Barras de aço corroídas extraídas dos tirantes.

Para a extração das barras de aço nos blocos de arrancamento, os prismas foram levados até a prensa, sendo aplicada uma carga distribuída ao longo do seu comprimento, provocando uma ruptura por compressão diametral, separando o corpo-de-prova em duas metades, possibilitando a retirada da barra de aço e a verificação da ocorrência da corrosão no trecho aderente, como ilustra a Figura 3.25. A Figura 3.26 mostram os vestígios de corrosão presentes no concreto e a corrosão no trecho aderente.



Figura 3.25 – Ensaio para seccionamento do bloco de arrancamento.



Figura 3.26 – Verificação da ocorrência da corrosão.

Após a extração e retirada do concreto aderido, as barras de aço foram submetidas ao procedimento de limpeza descrito pela ASTM G1-90 (1999) que consistiu na imersão da barra por 15 minutos em solução composta de água e ácido clorídrico (HCl) na proporção 1:1 e, 3,5 g/l de hexametilenotetramina ($C_6H_{12}N_4$), conforme ilustra a Figura 3.27. Para a remoção final dos óxidos foi feita a lavagem em água corrente e escovação com escova de cerdas plásticas, como mostra a Figura 3.28.

Após a lavagem, a barra foi imersa em acetona [$(CH_3)_2CO$] por 2 minutos para a eliminação da água, como apresenta a Figura 3.29. Na sequência, as barras foram secadas com jato de ar quente finalizando o procedimento de limpeza, como mostra a Figura 3.30.



Figura 3.27 – Imersão das barras em solução para remoção dos óxidos composta por ácido clorídrico e hexametilenotetramina.



Figura 3.28 – Lavagem e escovação das barras.



Figura 3.29 – Barras imersas em acetona.



Figura 3.30 – Secagem das barras.

3.3.4 – Procedimentos de Determinação da Taxa de Corrosão

Nos corpos de prova submetidos aos ensaios de aderência foi avaliada a perda de massa, que consiste em medir a diferença entre a massa original da barra de aço e sua massa após a exposição à corrosão. Foi calculada a taxa de corrosão uniforme (TC), seguindo as recomendações da norma RP 0775 (NACE, 2005), como apresenta a Equação 3.6.

$$TC = 3,65 \times 10^5 \frac{\Delta M}{S \cdot t \cdot \rho} \quad (\text{mm} \cdot \text{ano}^{-1}) \quad \text{Equação (3.6)}$$

Onde:

ΔM = diferença de massa antes e após a exposição ao meio corrosivo (g);

S = área exposta da barra de aço (mm^2);

t = tempo de exposição em dias;

ρ = massa específica do aço ($\text{g} \cdot \text{cm}^3$).

Para o caso da presente pesquisa, em que a barra de aço encontra-se imersa em toda a sua forma cilíndrica, a referida norma recomenda calcular a área superficial conforme indicado na Equação 3.7. Para a pesagem das barras foi utilizada uma balança de precisão semi-analítica como mostra a Figura 3.31.

$$S = 2\pi R^2 + 2\pi Rh$$

Equação (3.7)

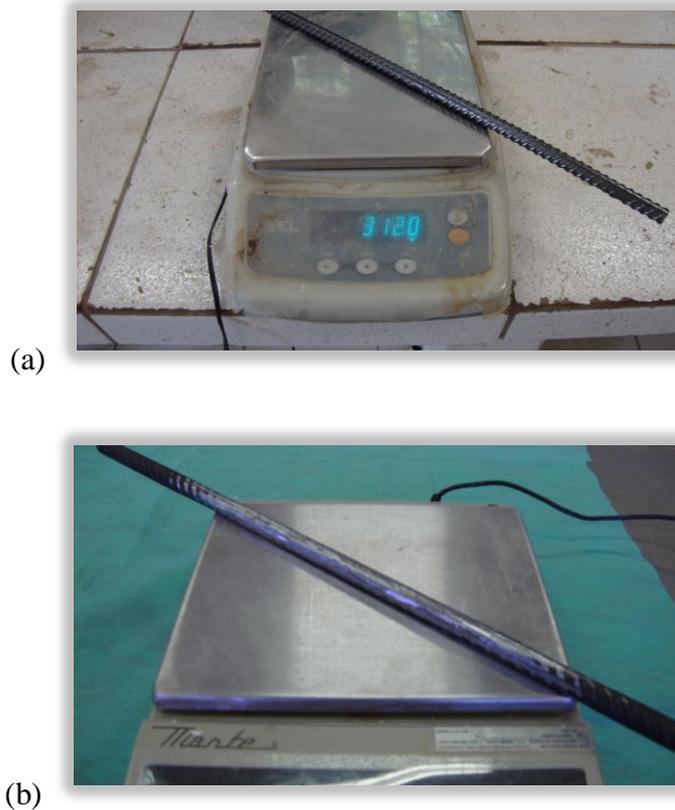


Figura 3.31 – Pesagem inicial (a) e pesagem final das barras de aço (b).

3.3.5 – Ensaio de Arrancamento (*Pull Out Test*)

Foram moldados 27 corpos-de-prova de seção transversal quadrada de 200 mm de lado, conforme recomenda a RC 6 (Rilem e CEB, 1983), para barras de aço com diâmetro nominal ou inferior a 20 mm, sendo utilizados aços de bitolas nominais de 10 mm, 12,5 mm e 16 mm, respectivamente, sendo três para os ensaios de referência, três para os ensaios de carbonatação e três para os ensaios de corrosão acelerada após a carbonatação.

A Figura 3.32 mostra a forma preparada para a concretagem. Foi utilizado um tubo de PVC com 20 mm de espessura, selados com massa de calafetar, para impedir a penetração do concreto, com a finalidade de garantir o comprimento de ancoragem, que é de cinco vezes o diâmetro nominal da barra ($5x\phi$), de acordo com a RILEM RC 6 (RILEM/CEB/FIP, 1983).



Figura 3.32 – Forma para o ensaio de arrancamento.

Os ensaios foram realizados após os procedimentos de aceleração da carbonatação e da corrosão. O sistema de ensaio consiste na aplicação de uma força de tração em uma barra que se encontra presa na garra da prensa, como indica a Figura 3.32. Na outra extremidade que permanecerá imóvel será posicionado um relógio comparador, de precisão de 0,001 mm, o qual indicava os escorregamentos. Foi colocada uma chapa de aço de 10 mm entre o corpo-de-prova e a peça acoplada a prensa para melhor distribuição das tensões na face do concreto, que pode ser visualizada na Figura 3.33.



Figura 3.33 – Sistema de ensaio e detalhe da chapa de aço.

A equipe de ensaio foi composta de três pessoas, uma aplicando a força de tração, outra observando quando os escorregamentos atingem valores pré-determinados e a terceira fazendo a leitura dos extensômetros, conforme mostra, parcialmente, a Figura 3.34. Os extensômetros elétricos de resistência (EER's) foram posicionados no centro do trecho não aderente da barra. Antes dos ensaios, os corpos-de-prova foram vistoriados com lentes de aumento para verificar a existência de fissuras.



Figura 3.34 – Leitura das cargas e das deformações.

3.3.6 – Ensaio de Tirantes

De acordo com a NBR 7477 (ABNT, 1982) as dimensões das seções transversais das formas devem ser quadradas e variam segundo o diâmetro da barra de aço, sendo determinadas pelas Equações 3.8 a 3.10. O ensaio de tirantes determina o coeficiente de conformação superficial das barras de aço destinadas a armaduras de concreto armado, como indica a Equação 3.11. O comprimento do tirante é determinado pela Equação 3.9 e, o comprimento da barra é estimado pela Equação 3.10. A Tabela 3.15 apresenta as dimensões dos tirantes para os aços de 10 mm, 12,5 mm e 16 mm.

$$d = \sqrt{\pi\phi\left(\frac{\phi}{4} + 7\right)} \quad \text{Equação (3.8)}$$

$$l \geq 15d \quad \text{Equação (3.9)}$$

$$L = l + 120 \quad \text{Equação (3.10)}$$

$$\eta = \frac{2,25.d}{\Delta l_{\text{médio}}} \quad \text{Equação (3.11)}$$

Sendo:

d = lado da seção quadrada do tirante;

ϕ = diâmetro nominal da barra;

l = comprimento do tirante;

L = comprimento da barra;

η = coeficiente de conformação superficial;

$\Delta l_{\text{médio}}$ = distância média entre fissuras, considerando as quatro faces.

Tabela 3.15 – Dimensões dos tirantes.

Diâmetro da barra (ϕ) (mm)	Largura (d) (mm)	Altura (d) (mm)	Comprimento (l) (mm)
10,0	47,7	47,7	750,0
12,5	53,5	53,5	850,0
16,0	60,9	60,9	950,0

Foram confeccionados nove tirantes para cada diâmetro do aço, conforme recomenda a NBR 7477 (ABNT, 1982), e nove ensaios para cada diâmetro, totalizando 27 tirantes para

cada diâmetro, sendo nove para os ensaios de referência, nove para os ensaios de carbonatação e nove para os ensaios de corrosão acelerada, para calcular a média do espaçamento médio entre fissuras dos nove tirantes.

Após a verificação minuciosa da presença de fissuras, os tirantes foram posicionados nas garras da prensa e submetidos à força de tração até atingir 80% da carga correspondente à tensão de escoamento da barra de aço, de acordo com a NBR 7477 (ABNT, 1982). Foram marcadas as fissuras que surgiram nas quatro faces dos tirantes, no eixo longitudinal, como mostra a Figura 3.35.



Figura 3.35 – Ensaio do tirante e marcação das fissuras nas quatro faces.

3.3.7 – Ensaio de Flexão de Vigas

Foram ensaiadas nove vigas de concreto armado com dimensões de 150 mm x 150 mm x 750 mm e um vão livre de 650 mm. As vigas foram divididas em três grupos, sendo ensaiadas três vigas de referência, três que sofreram carbonatação e, três que sofreram a corrosão acelerada após a carbonatação.

A armadura inferior e superior das vigas foi dimensionada para ocorrer ruptura caracterizada por deformação excessiva das armaduras, sendo composta por duas barras de diâmetro de 6,3 mm, com uma taxa de armadura de 0,28 %.

Os estribos foram dimensionados para evitar a ruptura por cisalhamento, sendo confeccionados por barras de 5,0 mm, com 8 cm de espaçamento. Foram utilizados espaçadores de 25 mm de espessuras fixados à armadura para garantir o cobrimento do concreto. A Figura 3.36 ilustra a armadura das vigas antes de ser posicionada na forma para a concretagem.



Figura 3.36 – Armadura das vigas.

As vigas foram ensaiadas separadamente na prensa, simulando uma carga concentrada com o uso de uma peça metálica no meio da viga. Foram utilizados os apoios da prensa, com o cuidado da viga estar bem nivelada e alinhada. A Figura 3.37 apresenta uma vista lateral da viga preparada para ser ensaiada.



Figura 3.37 – Vista lateral da viga.

Para determinar os deslocamentos verticais em alguns pontos da viga, foram utilizados 3 relógios comparadores digitais, da marca MITUTOYO, com precisão de 0,01 mm. A Figura 3.38 apresenta a posição dos relógios comparadores.

Todos foram posicionados na face inferior das vigas, sendo um no meio do vão, um à direita e um à esquerda, em posições proporcionalmente divididas. Os relógios comparadores foram retirados alguns estágios antes da carga de ruptura para que não fossem danificados. As flechas centrais foram medidas com o auxílio de uma trena para obter os deslocamentos próximos à ruptura, evitando, assim, possíveis danos aos relógios comparadores.

Para medir a deformação das armaduras de flexão, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER). A preparação dos ensaios consistiu na seguinte seqüência de etapas:

1. Marcação dos relógios comparadores e da posição dos apoios e carga concentrada;
2. Posicionamento e nivelamento da viga na prensa;
3. Fixação da placa nivelada que simulará a carga concentrada;
4. Fixação dos relógios comparadores nos pontos previamente determinados, na parte inferior da viga;
5. Conexão dos fios dos extensômetros ao sistema de aquisição de dados.



Figura 3.38 – Posicionamento dos relógios comparadores.

Em todos os ensaios, antes de começar o carregamento, foi feita a leitura inicial dos aparelhos na carga zero. Todos os ensaios foram executados com incrementos de carga de 10 kN até atingir a ruptura. Em todas as cargas aplicadas foram feitas leituras de relógios, medição de trena no centro da laje e, de extensômetros elétricos de resistência. Observou-se o surgimento e a propagação das fissuras ao longo do carregamento.

3.4 – DETALHAMENTO DA ANÁLISE ESTATÍSTICA

Serão realizadas análises estatísticas com o uso da ferramenta ANOVA, análise de variância, do *Microsoft Office Excel 2007*. A análise de variância baseia-se na decomposição da variação total da variável resposta em partes que podem ser atribuídas ao tratamento, que é uma condição imposta que se deseja medir em um experimento (variância entre), e ao erro experimental (variância dentro) (MONTGOMERY e RUNGER, 1999). Em um experimento, cada observação Y_{ij} pode ser decomposta conforme a Equação 3.11.

$$Y_{ij} = \mu + \tau_i + \epsilon_{ij} \quad (i=1, \dots, I \quad e \quad j=1, \dots, J) \quad \text{Equação (3.11)}$$

Onde:

Y_{ij} = observação do i-ésimo tratamento na j-ésima unidade experimental;

μ = é o efeito constante (média geral);

τ_i = o efeito do i-ésimo tratamento;

ϵ_{ij} = é o erro associado ao i-ésimo tratamento na j-ésima unidade experimental.

Para testar se há diferenças entre as médias dos tratamentos em um experimento, deve-se considerar a hipótese nula, onde todos os tratamentos terão uma média comum (μ), utilizando o teste F (F calculado), que é a relação entre a soma de quadrados de tratamentos e a soma de quadrados de resíduos, como mostra a Equação 3.12.

$$F = \frac{MQ_{Tratamento}}{MQ_{Resíduo}} \quad \text{Equação (3.12)}$$

Onde:

$MQ_{Tratamento}$ = é a relação entre soma dos quadrados dos tratamentos (variação entre) pelos graus de liberdade;

$MQ_{Resíduo}$ = é a relação entre soma dos quadrados dos resíduos (variação dentro), que é uma função das diferenças existentes entre as repetições de um mesmo tratamento, pelos graus de liberdade.

As somas dos quadrados são organizadas em uma tabela, conforme Tabela 3.16. Se F for maior que o F crítico, rejeita-se a hipótese de nulidade, considerando que existem entre pelo menos um par de médias evidências de diferença significativa de tratamentos, ao nível de significância escolhida, que é a probabilidade de rejeitar as atitudes em relação à Matemática na formação das atitudes em relação à Estatística, considerando que na verdade não existe nenhuma relação. Este erro é controlado pelo pesquisador e neste capítulo considerou-se o nível de 5% de significância (α) para analisar os resultados.

Tabela 3.16 – Tabela da análise de variância (Adaptado de MONTGOMERY e RUNGER, 1999).

Causas de Variação	Graus de Liberdade	Soma de Quadrados	Quadrados Médios	F calculado
Tratamentos	$I-1$	$SQ_{Tratamento}$	$MQ_{Tratamento}$	$\frac{MQ_{Tratamento}}{MQ_{Resíduo}}$
Resíduos	$I(J-1)$	$SQ_{Resíduos}$	$MQ_{Resíduos}$	
Total	$IJ-1$	SQ_{Total}		

4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de determinação dos efeitos estruturais desencadeados pela corrosão das armaduras.

4.1 – ENSAIOS DE BLOCOS DE ARRANCAMENTO

4.1.1 – Análise da Tensão de Aderência em Relação ao Diâmetro do Aço

Os blocos de arrancamento de referência são representados pela letra A, as amostras submetidas à carbonatação pelas letras AC e as amostras que foram carbonatadas com posterior corrosão são representadas pelas letras ACC, seguidas pela respectiva numeração, que representa o diâmetro do aço, em milímetros, que foi ensaiado para cada condição. Todas as referências bibliográficas utilizadas neste capítulo estudaram peças estruturais despassivadas pelo ataque de cloretos.

A realização deste ensaio forneceu as cargas que foram utilizadas para o cálculo da tensão média de aderência, apresentadas no Apêndice A, segundo a recomendação do Rilem-Ceb-Fip (1983), utilizando a média dos valores correspondentes aos deslizamentos 0,01 mm, 0,10 mm e 1,00 mm. As Figuras 4.1 a 4.3 apresentam três gráficos com a evolução da tensão de aderência em relação aos deslizamentos para os diâmetros de 10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm, respectivamente.

Os menores valores da tensão de aderência foram obtidos para as amostras de 16,0 mm para todas as situações, referência, carbonatação e corrosão, seguida pelos diâmetros de 12,5 mm e 10,0 mm, respectivamente. Ducatti (1993) justifica que a ocorrência deste

comportamento está ligada à espessura da zona de transição, que é mais espessa nas barras de maior diâmetro, e à altura das nervuras, que é maior nas barras de maiores diâmetros, possibilitando um maior acúmulo de água na região das nervuras, e conseqüentemente, maiores relação água/cimento e espessura da zona de transição, enfraquecendo assim a ligação entre a pasta de cimento e a barra, tornando-a mais porosa, possibilitando o esmagamento por compressão pelas nervuras.

Observando as curvas de aderência dos blocos submetidos à carbonatação, verificou-se que a carbonatação reduziu a tensão de aderência para as barras de 10,0 mm e 12,5 mm, tendo um comportamento inferior aos blocos de referência, e superior quando comparado aos blocos de corrosão para as referidas barras. A barra de 16,0 mm obteve uma curva próxima à curva de corrosão.

Vale salientar que, na presente tese, a carbonatação ocorrida foi de 100%, sugerindo que a armadura ficou completamente despassivada, o que pode ter ocasionado a diminuição da tensão de aderência, e essa perda foi mais significativa para a barra de 16,0 mm, devido à interação entre a despassivação e maior altura das nervuras e espessura da zona de transição, como comentado anteriormente referenciando o trabalho de Ducatti (1993).

Uma das possíveis causas dessa redução de aderência nos blocos carbonatados seria a alteração da interface aço-concreto pela formação do carbonato de cálcio pela reação de carbonatação, uma vez que não houve nenhuma outra alteração na região. Outra hipótese seria que há a carbonatação, mas também há a corrosão, o que interpõe produtos de corrosão que reduzem a aderência.

Houve um decréscimo na tensão de aderência em relação ao deslizamento nas amostras com corrosão, quando comparadas com as amostras carbonatadas e de referência. Este fato se justifica, pois devido à carbonatação, a corrosão ocorreu de forma generalizada nas nervuras, tendo efeito significativo, conforme enfatiza o FIB Bulletin 10 (2000), que destaca que a corrosão das nervuras terá efeito significativo se atingir a barra de forma generalizada. Caso ocorra em poucas nervuras, a resistência ao arrancamento é conseguida

pela ação das nervuras que não sofreram a corrosão, que preservam o desempenho global da ligação, quando o comprimento de aderência preservado é considerável.

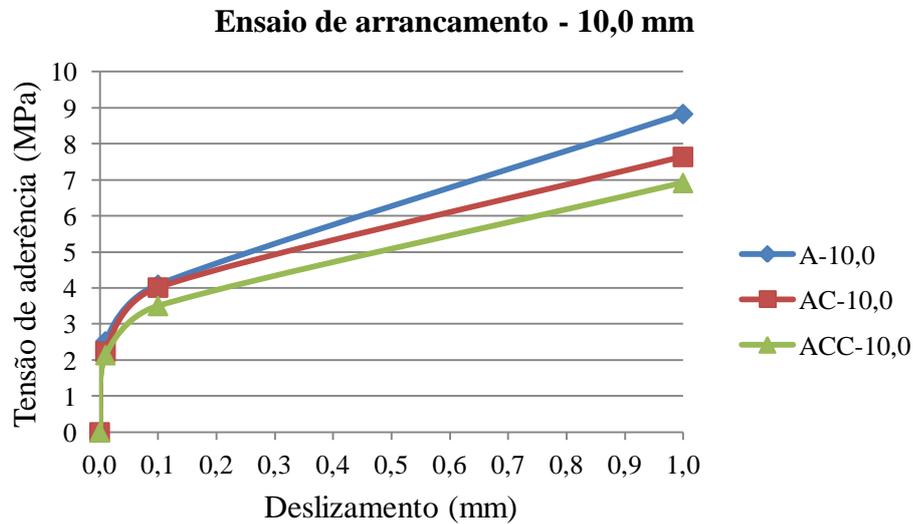


Figura 4.1 – Tensão de aderência *versus* deslizamento. Análise do diâmetro de 10,0 mm e das condições superficiais da barra.

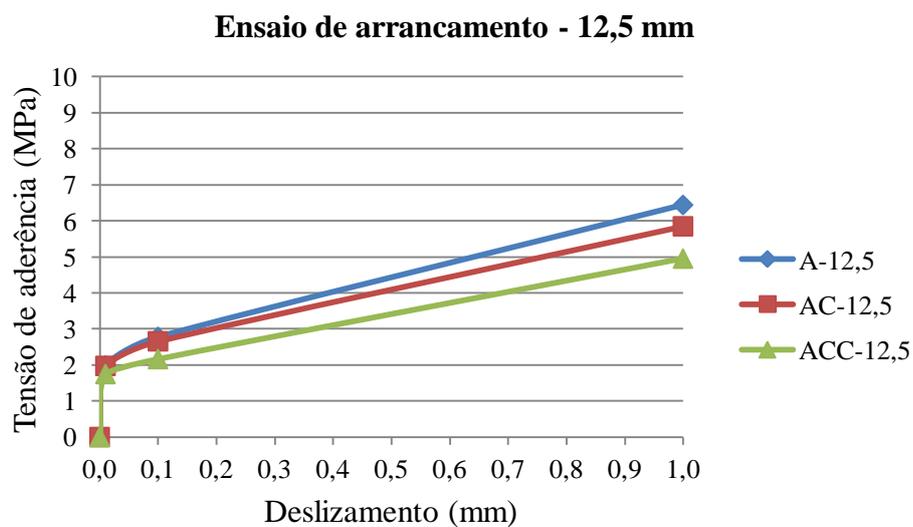


Figura 4.2 – Tensão de aderência *versus* deslizamento. Análise do diâmetro de 12,5 mm e das condições superficiais da barra.

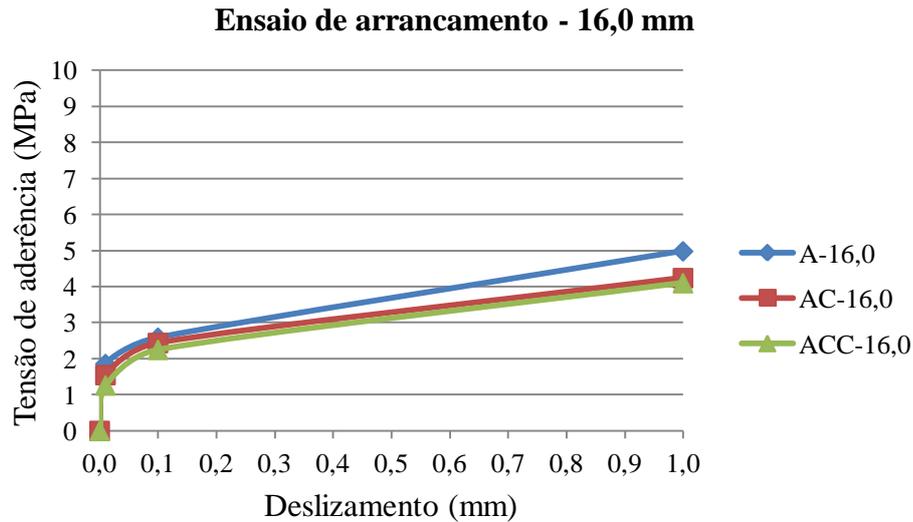


Figura 4.3 – Tensão de aderência *versus* deslizamento. Análise do diâmetro de 16,0 mm e das condições superficiais da barra.

A Figura 4.4 mostra as curvas tensão de aderência em relação ao deslizamento para as amostras que sofreram corrosão. Observa-se que, no deslizamento de 0,01 mm, as tensões de aderência tendem a ser maior quanto menor for o diâmetro da barra, no deslizamento de 0,10 mm a tensão de aderência foi maior para a barra de 10,0 mm de diâmetro. Para as barras de 12,5 mm e 16,0 mm, as tensões de aderência para esse deslizamento ficaram bem próximas. No deslizamento de 1,00 mm as tensões de aderência foram maiores para as barras de menor diâmetro.

Soroushian e Choi (1989) justificam a redução da aderência causada pelo aumento do diâmetro da barra devida a uma maior quantidade de material poroso (zona de transição) na interface concreto-aço, onde o maior diâmetro, aliado à maior dimensão das nervuras, retêm mais água de amassamento na face inferior da barra, resultando na exsudação interna, no entanto essa avaliação não foi feita no presente trabalho.

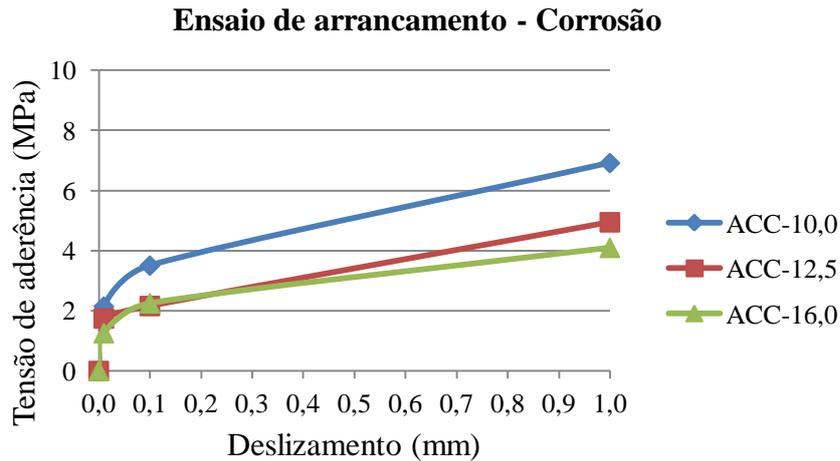


Figura 4.4 – Tensão de aderência *versus* deslizamento – Corrosão. Análise do diâmetro e das condições superficiais da barra.

Foi analisado o comprimento aderente no ensaio de arrancamento, tendo-se obtido valores de cinco vezes o valor do diâmetro, para as barras de 10 mm, 12,5 mm e 16 mm, para os trechos aderentes são 50 mm, 62,5 e 80 mm, respectivamente. Analisando o trecho aderente, as maiores tensões médias de aderência foram obtidas para os menores diâmetros, como mostra a Figura 4.5, que possuem os menores trechos aderentes, como verificado nos trabalhos de Lahnert, Houde e Gerstle (1986), onde o aumento do comprimento aderente reduziu a tensão média de aderência, pois os trechos mais distantes do ponto de aplicação da carga estão sujeitos a menores tensões, ou seja, os maiores comprimentos aderentes, que são correspondentes aos maiores diâmetros do aço, possuem a menor tensão de aderência.

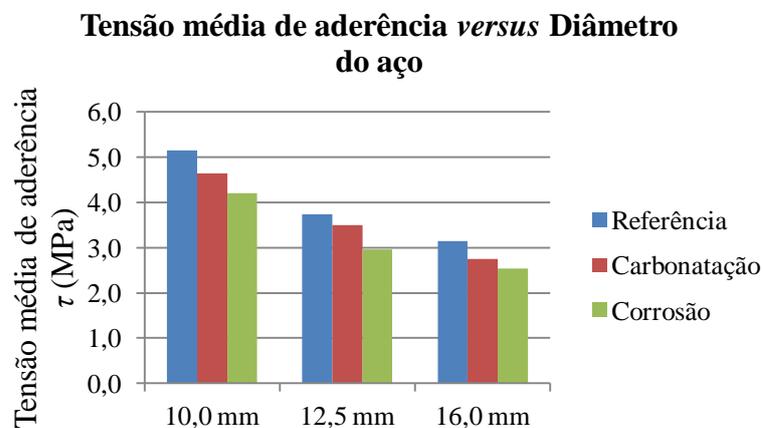


Figura 4.5 – Tensão média de aderência – Análise do trecho aderente.

Foram realizadas análises de variâncias com fator duplo, para os resultados das tensões de aderência (τ) obtidas pelos ensaios de arrancamento, que é a média dos valores obtidos para os deslizamentos de 0,01 mm, 0,10 mm e 1,00 mm, respectivamente, considerando as condições de referência, carbonatação e corrosão, para os três diâmetros de aço, 10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm, respectivamente. A Tabela 4.1 apresenta os dois fatores de análise, para o ensaio de arrancamento, o fator diâmetro do aço com três níveis de tensão de aderência e o fator condição do bloco de arrancamento, referência, carbonatação e corrosão.

A Tabela 4.2 apresenta os resultados obtidos pela análise de variância. Analisando os resultados da linha interações, que é o resultado da combinação dos dois fatores, condição do bloco e diâmetro do aço, verifica-se que F calculado é maior que F crítico, evidenciando que as interações dos efeitos provocados pelos dois fatores influenciam a tensão de aderência, como observado nas Figuras 4.1 a 4.3, que as condições de referência, carbonatação e corrosão aliadas aos maiores diâmetros do aço reduziram a tensão de aderência. O F calculado foi maior para a fonte de variação diâmetro do aço, como constatado por Yerlici e Özturan (2000), que ensaiaram diâmetros de aço variando entre 12 mm e 26 mm. Assim como Ducatti (1993), os autores concluíram que a tensão de aderência diminuiu com o aumento do diâmetro do aço.

Tabela 4.1 – Valores utilizados para realizar a análise de variância para o ensaio de arrancamento, empregando a média das tensões (τ) relativas aos deslocamentos de 0,01, 0,1 e 1mm.

Diâmetro do aço (mm)	τ (MPa)		
	Referência	Carbonatação	Corrosão
10,00	5,11	4,63	4,18
10,00	5,22	4,65	4,22
10,00	5,12	4,62	4,18
12,50	3,70	3,46	2,97
12,50	3,75	3,49	2,97
12,50	3,75	3,53	2,93
16,00	3,12	2,74	2,53
16,00	3,15	2,73	2,55
16,00	3,16	2,76	2,53

Tabela 4.2 – Análise de variância realizada para os resultados da tensão de aderência pelo ensaio de arrancamento.

Análise de Variância					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	F crítico
Diâmetro do aço (10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm)	16,11	2,00	8,05	9214,80	3,55
Condição do bloco (referência, carbonatação e corrosão)	2,74	2,00	1,37	1566,18	3,55
Interações entre os diâmetros do aço e os blocos de arrancamento	0,16	4,00	0,04	45,02	2,93

A fonte de variação condição dos blocos de arrancamento (referência, carbonatação e corrosão) obteve o F calculado maior que o crítico, indicando que a situação de referência, carbonatação e corrosão teve influência na tensão de aderência, conforme verificado na Figura 4.1 quando comparada às Figuras 4.2 e 4.3, que a maior tensão de aderência foi obtida para a barra de 10,0 mm para as três situações, seguidas respectivamente pelas barras de 12,5 mm e 16,0 mm.

4.1.2 – Análise da Deformação do Aço no Trecho Não Aderente

Foram realizadas medidas da deformação do aço no trecho não aderente para as barras de 10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm, como apresentado no Apêndice B. A Figura 4.6 apresenta os resultados da curva Carga *versus* Deformação para as amostras referência, carbonatação, e corrosão. As leituras foram apresentadas até a carga de 70 kN devido as limitações do extensômetro. Verificou-se que a deformação do aço para as amostras de referência tiveram praticamente o mesmo comportamento para os três diâmetros do aço. Nas amostras que sofreram carbonatação, as maiores deformações foram obtidas para o aço de menor diâmetro, 10 mm. A deformação das barras de 16 mm que foram submetidas à corrosão teve um comportamento linear, antes da ruptura do aço. Todas as amostras com corrosão romperam no aço e tiveram um aumento significativo da deformação próximo à carga de ruptura.

Como justificado por Al-jahdali, Wafa, e Shihata (1994), a ruptura do aço ocorre quando a aderência entre os dois materiais excede o limite de escoamento do aço, sendo

caracterizada pelo escoamento da barra de aço antes de atingir a capacidade resistente entre o aço e o concreto. Outra justificativa da maior deformação do aço para os blocos corroídos pode ser a provável alteração das características do aço após a imposição da corrente elétrica no ensaio de aceleração da corrosão.

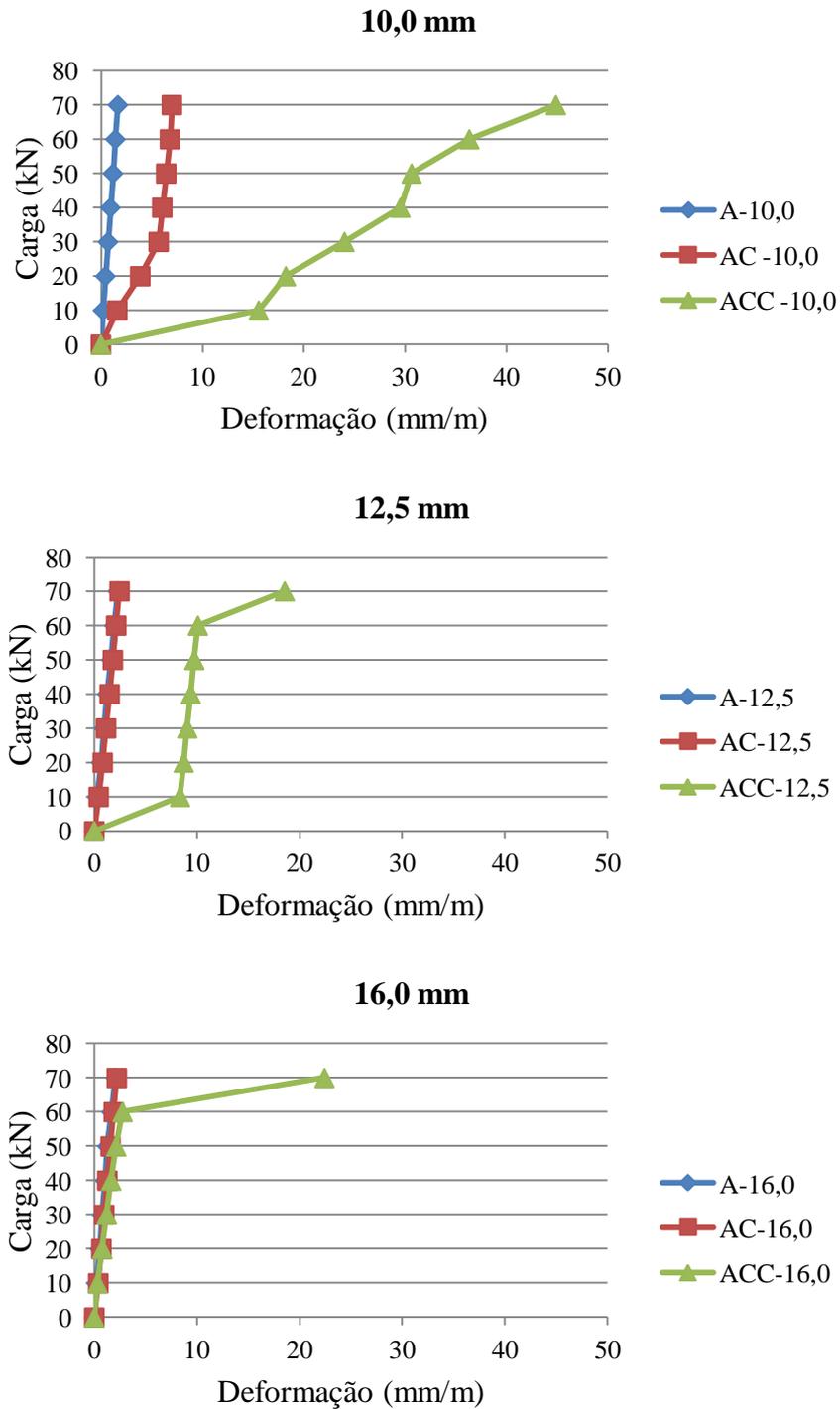


Figura 4.6 – Análise da deformação do aço do trecho não aderente.

4.1.3 – Análise do Modo de Ruptura

A Tabela 4.3 apresenta o modo de ruptura dos blocos ensaiados. Os blocos que não sofreram corrosão romperam por deslizamento do aço, considerado um tipo dúctil de ruptura, como citado por Al-jahdali, Wafa, e Shihata (1994), caracterizado pelo confinamento adequado promovido pelo cobrimento do concreto adjacente à barra, evitando assim, o fendilhamento.

Os blocos que sofreram corrosão romperam no aço, devido à diminuição da altura da nervura de forma generalizada, resultante do processo corrosivo. Como diz Barbosa (2001), as barras que possuem nervuras e saliências melhoram a resistência de aderência.

Tabela 4.3 – Modo de ruptura dos blocos de arrancamento.

Variável-diâmetro do aço	Modo de ruptura
A-10	deslizamento
AC-10	deslizamento
ACC-10	ruptura do aço
A-12,5	deslizamento
AC-12,5	deslizamento
ACC-12,5	ruptura do aço
A-16	deslizamento
AC-16	deslizamento
ACC-16	ruptura do aço

4.2 – ENSAIOS DE TIRANTES

Os tirantes de referência, carbonatação e corrosão, são representados pelas letras T, TC e TCC, seguidas pela respectiva numeração, que representa o diâmetro do aço, em

milímetros, que foi ensaiado para cada condição. Os tirantes foram ensaiados até 80% da carga de ruptura do aço.

4.2.1 – Análise do Espaçamento Entre Fissuras

Os espaçamentos entre as fissuras foram medidos após a realização dos ensaios, para se obter o coeficiente de conformação superficial. A Tabela 4.4 apresenta os valores obtidos. Verificou-se que os menores espaçamentos foram obtidos para as barras de menor diâmetro. O mesmo foi observado por Barbosa (2001) para as barras de 16,0 mm, 20,0 mm e 25,0 mm, e por Silva, Barbosa e Baffa (2005), para as barras de 6,3 mm, 8,0 mm, 10,0 mm e 12,5 mm, respectivamente.

Tabela 4.4 – Espaçamento médio entre fissuras.

Variável - diâmetro do aço	Espaçamento médio entre fissuras (cm)									CPM	DP	CV (%)
	CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9			
T-10,0	3,80	3,41	3,90	3,58	4,05	4,10	3,50	3,30	3,62	3,70	0,27	7,20
T-12,5	5,60	6,22	5,73	5,38	5,42	5,19	5,79	5,67	5,42	5,60	0,28	5,06
T-16,0	7,23	7,38	7,82	7,53	7,13	7,95	7,01	7,30	7,28	7,40	0,29	3,96
TC-10,0	3,89	3,80	3,72	3,80	3,91	4,13	3,62	3,78	3,89	3,84	0,13	3,51
TC-12,5	5,72	5,91	5,90	6,12	5,82	6,14	5,56	5,47	5,59	5,80	0,23	3,88
TC-16,0	7,49	7,32	7,41	7,35	7,33	7,53	7,58	7,65	7,80	7,50	0,15	2,05
TCC-10,0	4,43	3,98	4,27	4,39	3,88	4,04	4,26	4,36	4,23	4,20	0,18	4,34
TCC-12,5	6,76	6,66	6,05	6,12	6,80	6,19	6,67	5,80	6,25	6,37	0,34	5,36
TCC-16,0	7,45	7,78	7,70	7,75	7,74	7,64	7,61	7,80	7,69	7,68	0,10	1,32

Sendo: T = tirante referência; TC = tirante carbonatação; TCC = tirante carbonatação e corrosão; CPn = número de tirantes ensaiados; CPM = média dos nove tirantes; DP = desvio padrão; CV = coeficiente de variação em %.

Foram confeccionados nove tirantes para cada variável da pesquisa, que é o diâmetro do aço e a situação de referência, carbonatação e corrosão. Foi realizada a análise de variância avaliando o espaçamento médio entre fissuras dos nove corpos de prova ensaiados em relação aos diâmetros do aço e, das condições de referência, carbonatação e corrosão dos tirantes ensaiados, utilizando os dados da Tabela 4.4.

A Tabela 4.5 indica que os diâmetros dos aços de 10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm e os tirantes de arrancamento de referência, carbonatação e corrosão tiveram influência significativa na distância entre as fissuras. Porém, as interações entre os diâmetros do aço e os tirantes, para nível de significância de 5%, não influenciaram o espaçamento entre fissuras. Para confirmar o resultado desta interação, aumentou-se o nível de significância até que F calculado comece a ficar maior que F crítico, chegando ao nível de 6,2%, como mostra a Tabela 4.6. Pode-se verificar que, a partir deste nível de significância, a interação entre os tirantes de referência, carbonatação, corrosão e, os diâmetros do aço, 10 mm, 12,5 mm e 16 mm, começam a ter influência na distância entre fissuras.

Tabela 4.5 – Análise de variância realizada para o espaçamento médio entre fissuras obtido pelo ensaio de tirantes.

Análise de Variância ($\alpha = 5\%$)					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	F crítico
Diâmetros do aço (10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm)	177,19	2,00	88,59	1447,02	3,12
Condições dos tirantes (referência, carbonatação e corrosão)	3,86	2,00	1,93	31,51	3,12
Interações entre os diâmetros do aço e as condições dos tirantes	0,58	4,00	0,14	2,36	2,50

Tabela 4.6 – Análise de variância realizada para o espaçamento médio entre fissuras obtido pelo ensaio de tirantes ($\alpha = 6,2\%$).

Análise de Variância ($\alpha = 6,2\%$)					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	F crítico
Diâmetros do aço (10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm)	177,19	2,00	88,59	1447,02	2,89
Condições dos tirantes (referência, carbonatação e corrosão)	3,86	2,00	1,93	31,51	2,89
Interações entre os diâmetros do aço e as condições dos tirantes	0,58	4,00	0,14	2,36	2,35

4.2.2 – Análise do Coeficiente de Conformação Superficial

A Tabela 4.7 apresenta os resultados do cálculo do coeficiente de conformação superficial, de acordo com a NBR 7477 (ABNT, 1982), utilizando a Equação 4.1.

$$\eta = \frac{2,25.d}{\Delta l_{\text{médio}}} \quad \text{Equação (4.1)}$$

Onde:

η = coeficiente de conformação superficial;

d = lado da seção transversal do tirante;

$\Delta l_{\text{médio}}$ = distância média entre fissuras, considerando as quatro faces.

Tabela 4.7 – Resultados do coeficiente de conformação superficial (η).

Variável - diâmetro do aço	d (cm)	CPM	η
T-10,0	4,77	3,70	2,90
T-12,5	5,35	5,60	2,15
T-16,0	6,09	7,40	1,85
TC-10,0	4,77	3,84	2,80
TC-12,5	5,35	5,80	2,07
TC-16,0	6,09	7,50	1,83
TCC-10,0	4,77	4,20	2,55
TCC-12,5	5,35	6,37	1,89
TCC-16,0	6,09	7,68	1,78

Sendo: d = lado da seção transversal do tirante; CPM = média da distância entre fissuras dos nove tirantes; η = coeficiente de conformação superficial.

A Figura 4.7 apresenta a evolução do coeficiente de conformação superficial para as barras de aço de diâmetros de 10 mm, 12,5 mm e 16 mm, respectivamente, para melhor avaliar o comportamento da aderência. Pode-se observar que à medida que aumenta o diâmetro da barra há uma redução no coeficiente de conformação superficial, sendo que os menores valores foram obtidos para as amostras corrosão. Os valores obtidos do coeficiente de conformação superficial (η) estão acima de 1,5 conforme recomenda a NBR 7480 (ABNT, 1996).

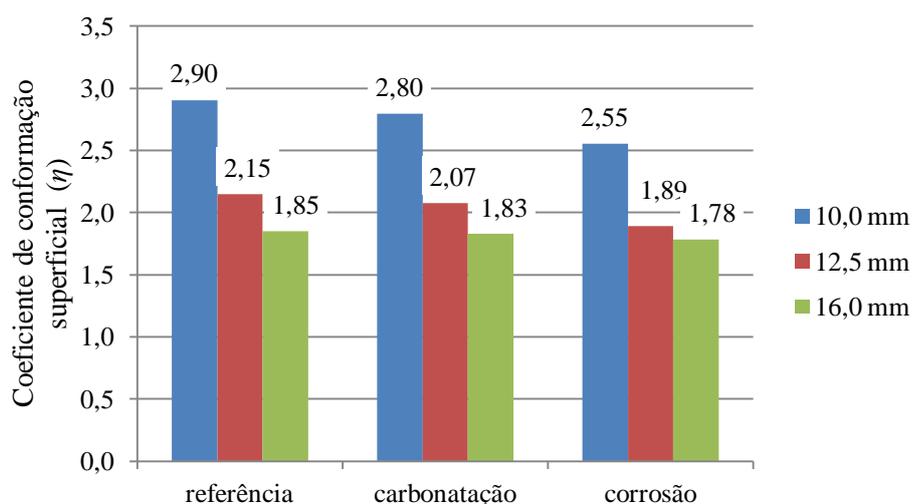


Figura 4.7 – Comparativo do coeficiente de conformação superficial.

Foi feita a análise de variância para o coeficiente de conformação superficial obtido pelo ensaio de tirantes, com os dados apresentados na Tabela 4.8, considerando como fonte de variação as condições dos tirantes (referência, carbonatação, corrosão), e os diâmetros do aço (10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm), como apresentado na Tabela 4.9.

Como F calculado é maior que F crítico, indicando que a combinação dos fatores condições dos tirantes e diâmetros do aço é significativa ou, de outra maneira, há evidência suficiente de que as combinações de efeitos provocados pelos dois fatores influenciem o coeficiente de conformação superficial.

Tabela 4.8 – Tabela utilizada para realizar a análise de variância para o coeficiente de conformação superficial obtido pelo ensaio de tirantes.

Coeficiente de conformação superficial (η)			
Tirantes	Diâmetro da barra (mm)		
	10 mm	12,5 mm	16 mm
Referência	2,90	2,15	1,85
Carbonatação	2,80	2,07	1,83
Corrosão	2,55	1,89	1,78

Tabela 4.9 – Análise de variância realizada para o coeficiente de conformação superficial obtido pelo ensaio de tirantes.

Análise de Variância					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	F crítico
Condições dos tirantes (referência, carbonatação e corrosão)	0,08	2,00	0,04	7,52	6,94
Diâmetros do aço (10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm)	1,42	2,00	0,71	128,65	6,94

Foi calculada a tensão de aderência, como mostra a Tabela 4.10, aplicando a formulação da resistência de aderência proposta pela NBR 6118 (ABNT, 2003) inserindo o coeficiente de conformação superficial experimental (η) para as condições do tipo de barra, calculado pela formulação da NBR 7477 (ABNT, 1982).

A Figura 4.8 detalha como foi calculada a tensão de aderência para os tirantes. Vale salientar que esse procedimento ainda não havia sido feito, conforme a revisão da literatura, sendo uma inovação e possível proposta de aplicação para pesquisas futuras.

Os valores da tensão de aderência calculada pela formulação da NBR 6118 (ABNT, 2003) fornece apenas um valor igual a 3,54 MPa, pois para a presente pesquisa, foi utilizada barras nervuradas, considerada todos os tirantes em situação de boa aderência, foram

estudados diâmetros das barras menores que 32 mm, e foi utilizado o mesmo concreto para todos os tirantes.

Formulação da tensão de aderência pela NBR 6118 (ABNT, 2003):	A NBR 6118 (ABNT, 2003) fornece os valores de η_1 , η_2 e η_3 :		
$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$	$\eta_1 = 1,00$ para barras lisas.	$\eta_2 = 1,00$ para situações de boa aderência.	$\eta_3 = 1,00$ para $\phi < 32$ mm.
$\eta_{experimental} = \frac{2,25d}{\Delta l_{médio}}$	$\eta_1 = 1,40$ para barras entalhadas.	$\eta_2 = 0,70$ para situações de má aderência.	$\eta_3 = [(132 - \phi) / 100]$, para $\phi > 32$ mm.
Nesta pesquisa foi substituído o η_1 pelo $\eta_{experimental}$	$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas.	-	-

Figura 4.8 – Detalhamento do cálculo da tensão de aderência utilizando o coeficiente de conformação superficial experimental.

Tabela 4.10 – Tensão de aderência calculada pela NBR 6118 (ABNT, 2003).

Variável - diâmetro do aço	η	τ^{exp} NBR 6118 (ABNT, 2003) (MPa)
T-10,0	2,90	5,39
T-12,5	2,15	3,99
T-16,0	1,85	3,44
TC-10,0	2,80	5,19
TC-12,5	2,07	3,85
TC-16,0	1,83	3,40
TCC-10,0	2,55	4,74
TCC-12,5	1,89	3,51
TCC-16,0	1,78	3,31

4.3 – COMPARATIVOS ENTRE OS ENSAIOS DE ADERÊNCIA

Realizou-se uma comparação dos resultados da tensão de aderência experimental obtida pelos ensaios de arrancamento e de tirantes, conforme ilustrado na Figura 4.9.

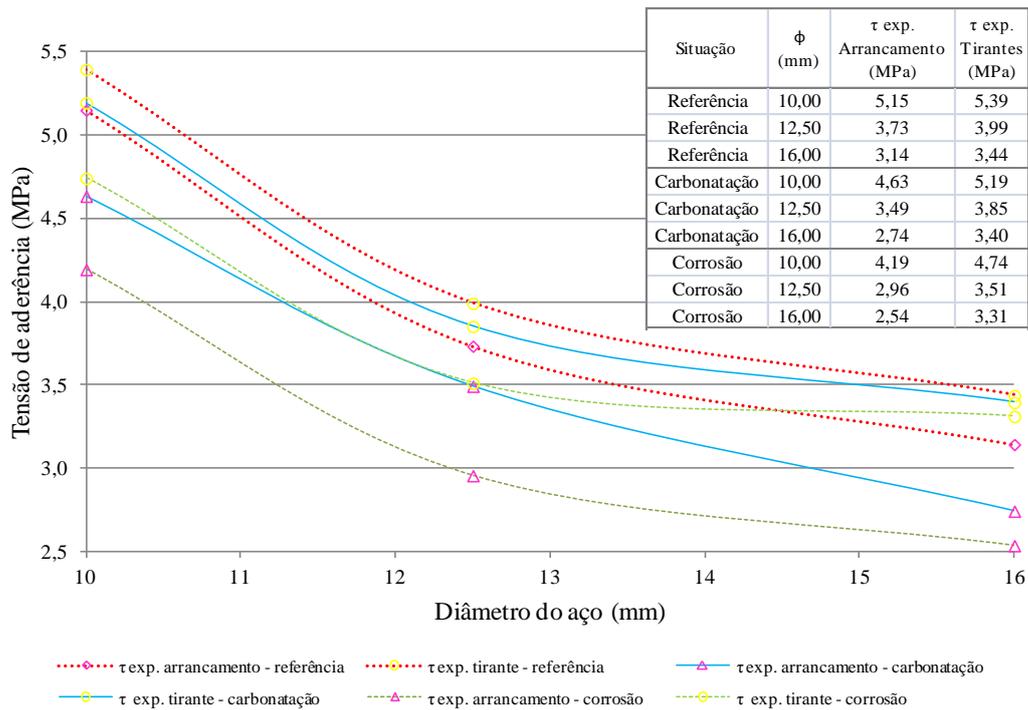


Figura 4.9 – Comparação da tensão de aderência obtida pelos ensaios de arrancamento e tirantes.

Observa-se que, para ambos os ensaios, a tensão de aderência diminui com o aumento do diâmetro. Os maiores valores da tensão de aderência foram obtidos nos ensaios de tirantes para todos os diâmetros e condição de referência, carbonatação e corrosão. As tensões de aderência foram maiores no ensaio de tirantes devido a barra ser tracionada nas duas extremidades, sendo que nos blocos de arrancamento tem-se apenas um ponto de aplicação de carga. Segundo Caetano (2008) a distribuição de tensões de aderência é variável ao longo do comprimento aderente da barra, sendo a tensão mais elevada próximo ao ponto de aplicação da carga. Como o bloco de arrancamento possui apenas um ponto de aplicação quando comparado com os tirantes que possuem dois pontos de aplicação, acabam obtendo menores tensões de aderência.

Nas barras com corrosão generalizada, as maiores tensões de aderência foram obtidas pelo ensaio de tirantes, este fato se justifica devido os tirantes terem maior comprimento aderente que os blocos de arrancamento.

Observa-se que, para ambos os ensaios, as maiores tensões de aderência foram obtidas para as barras de 10 mm, que pode ser justificado pelo maior número de nervuras e menor espaçamento entre as mesmas. Fusco (1976) enfatiza que o grande número e o pequeno afastamento das nervuras permitem uma ligação mais efetiva entre o aço e o concreto. As barras de 10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm obtiveram o espaçamento médio entre nervuras iguais a 6,50 mm, 8,62 mm e 9,44 mm, respectivamente, conforme apresentado no Capítulo 3.

4.4 – ENSAIOS DE VIGAS

As vigas de referência, carbonatação e corrosão, são representadas pela letra V, VC e VCC, seguidas pela respectiva numeração, que representa a quantidade que foi ensaiada para cada variável.

4.4.1 – Análise da Carga e Modo de Ruptura

As vigas foram ensaiadas em intervalos de carregamento até que se atingisse a ruptura. A carga adotada no momento da ruptura das vigas foi o valor máximo atingido na leitora da prensa. Na Tabela 4.11 é apresentado um resumo das principais características das vigas e suas respectivas cargas de ruptura. As superfícies de ruptura das vigas iniciaram na face lateral da viga, prolongando-se à face inferior, como mostra a Figura 4.10.

Verifica-se que ocorre uma redução da carga de ruptura nas vigas que sofreram corrosão, como observado por Rodriguez, Ortega e Casal (1997). A corrosão também leva ao

aumento da abertura das fissuras para a carga de serviço e redução da carga última da estrutura, devido à redução da seção transversal das barras e a redução da aderência entre o concreto e o aço.

Conforme especificado por Al-jahdali, Wafa, e Shihata (1994), as vigas de referência e carbonatação romperam no concreto, que consistiu na ruptura do prisma de concreto na região comprimida e, as vigas de corrosão obtiveram ruptura da armadura de flexão, devido à aderência entre o concreto e a armadura ter excedido o limite de escoamento do aço.

Tabela 4.11 – Cargas e modos de ruptura.

Viga	Condição	Carga de Ruptura (kN)	Modo de Ruptura
V-01	Referência	53,0	Concreto
V-02		53,4	
V-03		53,7	
VC-01	Carbonatação	51,0	Concreto
VC-02		51,6	
VC-03		52,3	
VCC-01	Corrosão	50,0	Aço
VCC-02		50,5	
VCC-02		50,3	



Figura 4.10 – Modos de ruptura das vigas.

4.4.2 – Análise do Deslocamento Vertical

Foram feitas leituras de deslocamento vertical em pontos da linha de inflexão de momento fletor (D1 e D3 – distantes a 162,5 mm do centro da viga) para monitorar possíveis

translações (deslocamento de corpo rígido) e, no centro da viga (D2), como apresenta o Apêndice C.

Os deslocamentos verticais aumentaram com o acréscimo do carregamento sendo que os maiores valores obtidos foram medidos no ponto central da viga. A Figura 4.11 mostra os deslocamentos verticais no centro de todas as vigas, até a carga de 50 kN, onde ocorreu a retirada dos relógios comparadores, para que os mesmos não se danificassem no momento da ruptura. As vigas que foram submetidas à carbonatação e corrosão foram as que apresentaram os maiores deslocamentos. Todas as peças obtiveram deslocamentos simétricos, sendo que foram maiores quando se aproximaram das cargas de ruptura, conforme ilustra as Figuras 4.12 a 4.20, o desenho acima do gráfico representa a viga com a respectiva carga de ruptura e o posicionamento dos relógios comparadores D1 a D3.

As vigas que foram submetidas à corrosão de armaduras com a despassivação do aço induzida pela carbonatação apresentaram um aumento considerável dos deslocamentos no centro do vão, coincidindo com o observado por Ballim e Reid (2003), em cujo trabalho a taxa do aumento dos deslocamentos cresceu gradualmente devido à deterioração da aderência na interface entre o aço e o concreto, causando a diminuição do confinamento devido ao alargamento da abertura da fissura na parte inferior da viga.

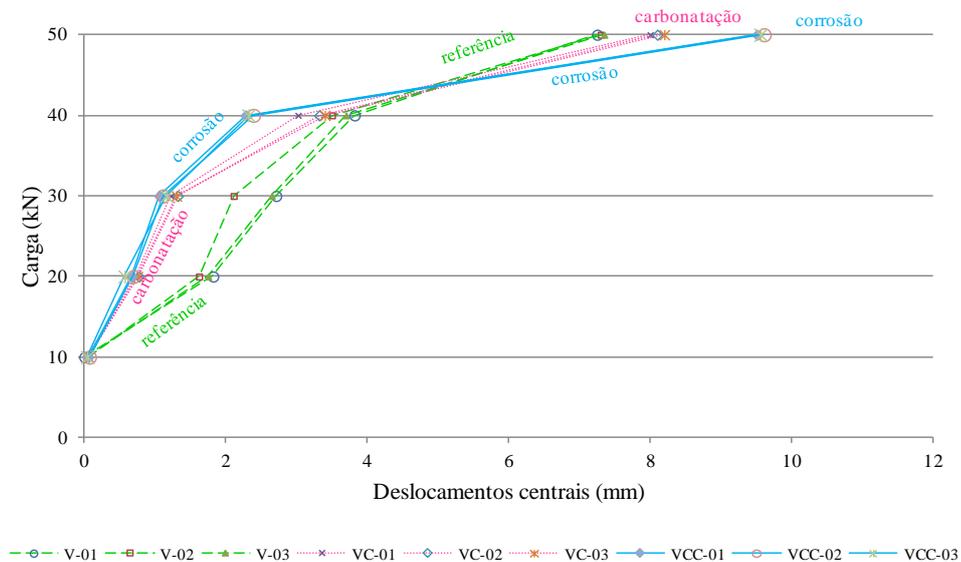


Figura 4.11 – Deslocamentos verticais nos centros de todas as vigas.

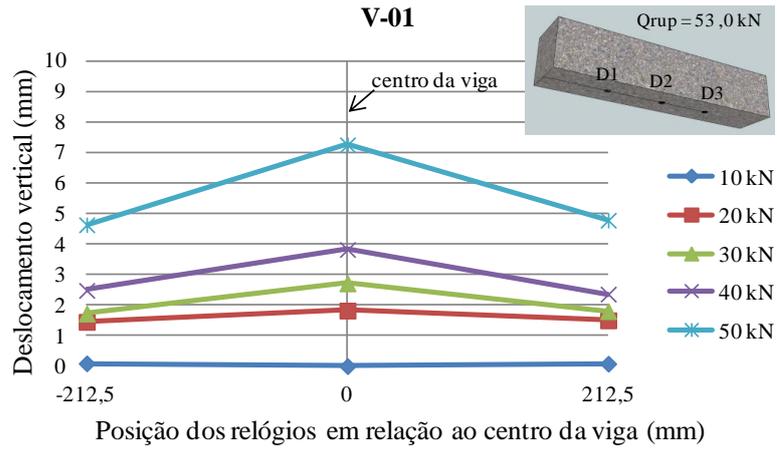


Figura 4.12 – Deslocamentos verticais da viga V-01.

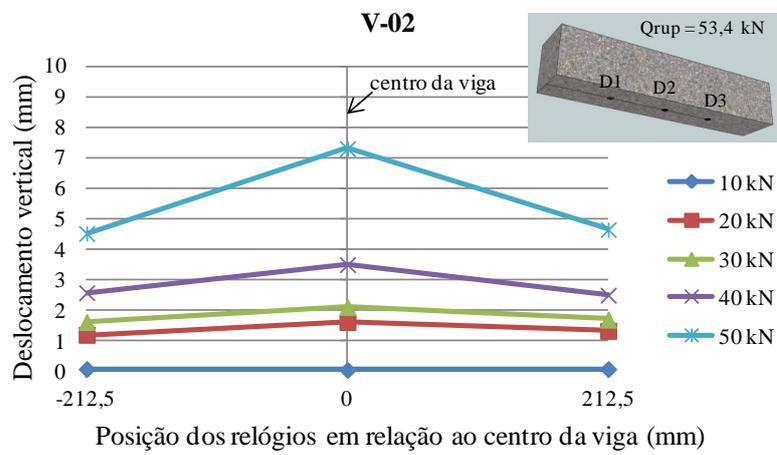


Figura 4.13 – Deslocamentos verticais da viga V-02.

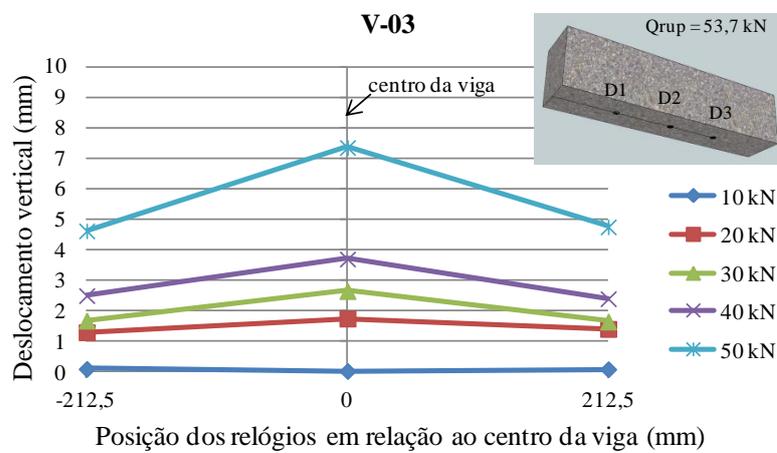


Figura 4.14 – Deslocamentos verticais da viga V-03.

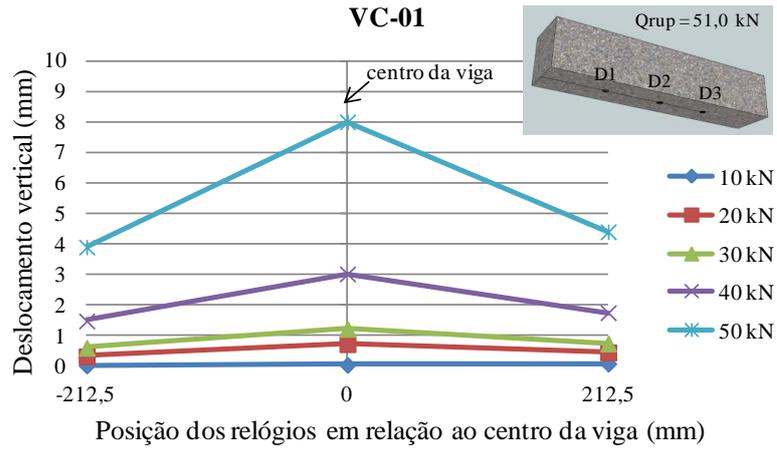


Figura 4.15 – Deslocamentos verticais da viga VC-01.

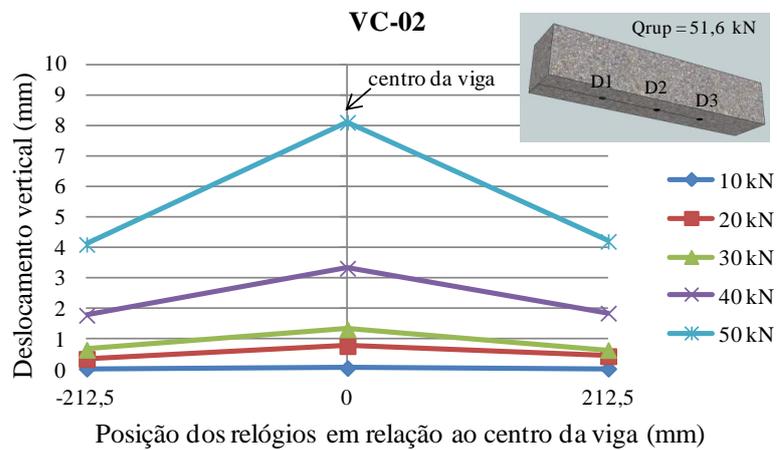


Figura 4.16 – Deslocamentos verticais da viga VC-02.

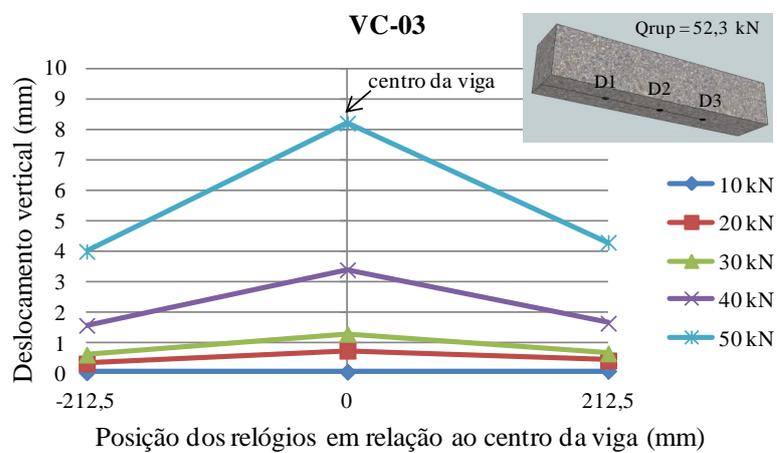


Figura 4.17 – Deslocamentos verticais da viga VC-03.

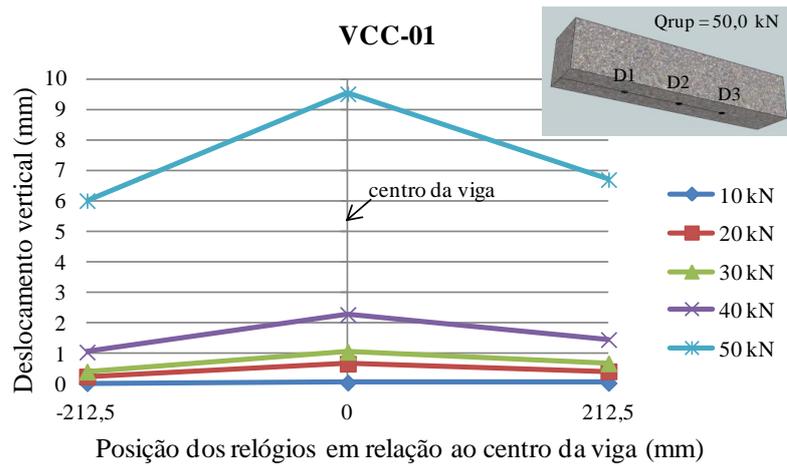


Figura 4.18 – Deslocamentos verticais da viga VCC-01.

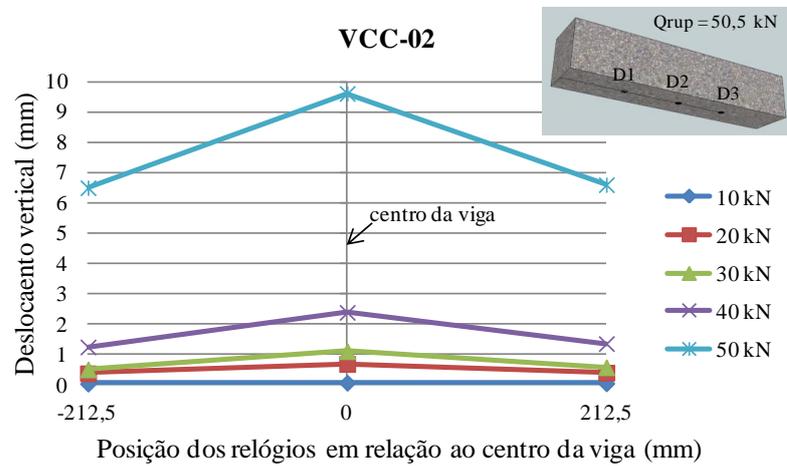


Figura 4.19 – Deslocamentos verticais da viga VCC-02.

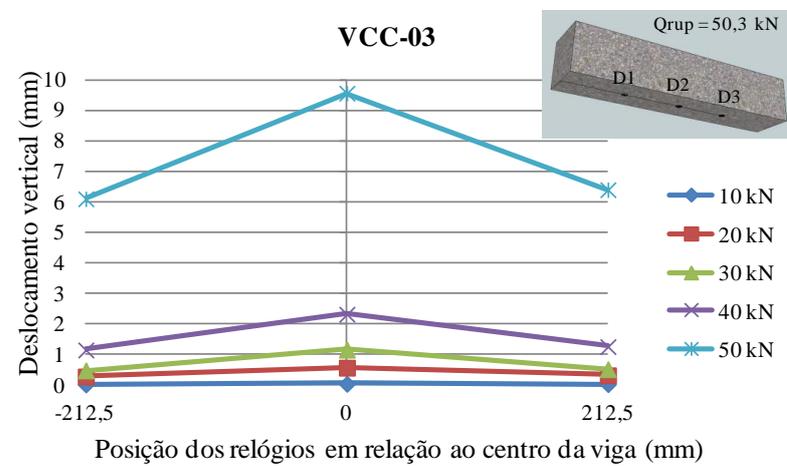


Figura 4.20 – Deslocamentos verticais da viga VCC-03.

A Tabela 4.12 mostra os dados utilizados para realizar a análise de variância para a flecha central das vigas de referência, com carbonatação e com corrosão, como se observa a análise na Tabela 4.13. Verifica-se que a condição de corrosão com o acréscimo da carga aplicada influenciou diretamente na flecha central, como constatado por Azad, Ahmad e Azher (2007), que ensaiaram 56 vigas e observaram que as vigas corroídas por cloretos apresentam deflexão superior às vigas não corroídas para um mesmo nível de carga, que pode levar a problemas de funcionalidade.

Tabela 4.12 – Dados utilizados para realizar a análise de variância da flecha central das vigas.

Viga	Medida central do deslocamento vertical (mm)					
	Carga (kN)					
	0	10	20	30	40	50
V-01	150,00	150,00	148,18	147,29	146,18	142,75
V-02	150,00	149,95	148,38	147,89	146,50	142,70
V-03	150,00	149,97	148,25	147,35	146,30	142,65
VC-01	150,00	149,96	149,28	148,78	146,98	142,00
VC-02	150,00	149,95	149,23	148,68	146,68	141,90
VC-03	150,00	149,94	149,25	148,70	146,60	141,80
VCC-01	150,00	149,95	149,33	148,94	147,72	140,49
VCC-02	150,00	149,93	149,31	148,89	147,61	140,39
VCC-03	150,00	149,96	149,43	148,84	147,68	140,44

Tabela 4.13 – Análise de variância realizada para os resultados da flecha central.

Análise de Variância					
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	F crítico
Condições das vigas (referência, carbonatação e corrosão)	0,94	2,00	0,47	39,25	3,26
Carregamentos aplicados (0, 10 kN, 20 kN, 30 kN, 40 kN e 50 kN)	443,35	5,00	88,67	7427,00	2,48
Interações entre as condições das vigas e carregamentos aplicados	15,33	10,00	1,53	128,37	2,11

4.4.3 – Análise da Deformação na Armadura Longitudinal

Foram realizadas medidas de deformações nas barras de aço da armadura longitudinal das vigas, como apresenta o Apêndice D. Os maiores pontos de deslocamento foram atingidos pelos pontos mais próximos ao centro da viga (E2), sendo que nas vigas que sofreram corrosão, a ruptura ocorreu na armadura e não no concreto, como foram com as demais. Os extensômetros receberam o mesmo posicionamento dos relógios comparadores, sendo os extensômetros laterais nomeados por E1 e E3, respectivamente, distantes a 162,5 mm do centro da viga, e o extensômetro central chamado de E2. As Figuras de 4.21 a 4.29 mostram os gráficos da carga *versus* deformação da armadura longitudinal de todas as vigas.

Observou-se que, para as vigas de referência, a armadura de flexão apresentou praticamente a mesma deformação, sendo maiores para o extensômetro posicionado no centro da viga (E2). Para as vigas carbonatadas, nota-se que o extensômetro posicionado no centro da viga sofreu grandes deformações, onde o aço escoou até ocorrer a ruptura do concreto. Nas vigas corroídas, o aço escoou, mas devido à corrosão generalizada, e conseqüente redução da seção transversal da barra, acabou ocorrendo a ruptura do aço.

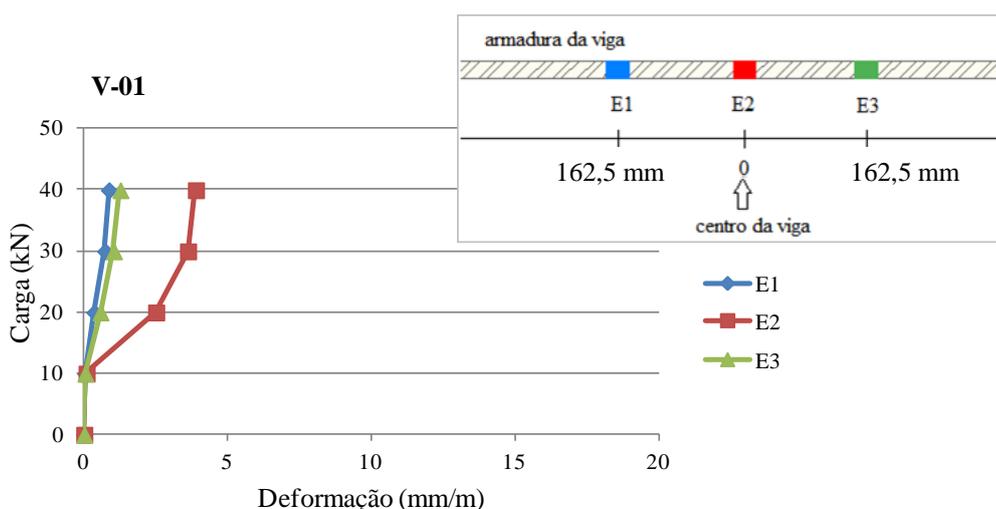


Figura 4.21 – Deformações da armadura longitudinal da viga V-01.

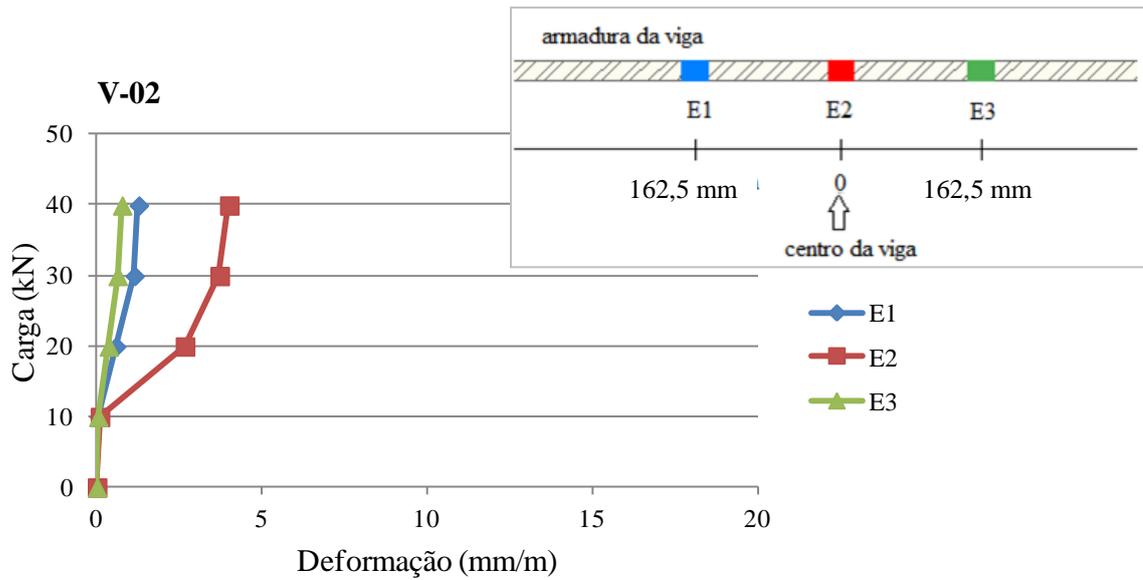


Figura 4.22 – Deformações da armadura longitudinal da viga V-02.

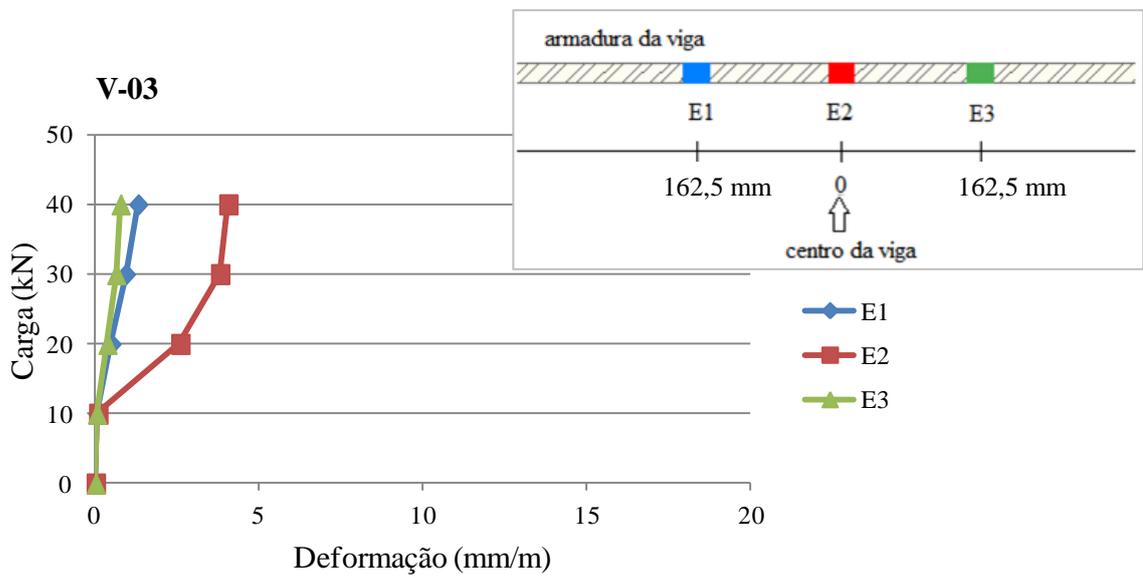


Figura 4.23 – Deformações da armadura longitudinal da viga V-03.

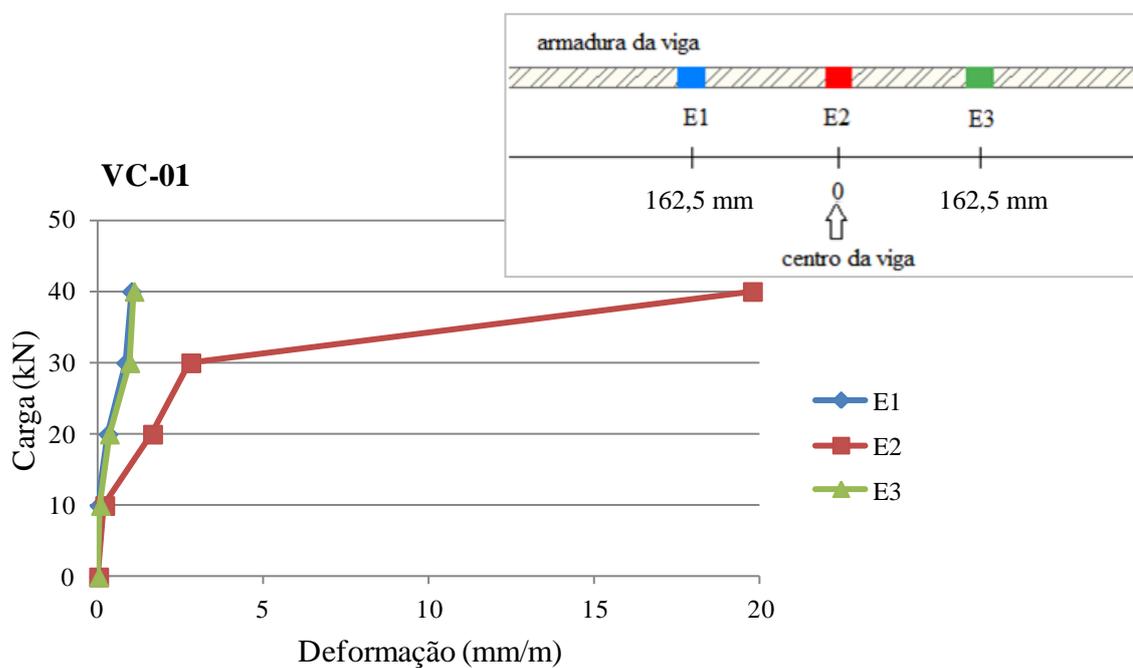


Figura 4.24 – Deformações da armadura longitudinal da viga VC-01.

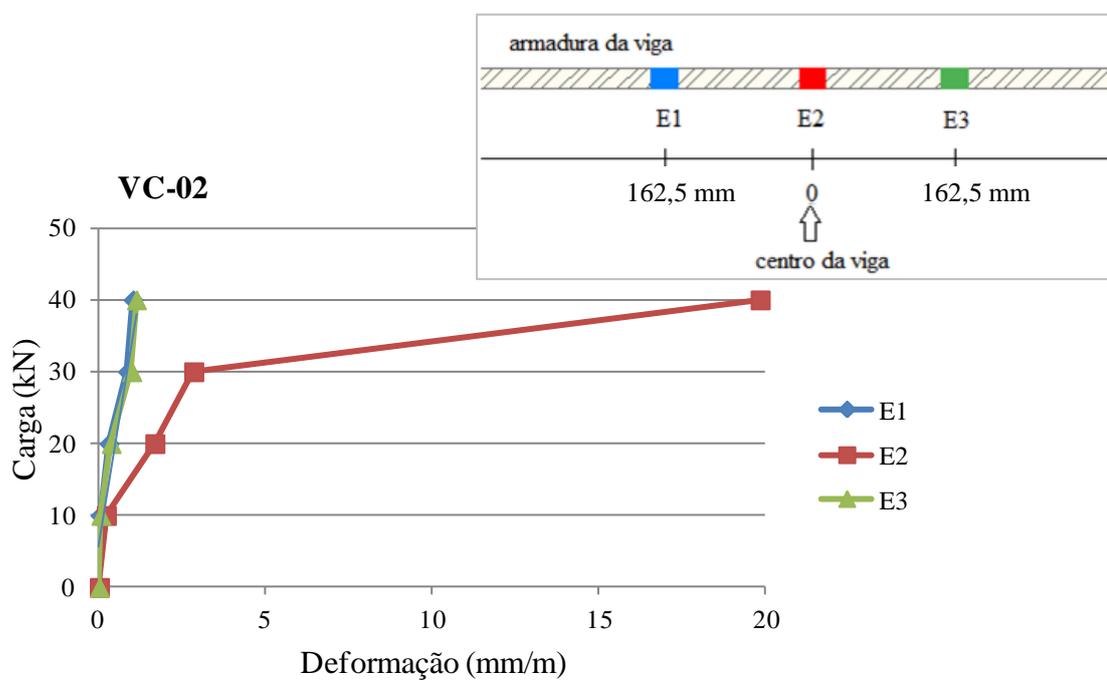


Figura 4.25 – Deformações da armadura longitudinal da viga VC-02.

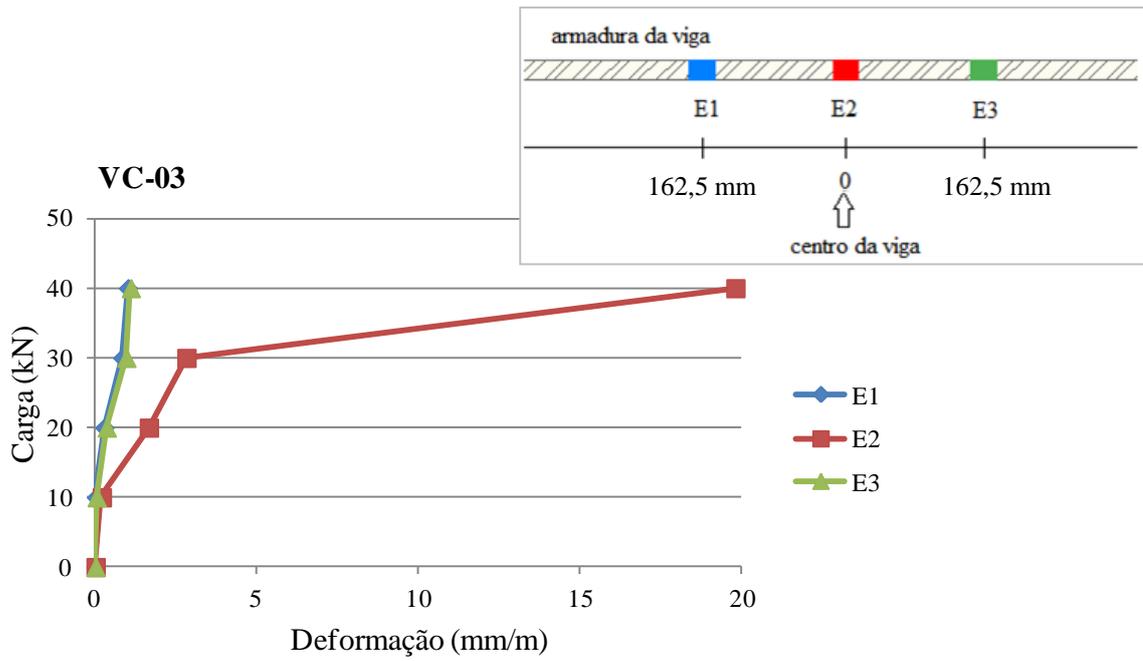


Figura 4.26 – Deformações da armadura longitudinal da viga VC-03.

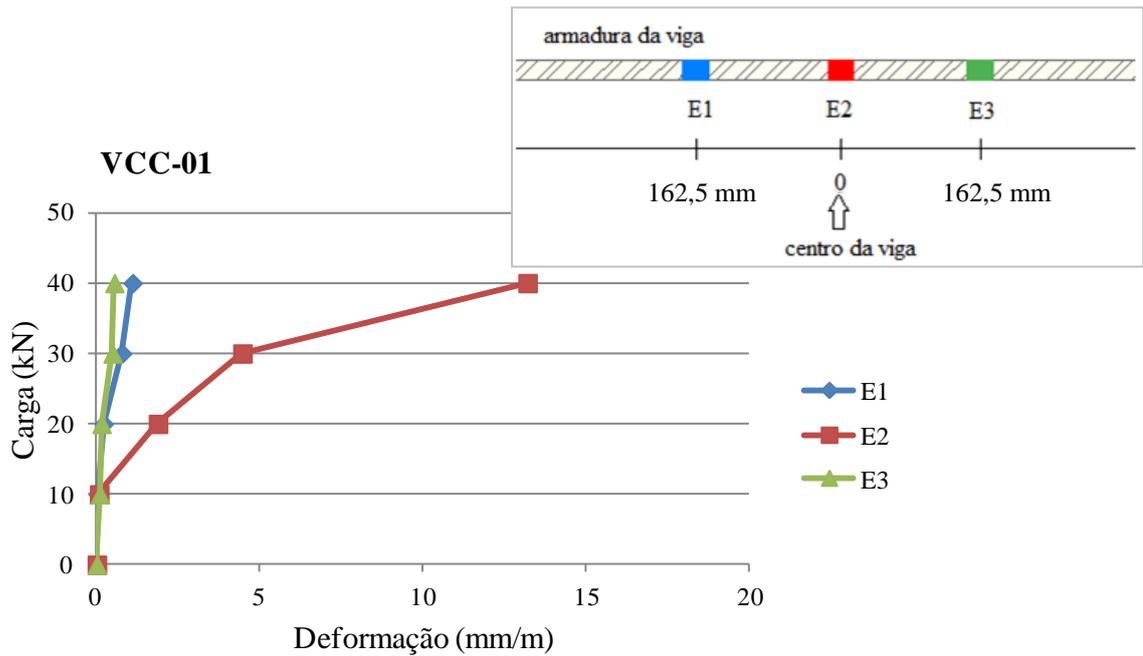


Figura 4.27 – Deformações da armadura longitudinal da viga VCC-01.

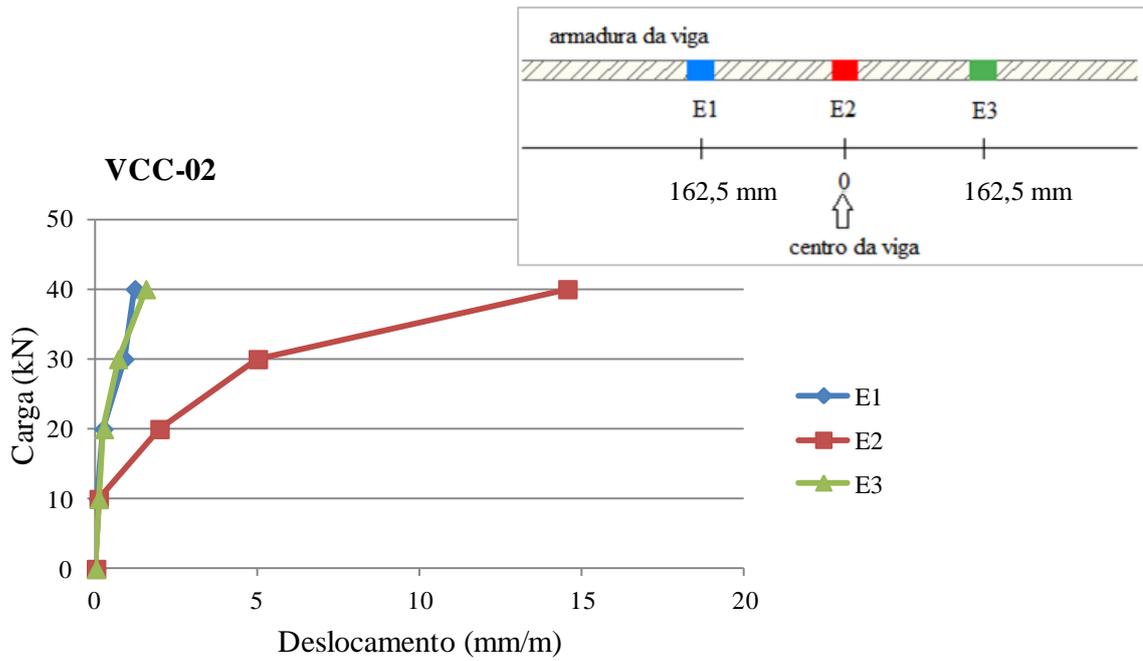


Figura 4.28 – Deformações da armadura longitudinal da viga VCC-02.

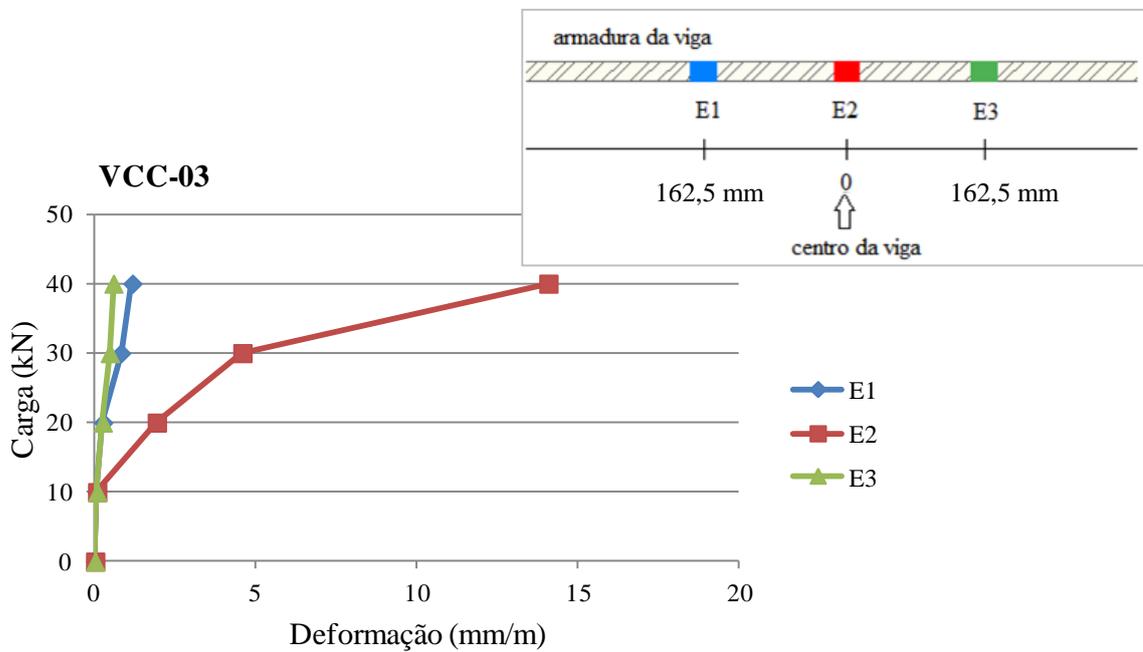


Figura 4.29 – Deformações da armadura longitudinal da viga VCC-03.

4.4.4 – Análise das Fissuras

As fissuras, visivelmente, surgiram na superfície lateral central e se desenvolveram de forma semelhante em todas as vigas. As fissuras transversais (verticais) foram as primeiras a surgirem, em todas as vigas, no centro e se propagaram em direção à face superior com o aumento do carregamento. As primeiras fissuras apareceram com uma carga de 17 kN nas vigas, exceto nas vigas de referência, onde elas surgiram com uma carga de 19 kN. A Figura 4.30 mostra as fotografias das vigas fissuradas.

Durante os ensaios foi possível perceber que o início da fissuração ocorreu primeiro para as vigas carbonatadas e para as corroídas, sendo que para as vigas com corrosão ocorreu uma maior abertura da fissura central, conforme mostra a Figura 4.31, como observado nos trabalhos de Ballim e Reid (2003) e Rodriguez, Ortega e Casal (1997), que constataram que na presença de corrosão pode ocorrer o aumento da abertura das fissuras para a carga de serviço antes da ruptura.



Figura 4.30 – Fissuração das vigas.



Figura 4.31 – Alargamento na fissura central da viga corroída antes da ruptura do aço.

4.4.5 – Análise da Redução do Diâmetro da Armadura de Flexão

Foram realizadas quatro medidas da seção transversal da barra de 6,3 mm, como mostra a Figura 4.32 em dez pontos ao longo do comprimento da barra utilizando-se um paquímetro. O comportamento das medições do aço após a corrosão é apresentado na Figura 4.33. Verifica-se que as menores medições dos diâmetros foram obtidas no centro da viga que, além da redução causada pelo processo corrosivo, houve a parcela da deformação do aço, causada pela flexão, que foi maior no centro da viga.

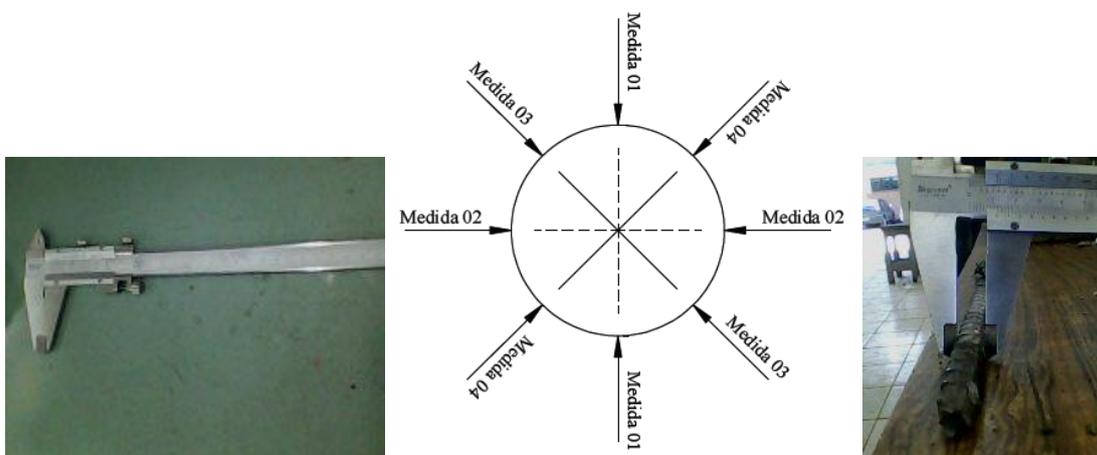


Figura 4.32 – Paquímetro, esquema das quatro medidas da seção transversal e medição do diâmetro do aço girando em quatro medidas em dez posições ao longo da barra.

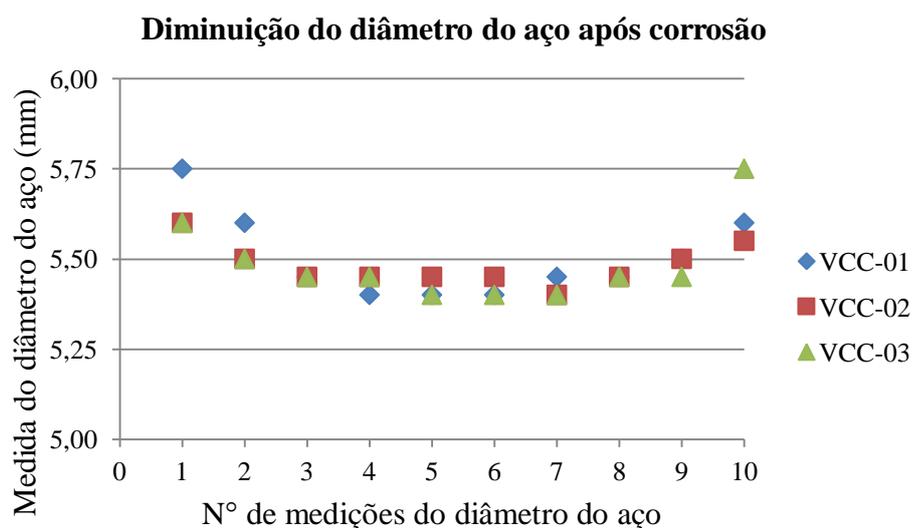


Figura 4.33 – Comparação da diminuição do diâmetro do aço de 6,3 mm para as três vigas ensaiadas.

A Figura 4.34 apresenta a perda de seção transversal do aço de 6,3 mm de diâmetro após o processo corrosivo e ruptura da viga. Observa-se que a porcentagem média de perda da seção do aço ficou entre 23,75 % e 24,33 %, A grande redução da seção transversal reduziu a capacidade portante das vigas, que quando solicitadas na armadura de flexão, acabaram rompendo de forma brusca no aço. Como observado por Rodriguez, Ortega e Casal (1997), que constataram que a flecha do centro do vão aumenta em vigas afetadas pela corrosão, devido à redução da seção transversal das barras levando ao aumento da abertura das fissuras para a carga de serviço e redução da carga última da viga.

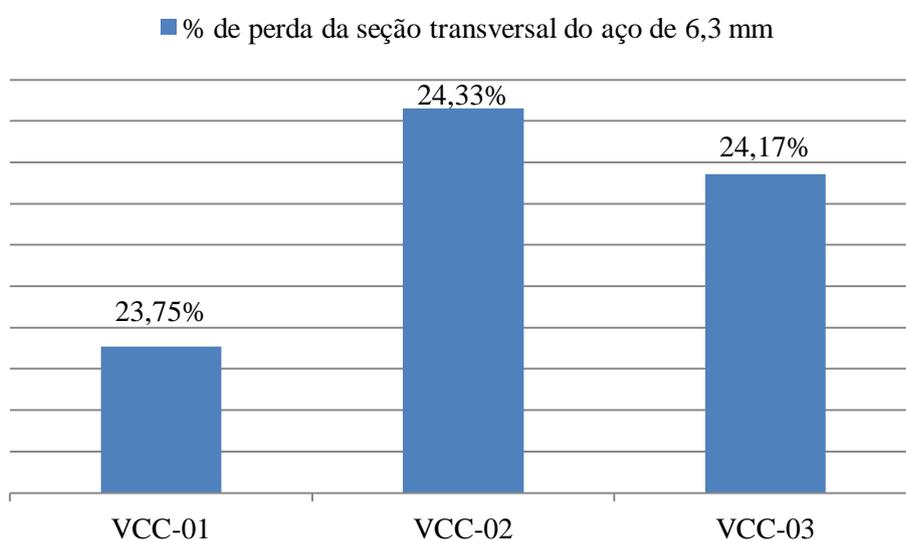


Figura 4.34 – Perda de seção transversal do aço de diâmetro de 6,3 mm.

4.6 – ANÁLISE DA TAXA DE CORROSÃO

A intensidade do processo corrosivo foi expressa a partir do cálculo da taxa de corrosão, utilizando as formulações das normas ASTM G1-72 e NACE RP 0775/87, conforme indicam as Equações 4.2 e 4.3, respectivamente. Segundo Gentil (1996), a taxa de corrosão, serve para estimar o tempo de vida útil de uma determinada estrutura, sendo

obtida pela diferença de peso apresentada pelo material metálico durante intervalos de tempo de exposição ao meio corrosivo.

$$mmpy = \frac{13,56 \Delta_m}{St\rho} \quad \text{Equação (4.2)}$$

Sendo:

$mmpy$ = perda da espessura, em mm/ano;

Δ_m = perda de massa, em mg;

S = área exposta, em pol^2 ;

t = tempo de exposição, em horas;

ρ = massa específica do material, em g/cm^3 .

$$T = \frac{\text{perda de massa} \times 365 \times 1000}{Std} \quad \text{Equação (4.3)}$$

Sendo:

T = taxa de corrosão, em mm/ano;

S = área exposta da superfície, em mm^2 ;

t = tempo de exposição, em dias;

d = densidade, em g/cm^3 .

A Norma Nace-RP-07-75 estabelece a classificação da corrosividade, como mostra a Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Classificação da corrosividade de acordo com a Norma Nace-RP-07-75.

Corrosão uniforme (mm/ano)	Corrosividade
< 0,025	Baixa
0,025 a 0,120	Moderada
0,130 a 0,250	Alta
>0,250	Severa

A Tabela 4.15 mostra os resultados obtidos para avaliar a taxa de corrosão por diferentes métodos. Verifica-se que os valores médios das taxas de corrosão (T) estimadas pelas normas ASTM G1-72 e NACE RP 0775/87 são próximos, evidenciando a semelhança dos métodos. Segundo a classificação da norma NACE RP 0775/87, apenas a taxas de corrosão uniforme (T) para o ensaio de arrancamento com barra de aço de 10,0 mm de diâmetro ficou acima de 0,25 mm/ano, classificando a corrosividade como severa. Para os demais blocos de arrancamento a corrosividade é classificada como alta.

Nos tirantes, foi verificada aumento da taxa de corrosão com o aumento do diâmetro de 10 mm para 12,5 e, uma menor redução para as barras de 16 mm. A corrosividade dos tirantes é classificada como moderada. Verificou-se nas vigas que a corrosividade é classificada como alta.

Os menores comprimentos aderentes apresentaram as maiores taxas de corrosão, pois possuem uma menor área de exposição à corrosão. Este fato se justifica, pois a taxa de corrosão é medida em mm/ano, e durante o período de um ano, os menores trechos aderentes terão as menores áreas, que com o mesmo procedimento para acelerar a corrosão para todos os tamanhos de comprimentos aderentes, haverá uma maior redução nos menores trechos aderentes, como pode ser verificado na Tabela 4.16.

Tabela 4.15 – Avaliação da taxa de corrosão por diferentes métodos.

Variável - diâmetro do aço	Perda de massa (%)	T _{ASTM G1-72} média (mm/ano)	T _{NACE RP 0775/87} média (mm/ano)	Trecho aderente (cm)
ACC-10,0	1,139	0,253	0,261	5,000
ACC-12,5	1,036	0,230	0,237	6,250
ACC-16,0	0,984	0,218	0,225	8,000
TCC-10,0	7,028	0,065	0,067	75,000
TCC-12,5	6,509	0,075	0,078	85,000
TCC-16,0	4,225	0,062	0,065	95,000

A perda de massa, em %, foi obtida pela relação entre a perda de massa experimental e a massa inicial, calculadas para os dois tipos de ensaios, não sendo calculada para o ensaio de vigas, devido a dificuldade da limpeza da barra após os ensaios, onde os maiores valores obtidos foram para o ensaio de tirantes, que possui o menor cobrimento do concreto e, os menores valores foram alcançados pelos ensaios de arrancamentos. Verifica-se que, o tipo de ensaio que possui o menor cobrimento do concreto em relação à área lateral ao aço, possui resistividade e corrente diferentes, atingindo maiores perdas de massa do aço para o mesmo tempo de aplicação da corrente.

Para verificar a influência da perda de massa nos diferentes ensaios de aderência, para diferentes diâmetros de aço, foi realizada a análise de variância, com os dados mostrados na Tabela 4.16. A análise de variância realizada para os resultados da perda de massa obtidos pelos ensaios de arrancamento e tirantes é apresentada na Tabela 4.17.

O resultado da análise de variância mostra que o tipo de ensaio de aderência e os três diâmetros de aço, possuem valores significativos na perda de massa quando analisada suas interações, onde F calculado é maior que F crítico. A fonte de variação tipo de ensaio de aderência apresentou o F calculado bem maior que o crítico. Este fato se justifica devido às áreas laterais da armadura e ao volume da massa de concreto, que foram utilizados para acelerar a corrosão, serem diferentes para cada tipo de ensaio.

Tabela 4.16 – Dados utilizados para analisar a variância para a perda de massa (%).

ϕ	Perda de Massa (%)	
	Ensaio de Arrancamento	Ensaio de Tirantes
10 mm	1,16	7,09
10 mm	1,13	7,12
10 mm	1,12	6,87
12,5 mm	1,03	6,49
12,5 mm	1,03	6,52
12,5 mm	1,05	6,51
16 mm	0,98	4,25
16 mm	0,98	4,21
16 mm	0,99	4,22

Tabela 4.17 – Análise de variância realizada para os resultados da perda de massa obtidos pelos ensaios de arrancamentos e tirantes.

Análise de Variância						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	F crítico	
Diâmetros do aço (10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm)	7,28	2,00	3,64	1096,81	3,89	
Tipo de ensaio (arrancamento e tirantes)	106,63	1,00	106,63	32149,35	4,75	
Interações entre diâmetros dos aços e ensaios de arrancamento e tirantes	6,07	2,00	3,03	915,02	3,89	

5 – AVALIAÇÃO TEÓRICA DA INFLUÊNCIA DA CORROSÃO NA TENSÃO DE ADERÊNCIA

Este capítulo apresenta a comparação entre os resultados experimentais para os modelos de arrancamento e de tirantes e sua correspondente comparação com os modelos de previsão da tensão de aderência pelas normas de projeto e formulações da literatura.

5.1 – NORMAS DE PROJETO

Serão analisadas as tensões de aderência estimadas pelas seguintes normas: NBR 6118 (ABNT, 2003), CEB-FIP MC 1990 (1999) e EUROCODE 2 (1992). A Tabela 5.1 mostra os resultados das tensões de aderência calculadas pelas referidas normas. Verifica-se que, como mostrado no capítulo 2, de revisão bibliográfica, as formulações das normas indicam apenas um valor de tensão de aderência, pois considera a conformação superficial da barra (lisa, nervurada ou entalhada), a situação de aderência (boa ou má aderência), a condição do diâmetro da barra (quando maior ou menor a 32 mm), e resistência à tração do concreto (que é a relação do $f_{ctk,inf}$ pelo γ_c). Na presente tese, essas variáveis foram as mesmas, considerando barra nervurada, situação de boa aderência e diâmetro menor que 32 mm, diferenciando apenas o cálculo do $f_{ctk,inf}$ de acordo com cada tipo de norma, como foi apresentado no Capítulo 2. Assim, foi fornecido apenas um valor da tensão de aderência, conforme Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Tensão de aderência calculada pelas normas de projeto.

Tensão de Aderência (MPa)		
τ NBR 6118 (ABNT, 2003)	τ CEB-FIP MC 1990 (1999)	τ EUROCODE 2 (1992)
3,54	3,26	3,40

A Figura 5.1 mostra os valores experimentais da tensão de aderência obtidos pelos ensaios de arrancamento e de tirantes. Os maiores valores experimentais da tensão de aderência

foram os obtidos para o diâmetro de 10,0 mm, como pode ser verificado na Figura 5.1, e para o ensaio de tirantes, para todos os diâmetros e condições de referência, carbonatação e corrosão.

A Tabela 5.2 mostra a relação entre a tensão de aderência experimental e as estimadas pelas normas de projeto. Todas as normas subestimaram a tensão de aderência para as barras de 10,0 mm, para os resultados experimentais referentes ao ensaio de arrancamento. Para o diâmetro de 12,5 mm, na condição de referência, as normas subestimam a resistência. Para os demais diâmetros de 12,5 mm e 16,0 mm nas condições de carbonatação e corrosão, as normas CEB-FIP MC 1990 (1999) e EUROCODE 2 (1992) superestimam a tensão de aderência. Almeida Filho (2006) observou que os resultados calculados pelas três normas para seus ensaios de arrancamento se apresentaram mais conservadores frente aos experimentais.

Para o ensaio de tirantes, a NBR 6118 (ABNT, 2003) fornece experimentalmente o coeficiente de conformação superficial, e calcula a tensão de aderência pela Equação 2.15. A Tabela 5.3 apresenta o cálculo da tensão de aderência considerando o coeficiente de conformação superficial experimental. Verifica-se que, para as barras de 12,5 mm e 16,0 mm, o cálculo da tensão de aderência forneceu valores à favor da segurança. Em contrapartida, para as barras de 10 mm, o resultado calculado subestimou o resultado experimental.

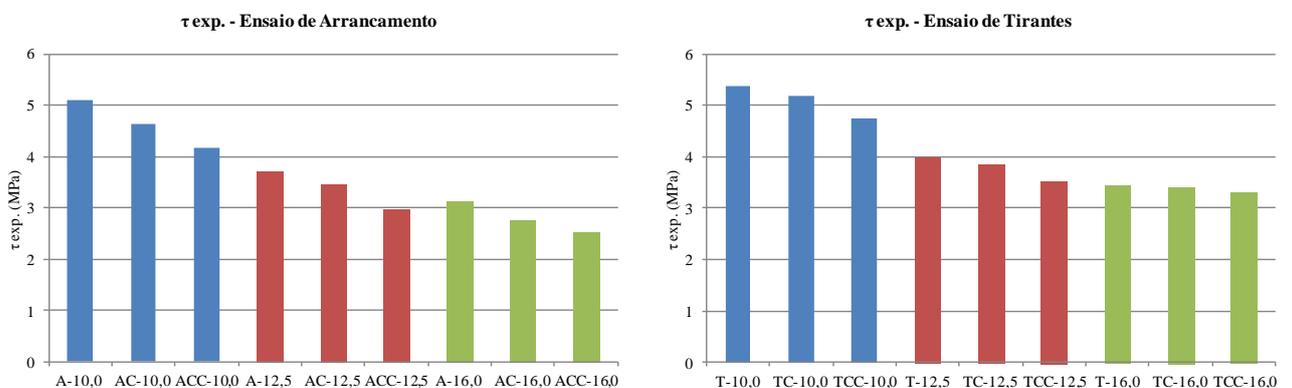


Figura 5.1 – Tensão de aderência experimental.

Tabela 5.2 – Relação entre a tensão de aderência experimental e as estimadas pelas normas.

Variável-diâmetro do aço	$\tau_{exp.}$	$\tau_{exp.}/\tau_u$ NBR 6118 (ABNT, 2003)	$\tau_{exp.}/\tau_u$ CEB-FIP MC 1990 (1999)	$\tau_{exp.}/\tau_u$ EUROCODE 2 (1992)
A-10,0	5,11	1,46	1,58	1,58
A-12,5	3,70	1,06	1,14	1,14
A-16,0	3,12	0,89	0,96	0,96
AC-10,0	4,63	1,31	1,42	1,42
AC-12,5	3,46	0,99	1,07	1,07
AC-16,0	2,74	0,78	0,84	0,84
ACC-10,0	4,18	1,19	1,28	1,28
ACC-12,5	2,97	0,84	0,91	0,91
ACC-16,0	2,53	0,72	0,78	0,78
T-10,0	5,39	1,52	1,65	1,65
T-12,5	3,99	1,13	1,22	1,22
T-16,0	3,44	0,97	1,05	1,05
TC-10,0	5,19	1,47	1,59	1,59
TC-12,5	3,85	1,09	1,18	1,18
TC-16,0	3,40	0,96	1,04	1,04
TCC-10,0	4,74	1,34	1,45	1,45
TCC-12,5	3,51	0,99	1,08	1,08
TCC-16,0	3,31	0,94	1,01	1,01

Tabela 5.3 – Cálculo da tensão de aderência considerando o coeficiente de conformação superficial experimental.

Variável - diâmetro do aço	τ_{exp} NBR 6118 (ABNT, 2003)	τ NBR 6118 (ABNT, 2003)	τ_{exp} NBR 6118 (ABNT, 2003) / τ NBR 6118 (ABNT, 2003)
T-10	5,39	4,18	1,29
T-12,5	3,99	4,18	0,95
T-16	3,44	4,18	0,82
TC-10	5,19	4,18	1,24
TC-12,5	3,85	4,18	0,92
TC-16	3,4	4,18	0,81
TCC-10	4,74	4,18	1,13
TCC-12,5	3,51	4,18	0,84
TCC-16	3,31	4,18	0,79

A Figura 5.2 mostra a relação da tensão de aderência experimental pela calculada pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), CEB-FIP MC 1990 (1999) e EUROCODE 2 (1992), para os ensaio de tirantes.

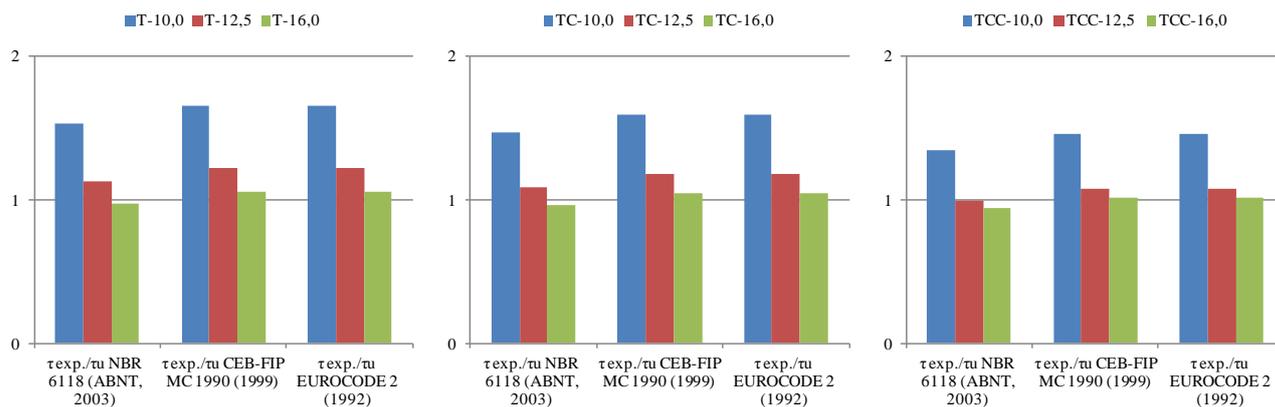


Figura 5.2 – Relação entre as tensões de aderência experimentais e as estimadas pelas normas.

Os resultados experimentais da presente pesquisa foram utilizados para aproximar os resultados da expressão da NBR 6118 (ABNT, 2003) aos resultados reais. Para obter uma função real que passe mais próximo dos pontos (x,y), que são os resultados experimentais da presente pesquisa, sendo x, os valores dos diâmetros do aço, e y, os valores para $\tau_{exp} / \tau_{NBR\ 6118\ (ABNT,\ 2003)}$, utilizou-se a reta dos mínimos quadrados, como apresenta a Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Reta dos mínimos quadrados.

NBR 6118 (ABNT, 2003)	y	constante (a)
$\phi \leq 10,0\ \text{mm}$	$-0,0919 \cdot \phi + 1,6281$	1,5
$\phi > 10,0\ \text{mm}$	$-0,0389 \cdot \phi + 1,1498$	1,1

A fórmula proposta está apresentada na Equação 5.1, e foi validada sendo aplicada aos resultados de França (2004), o que indicou resultados satisfatórios, como mostra a Figura 5.3. A demonstração da referida fórmula está apresentada no Apêndice E. Para as barras de 16,0 mm os resultados ficaram bem próximos, nas barras de 12,5 mm os resultados ficaram um pouco subestimados, e para as barras de 10,0 mm, os resultados ficaram a favor da

segurança. Consideram-se bons resultados devido ao pequeno número de amostras utilizadas para a obtenção da constante (a).

$$\tau = \frac{1,61 \cdot d \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctk,inf} \cdot (a)}{\Delta l_{m\u00e9dio}} \quad \text{Equa\u00e7\u00e3o (5.1)}$$

Sendo:

d = lado da se\u00e7\u00e3o do tirante, em cm.

$\eta_2 = 1,0$ para situa\u00e7\u00f5es de boa ader\u00eancia.

$\eta_2 = 0,7$ para situa\u00e7\u00f5es de m\u00e1 ader\u00eancia.

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

$\eta_3 = \frac{132 - \phi}{100}$, para $\phi > 32$ mm.

$f_{ctk,inf}$ = resist\u00eancia \u00e0 tra\u00e7\u00e3o caracter\u00edstica do concreto inferior.

a = constante proposta de acordo com o di\u00e2metro do a\u00e7o.

$\Delta l_{m\u00e9dio}$ = espa\u00e7amento m\u00e9dio entre fissuras.

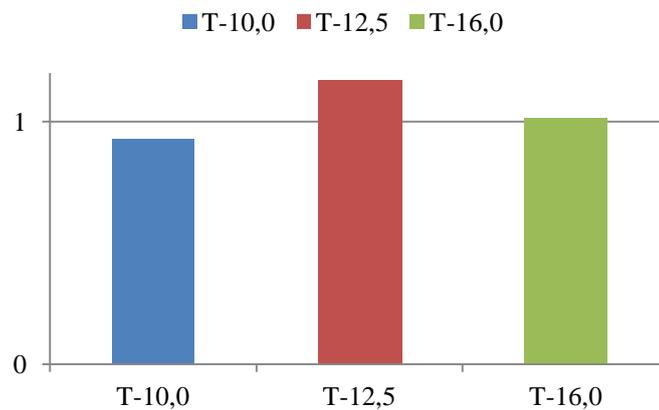
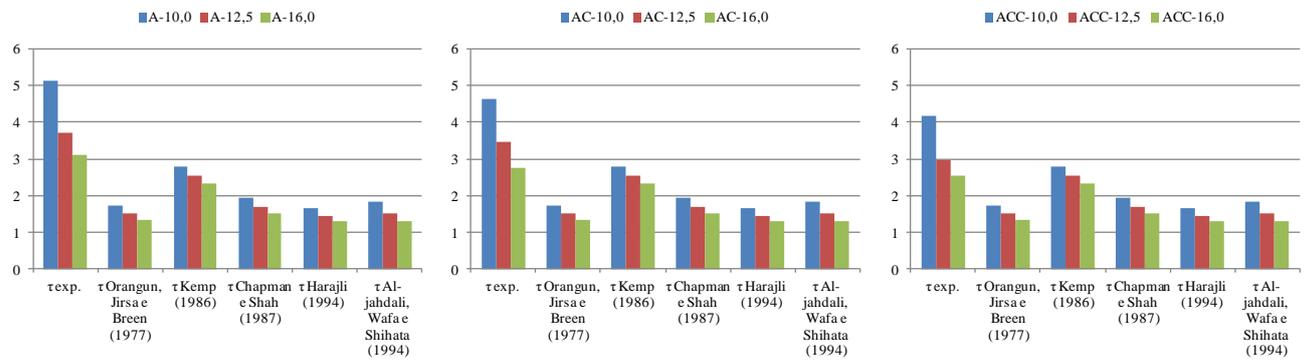


Figura 5.3 – Rela\u00e7\u00e3o entre as tens\u00f5es de ader\u00eancia experimentais da pesquisa de Fran\u00e7a (2004) e as estimadas pela Equa\u00e7\u00e3o 5.1.

5.2 – FORMULAÇÕES DA LITERATURA

São apresentadas as comparações dos resultados experimentais com os fornecidos pelos métodos de cálculo propostos por Orangun et al. (1977), Kemp (1986), Chapman e Shah (1987), Harajli (1994) e Al-Jahdali et al. (1994). A Figura 5.4 ilustram os valores da tensão de aderência experimental resultante dos ensaios de arrancamento (A) e tirantes (T), e os valores estimados pela literatura. Verifica-se que, para todas as situações, os valores experimentais são maiores que os estimados pelos métodos propostos.

Arrancamento:



Tirantes:

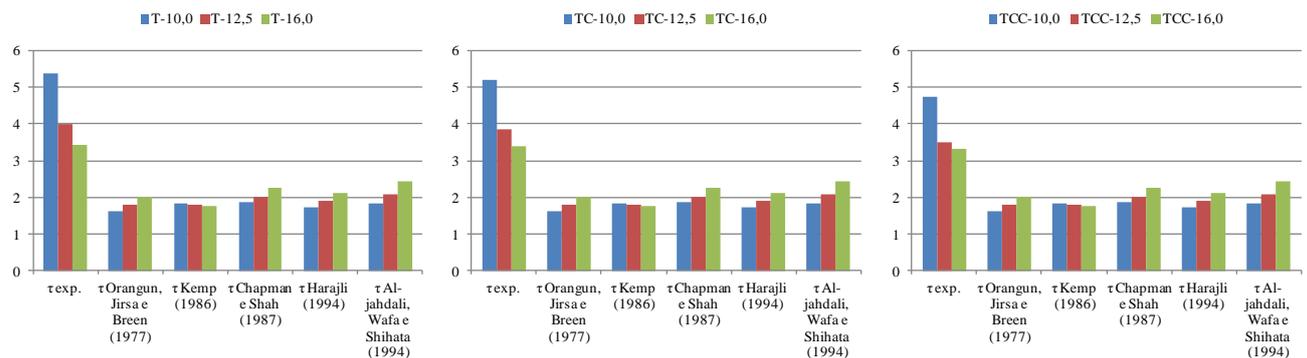


Figura 5.4 – Comparação entre as tensões de aderência experimentais e as estimadas pelas normas.

A formulação que mais se aproximou dos valores experimentais para o ensaio de arrancamento foi a de Kemp (1986), exceto para o diâmetro de 10 mm. No ensaio de tirantes, as formulações de Orangun *et al.* (1977), Chapman e Shah (1987), Harajli (1994) e Al-Jahdali *et al.* (1994) tiveram um comportamento inverso ao experimental, sendo as maiores tensões de aderência obtidas para os maiores diâmetro. Nos tirantes, a formulação de Kemp (1986) apresentou o comportamento mais próximo dos resultados experimentais desta pesquisa, sendo as maiores tensões de aderência obtidas para os menores diâmetros, porém com um comportamento mais linear, pois a formulação de Kemp (1986) não considera o efeito da corrosão na tensão de aderência. Será proposta na Equação 5.2 uma alteração da formulação de Kemp (1986) incluindo a avaliação da corrosão por meio da perda de espessura, como analisado no Capítulo 4. A demonstração desta fórmula é mostrada no Apêndice F.

$$\tau = 232,2 + 2,716 \left(\frac{c \cdot \pi \cdot t \cdot d \cdot T}{\Delta m \cdot 3650} \right) \sqrt{f_c} \quad \text{Equação (5.2)}$$

Sendo:

c = cobrimento do aço, em cm.

t = tempo de exposição, em dias.

d = densidade, em g/cm³.

T = taxa de corrosão, em mm/ano.

Δm = perda de peso, em %.

A Equação 5.2 foi aplicada para os dados da presente pesquisa, como mostra a Tabela 5.5. Verifica-se que, para ambos os ensaios, a tensão de aderência experimental para o diâmetro de 10,0 mm foi maior que a estimada pelas normas, literatura e pela formulação proposta. Pode-se justificar que, antes da fissuração, para níveis baixos de corrosão, ocorre pressão

ao redor da barra e um aumento na capacidade de aderência, devido ao aumento da fricção entre a barra corroída e o concreto (CORONELLI, 2002), como nesta pesquisa não houve corrosão intensa, isto pode ter ocorrido.

Tabela 5.5 – Comparação dos valores da tensão de aderência experimental com os estimados pela formulação proposta.

Variável - diâmetro do aço	τ exp. (MPa)	τ proposto (MPa)
ACC-10	4,19	2,80
ACC-12,5	2,96	2,55
ACC-16	2,54	2,21
TCC-10	4,74	2,69
TCC-12,5	3,51	3,28
TCC-16	3,31	4,24

Outra justificativa pode ser o número e espaçamento das nervuras, que conforme Fusco (1976), mencionado anteriormente, pode aumentar a tensão de aderência. As nervuras do diâmetro de 10,0 mm possuem espaçamento médio entre nervuras igual a 6,50 mm, cujas medidas foram apresentadas no Capítulo 3, sendo os menores espaçamentos quando comparados com as barras de 12,5 mm e 16,0 mm, com espaçamentos iguais a 8,62 mm e 9,44 mm, respectivamente.

Para a barra de 16,0 mm, do ensaio de tirantes, o valor experimental foi menor que o proposto, que pode ser justificado pelo grande comprimento aderente, que pode ser resultante de uma maior quantidade de material poroso na interface concreto-aço, como discutido no capítulo 4.

Recomenda-se a aplicação da Equação 5.2 apenas para fins de pesquisa, onde se tem uma corrente imposta.

6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo, são apresentadas as principais conclusões desta pesquisa e, sugestões para trabalhos futuros, visando aprimorar a influência da corrosão induzida por carbonatação nas respostas estruturais de elementos de concreto armado.

6.1 – CONCLUSÕES

A seguir, serão descritas as conclusões obtidas em função da análise dos resultados dos procedimentos adotados.

6.1.1 – Metodologia

Em relação à metodologia utilizada para provocar a carbonatação, pode-se afirmar que, apesar de ser utilizado um procedimento empírico em recipientes plásticos todas as peças foram totalmente carbonatadas.

Quanto ao ensaio de corrosão, apesar do procedimento ter apresentado deficiências quanto à quantidade de corrente imposta a cada corpo-de-prova impedindo que ela fosse medida e também pela inexistência de umidade externa para acelerar o processo, constatou-se que todas as armaduras apresentaram corrosão, com consequência nos comportamentos dos sistemas estudados tanto nos ensaios de arrancamento e de tirantes como nos de vigas.

6.1.2 – Ensaio de Arrancamento

As maiores tensões de aderência foram obtidas para os blocos com menores diâmetros para todas as condições, referência, carbonatação e corrosão. A provável causa deste comportamento pode ser a espessura da zona de transição e a altura das nervuras, que é mais espessa e maior, respectivamente, nas barras de maior diâmetro o que pode enfraquecer a ligação entre o concreto e o aço.

Em relação aos deslizamentos de 0,01 mm, 0,10 mm e 1,00 mm, as tensões de aderência foram maiores para os menores diâmetros, provavelmente devido à exsudação interna, causada pela maior quantidade de material poroso (zona de transição) na interface concreto-aço, e à maior dimensão das nervuras.

A distância do ponto de aplicação da carga em relação ao comprimento do trecho aderente influencia a tensão de aderência, sendo que, os maiores comprimentos aderentes, que correspondem a cinco vezes o diâmetro do aço, e encontram-se mais distantes do ponto de aplicação da carga, possuem a menor tensão de aderência.

Pela análise de variância verifica-se que o diâmetro do aço tem influência significativa no resultado da tensão de aderência obtida pelo ensaio de arrancamento, obtendo um F calculado de 9214,80 e um F crítico igual a 3,55. A condição do bloco (referência, carbonatação e corrosão) teve uma menor influência na tensão de arrancamento, com o valor de F calculado e F crítico iguais a 1566,18 e 3,55, respectivamente. A interação entre os diâmetros do aço e os blocos de arrancamento no resultado da tensão obteve um F calculado bem inferior aos obtidos quando analisado o diâmetro do aço e a condição do bloco separadamente, indicando que, o diâmetro do aço tem maior influência na tensão de aderência.

Na análise da deformação do aço no trecho não aderente verificou-se que as maiores deformações foram obtidas nos blocos com corrosão, com ruptura no aço. A barra de aço escoou antes de atingir a capacidade resistente entre o aço e o concreto. Provavelmente

essas maiores deformações podem ser resultantes de alteração das características do aço após a imposição da corrente elétrica no ensaio de aceleração da corrosão.

Os blocos que não sofreram corrosão romperam por deslizamento do aço, considerado um tipo dúctil de ruptura, e os blocos que sofreram corrosão romperam no aço. Conclui-se que a ruptura ocorreu devido a diminuição da altura da nervura de forma generalizada, resultante do processo corrosivo.

6.1.3 – Ensaio de Tirantes

Os menores espaçamentos entre as fissuras nos tirantes foram obtidos para as barras de menor diâmetro. Na análise de variância, que avaliou o espaçamento médio entre fissuras dos nove corpos de prova ensaiados em relação aos diâmetros do aço, e das condições de referência, carbonatação e corrosão dos tirantes ensaiados, concluiu-se que os diâmetros dos aços de 10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm e as condições dos tirantes (referência, carbonatação e corrosão) tiveram influência significativa na distância entre as fissuras, com F calculados iguais a 1447,02 e 31,51, respectivamente, e F crítico igual a 3,12 para as duas fontes de variação, diâmetro do aço e condições dos tirantes. As interações entre os diâmetros do aço e as condições dos tirantes, para nível de significância de 5%, não influenciaram o espaçamento entre fissuras, começando a influenciar quando aumenta o nível de significância para 6%, concluindo que essas interações não tem influência na tensão de aderência.

Em relação ao coeficiente de conformação superficial, observou-se que, à medida que aumenta o diâmetro da barra, há uma redução no coeficiente de conformação superficial, sendo que os menores valores foram obtidos para as amostras corrosão. Todos os valores estão acima de 1,5 conforme recomenda a NBR 7480 (ABNT, 1996). Na análise de variância do coeficiente de conformação superficial concluiu-se que o diâmetro do aço tem mais influência no coeficiente de conformação superficial do que as condições dos tirantes (referência, carbonatação e corrosão).

Conclui-se que, para ambos os ensaios, a tensão de aderência diminuiu com o aumento do diâmetro, sendo os maiores valores da tensão de aderência obtidos nos ensaios de tirantes por possuir dois pontos de aplicação de carga, sendo a tensão de aderência mais elevada próximo ao ponto de aplicação da carga.

Os maiores valores da tensão de aderência para ambos os ensaios foram maiores para as barras de 10,0 mm devido, provavelmente, ao maior número de nervuras e menor espaçamento entre as nervuras.

Concluiu-se que, nas amostras com corrosão generalizada, apesar da corrosão ser pequena, houve uma redução da seção transversal da barra, gerando uma considerável redução na tensão de aderência.

6.1.4 – Ensaio de Vigas

As maiores cargas de ruptura foram para as vigas de referência, seguidas pelas vigas carbonatadas e, as menores cargas foram obtidas para as vigas com corrosão. Conclui-se que a corrosão levou ao aumento da abertura da fissura para a carga de serviço e redução da carga última das vigas, devido à redução da seção transversal da barra longitudinal.

Os maiores deslocamentos verticais foram obtidos no ponto central da viga. As vigas que apresentaram os maiores deslocamentos foram as vigas corroídas, devido à diminuição do confinamento causada pela maior abertura da fissura na sua parte inferior.

Com a análise de variância realizada para a flecha central das vigas, concluiu-se que a condição de corrosão com o acréscimo da carga aplicada influenciou diretamente na flecha central.

Observou-se que, para as vigas de referência, a armadura de flexão apresentou praticamente a mesma deformação, sendo maiores para o extensômetro posicionado no centro da viga (E2). Para as vigas carbonatadas, nota-se que o extensômetro posicionado no centro da viga sofreu grandes deformações, onde o aço escoou até ocorrer a ruptura do concreto. Nas vigas corroídas, ocorreu o inverso das carbonatadas, o aço escoou, mas devido à corrosão generalizada, acabou ocorrendo a ruptura do aço, provavelmente, devido à diminuição da seção transversal da barra causada pelo processo corrosivo.

As medições do aço após a corrosão comprovaram que, mesmo com a parcela da deformação do aço, que foi maior no centro da viga, houve a diminuição do diâmetro da barra de 6,3 mm nas extremidades da barra, onde a flexão é menos influente. Pode-se concluir que, a grande redução da seção transversal reduziu a capacidade portante das vigas, que romperam de forma brusca no aço.

6.1.5 – Avaliação Teórica das Normas de Projeto e Formulações da Literatura

As normas de projeto apresentaram valores mais próximos aos experimentais que as formulações da literatura, porém subestimaram a tensão de aderência em todas as condições e tipo de ensaio para a barra de 10,0 mm. O mesmo ocorreu no ensaio de tirantes para as barras de 12,5 mm para todas as normas. No ensaio de arrancamento subestimou a tensão de aderência para as barras de 12,5 mm apenas para a condição de referência, donde se conclui que deve ser feito um melhor estudo das formulações das normas considerando os resultados experimentais da literatura, para que os resultados das normas se aproximem mais do real.

6.1.6 – Formulações Propostas

A fórmula proposta para o ensaio de tirantes indicou resultados satisfatórios quando aplicada no trabalho de França (2004). No entanto, esta formulação deve ser melhor avaliada com outros trabalhos. A fórmula proposta para o ensaio de arrancamento tem a limitação de ter sido obtida pela corrosão de uma corrente imposta, o que impõe que ela deve ser aplicada somente nestas condições.

6.2 –RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Recomenda-se a continuação desta pesquisa, avaliando não apenas a resposta estrutural, mas focando na resistividade elétrica do concreto e técnicas eletroquímicas.

Como propostas para pesquisas futuras sugerem-se:

- Realização de ensaios de aderência em vigas carbonatadas e com posterior corrosão, conforme proposto pela Rilem FIP CEB (1983), para melhor representação do comportamento real de estruturas submetidas à ação de momento fletor;
- Estudar peças estruturais, como lajes e pilares, a fim de verificar a influência da corrosão e carbonatação em estruturas reais, de preferência, com pré-carregamento;
- Desenvolvimento de um modelo numérico com a finalidade de se obter melhor aproximação das formulações teóricas em relação aos resultados experimentais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI COMMITTEE 408 (1991). "State-of-the-art-report: bond under cyclic loads." In: ACI Materials Journal, v.88, n.6, p.669-73, Nov./Dec.
- Alanis, I. L.; Berardo, L.; Alvarez, N. (1990). "Corrosión y protección del acero en El hormigón armado". Argentina: Instituto Nacional de Tecnología Industrial.
- Al-jahdali, F. A.; Wafa, F. F.; Shihata, S. A. (1994). "Development length for straight deformed bars in high-strength concrete (SP-149)". In: Special Publication (ACI), Vol. 149, Octubre.
- Al-Sulaimani, G.J., Kaleemullah, M., Basunbul, I.A., Rasheeduzzafar. (1990). "Influence of corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members". In: ACI Struct. J. 87 (2), 220–231.
- Almeida Filho, F. M. (2006). "Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos auto-adensáveis". Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo. São Carlos.
- Almusallam, A. A.; Al-Gahtani, A. S.; Rasheeduzzafar, A. R. A. (1996). "Effect of Reinforcement Corrosion on Bond Strength". In: Construction and Building Materials. Vol. 10, N. 2, P. 123-129, Mar.
- Amleh, L.; Mirza, S. (1999). "Corrosion influence on bond between steel and concrete". In: ACI Structural Journal. Vol. 96, n.3, p. 415-423.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (1999). "Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration". ASTM 1202 C. Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (1991). "Standard test method for comparing concretes on the basis of the bond developed with reinforced steel". ASTM C 234. Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (1999). "Practice for Preparing, Cleaning and Evaluation Corrosion Test Specimens". ASTM G1-90. Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. "Preparing, cleaning and evaluating corrosion test specimens". ASTM G1-72.
- Andrade, C.(1992). "Manual para diagnóstico de Obras deterioradas por corrosão de armaduras". 1º ed. São Paulo: Pini.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1982). “NBR 7477: Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado”. Método de Ensaio. São Paulo. Ago.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1982). “NBR-7251: Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária - Método de ensaio”. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1987). “NBR 9937: Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo”. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1987) “NBR 7217: Agregados – Determinação da composição granulométrica”. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1991) “NBR 11579: Cimento Portland – determinação da finura por meio da peneira μm (n° 200) – Método de ensaio”. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1994). “NBR-7222: Argamassa e concreto – Determinação da resistência a tração por compressão diametral”. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1996) “NBR 7215: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão”. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1996). “NBR 7480: Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado”. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1998). “NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone”. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2003). “NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto”. Procedimento. São Paulo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2008). “NBR 8522: Concreto - Determinação do módulo estáticos de elasticidade à compressão”. Rio de Janeiro.
- Azad, A. K.; Ahmad, S.; Azher, S. A. (2007). “Residual strength of corrosion-damaged reinforced-concrete beams”. In: ACI Materials Journal. Vol. 104, no. 1, pp. 40-47.
- Bakker, R.F.M. (1988). “Initiation Period. Corrosion of Steel in Concrete”; State of the Art Report. Cap. 3, RILEM TC 60-CSC, Editor Peter Schiessl, Ed. Chapman & Hall, p. 22-54.
- Ballim, Y.; Reid, J. C. (2003). “Reinforcement corrosion and the deflection of RC beams – an experimental critique of current test methods”. In: Cement and Concrete Composites. Vol. 25, pp. 625-632.

- Barbosa, D.C.; Bardella, P.S.; Camarini, G. (2005). “Avaliação da Carbonatação natural em concretos produzidos com e sem sílica ativa submetidos a diferentes procedimentos de cura”. Anais do 47º Congresso Brasileiro de Concreto. p. 15.
- Barbosa, M.P. (1998). “Uma contribuição experimental e numérica sobre estruturas de concreto armado de elevado desempenho: estudo da aderência-ancoragem e do comportamento de vigas fletidas”. Ilha Solteira. 174p. Tese (Livre-docência) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.
- Barbosa, M. T. G., Oliveira, T. M., Albuquerque, R., (2000a). “Estudo da influência do diâmetro da barra e da resistência à compressão do concreto no ensaio de pull out para determinação da tensão última de aderência”. In: IV Congresso de Engenharia Civil, v. 1, pp. 435–464, Juiz de Fora, Agosto.
- Barbosa, M. T. G.; Oliveira, T. M.; Albuquerque, R. (2000b). “Avaliação do comportamento da aderência em barras de pequeno diâmetro”. In: IV Congresso de Engenharia Civil, v.1, pp 499–510, Juiz de Fora, Agosto.
- Barbosa, M. T. G.; Oliveira, T. M.; Albuquerque, R. (2000c). “Estudo da influência da resistência do concreto na determinação do coeficiente de conformação superficial dos aços brasileiros”. In: Engenharia Estudo e Pesquisa. Interciência, v.3, n.1, jan-jun, pp.85-87. Juiz de Fora.
- Barbosa, M. T. G. (2001). “Avaliação do comportamento de aderência em concretos de diferentes classes de resistência.” Rio de Janeiro, 2001. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. 203p.
- Biczok, I. (1968). “Corrosión y protección del hormigón”. Espanã: Urmo S.A. de Ediciones. 716 p.
- Biczok, I. (1972). “Corrosión y protección del hormigón”. 6.ed. Bilbao, Urmo.
- Brettmann, B.B.; Darwin, D.; Donahey, R.C. (1986) “Bond of reinforcement to superplasticized concrete”. ACI Journal Proceedings, v.83, n.1, p.98-107, Jan. 1986.
- Caetano, L. F. (2008). “Estudo do comportamento da aderência em elementos de concreto armado submetidos à corrosão e elevadas temperaturas.” Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.
- Cánovas, M, F. (1989). “Patologia e Terapia do Concreto Armado”. P. 522. São Paulo: ed.PINI.
- Cascudo, O. (1997). “O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas”. Goiânia, Editora UFG/ São Paulo, Pini.
- Castro, P. F. (2000). “Notas sobre estudo da aderência aço-concreto”. UFF, Niterói.

- Chapman, R. A; Shah, S. P. (1987). “Early-age bond strength in reinforced concrete”. In: ACI Materials Journal, vol.84, n.6, p.501-510, Nov.
- Clark, C.R.; Johnston, D.W. (1983). “Early loading effects on bond strength”. In: ACI Journal Proceedings, v.80, n.6, p.532-539, Nov.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. (1979). “Reinforcement, bond and Bond Ancre.” Paris, Bulletin d’information, 118.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. (1982). “Bond action and Bond behaviour of reinforcement”. Paris, Bulletin d’information, 151.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. (1990). CEB - FIP Model Code 1990, Bulletin d’information n. 195, Mar.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. (1990). CEB - FIP Model Code 1990, Bulletin d’information n. 197, Aug.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. (1991). CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d’Information, n.203-205.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. (1993). CEB-FIP Model Code 1990 Design Code. Bulletin D’Information n. 203. Suíça.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. (1999). Structural Concrete. Paris. Bulletin n. 2. July.
- Coronelli, D. (2002). “Corrosion Cracking and Bond Strength Modeling for Corroded Bars in Reinforced Concrete”. In: Structural Journal. Vol. 99, N. 3, P. 267 – 276, Mai.
- De Larrard, F.; Schaller, I.; Fuchs, J. (1993). “Effect of bar diameter on the bond strength of passive reinforcement in high-performance concrete.” In: ACI Materials Journals, v.90, n.4, p.333-339, Jul.1993.
- Ducatti, V. A. (1993). “Concreto de elevado desempenho: estudo da aderência com a armadura.” Tese de Doutorado. Escola Politécnica da universidade de São Paulo. São Paulo.
- Dumêt, T. B. (2003). “Aderência de cordoalhas em concretos de alta resistência com e sem fibras de aço.” Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 330 p.
- Duprat, F.; Sellier, A.; Nguyen, X. S. (2006). “Incidence de l’incertitude sur l’état hydrique Du béton dans la carbonatation: approche probabiliste”. In: TRANSFERT 2006 – Propriétés de Transferts des Géomatériaux, Lille, 1° et 2 de février 2006. Actes du Colloque National... Lille, France, 2006, CD-Room, Thème 3, ref. 51.

- El-Maaddawy, T. Soudki, K. A. (2003). "Effectiveness of impressed current techniques to simulate steel reinforcement corrosion". ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 15, N. 1, pp. 41-47.
- Eligehausen, R.; Popov, E.P.; Bertero, V.V. (1983). "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations." In: Report n.UCB/EERC 83-23, Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, Oct.
- Esfahani, M. R.; Rangan, B. V. (1998a). "Local bond of reinforcing bars in normal strength and high strength concrete (HSC)". In: ACI Structural Journal, Vol. 95, nº2. Março/Abril.
- Esfahani, M. R.; Rangan, B. V. (1998b). "Bond between normal and high strength concrete (HSC) and reinforcing bars in splices in beams". In: ACI Structural Journal, Vol. 95 nº3. Maio/Junho.
- EUROCODE 2 (1992). Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels, CEN.
- EUROCODE 2 – EUROPEAN STANDARD. (2004). Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization. Brussels.
- Fang, C.; Lundgren, K.; Chen, L.; Zhu, C. (2004). "Corrosion influence on bond in reinforced concrete". Cement and Concrete Research. Vol. 34, n. 11, pp. 2159-2167.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (2000). "Bond of reinforcement in concrete". Bulletin n.10.
- Figueiredo, E. P. (1994). "Avaliação do desempenho de revestimentos para proteção da armadura contra a corrosão através de técnicas eletroquímicas: contribuição ao estudo de reparo de estruturas de concreto armado". São Paulo. 423 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- FORTES, L. R. (1995) "Corrosão na Armadura do Concreto Armado e sua Avaliação Pela Técnica do Potencial do Eletrodo". Dissertação (Mestrado). Centro de Tecnologia da UFC. Fortaleza-Ce.
- França, V. H. (2004). "Aderência aço-concreto – Uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha". Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ilha Solteira – UNESP. Ilha Solteira.
- Fu, X.; Chung, D. D. L. (1997). "Effect of corrosion on the bond between concrete and steel rebar." In: Cement and Concrete Research. Vol. 27, n.12, p.1811-1815.
- Fusco, P.B. (1976). "Estruturas de concreto – Fundamentos do projeto estrutural." 1.ed. São Paulo, EDUSP/McGraw-Hill do Brasil.

- Fusco, P. B. (1995). “Técnica de Armar as Estruturas de Concreto”. Editora Pini, São Paulo.
- Gemelli, E. (2001). “Corrosão de materiais metálicos e sua caracterização”. LTC. Rio de Janeiro.
- Gentil, V. (1996). “Corrosão”. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora, 3ª ed. Revista, Rio de Janeiro.
- Gjorv, O. E.; Monteiro, P. J. M.; Mehta, P. K. (1990). “Effect of condensed sílica fuma on the steel concrete bond”. In: ACI Materials Journal, V.87, n. 6, p. 573-580. Dec.
- Gomes, F.P. (2000). “Curso de estatística experimental”. 14. ed. Piracicaba: Nobel. 477p.
- Goto, Y. (1971). “Cracks formed in concrete around deformed tension bars”. In: ACI Journal 68, n.4, p.244. Abril.
- Graeff, A. G. (2007). “Avaliação Experimental e Modelagem dos Efeitos Estruturais da Propagação da Corrosão em Elementos de Concreto Armado”. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. BR-RS.
- Hamad, B.S. (1995a). “Bond strength improvement of reinforcing bars with specially designed rib geometries”. In: ACI Structural Journal, Vol. 92, no. 1, p. 3-13, Jan.
- Harajli, M. H. (1994). “Development/splice strength of reinforcing bars embedded in plain and fiber reinforced concrete”. In: ACI Structural Journal, v.91, n.5, Sep-Oct.
- Helene, P.R.L. (1986). “Corrosão em armaduras para concreto armado”. São Paulo. PINI/IPT.
- Helene, P. R. L. (1993). “Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado”. São Paulo, 231 p. Tese – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- Hertz. K. (1980). “Armeringsståls forankring ved høje temperature”. In: Institutet for husbygning, Danmarks Tekniske Höjskole, Rapport n.138. Lyngby. p.103.
- Herrero, C. V. (2000). “Estudo Comparativo de las Propriedades de Adherencia de Cordones de Pretensado em Elementos Pré Fabricados de Hormigones de Altas Prestaciones Iniciales”. 2000. Tese (Doutorado) – Escola Técnica Superior Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de La Corunã.
- Ho, D. W. S.; Lewis, R. K. (1987). “Carbonation of Concrete and its Prediction”. In: Cement and Concrete Research. V. 17. P. 489-54.
- Ichinose, T. et al. (2004). “Size effect on bond strength of deformed bars”. Construction and Building Materials, v.18, n.7, p.549-558, Set.

- Isaia, G.C; Vagheti, M.; Gastaldini, A.L.G. (1998). “Efeitos de misturas pozolânicas sobre a carbonatação do concreto de cimento Portland”. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 40. Rio de Janeiro. Anais. São Paulo. 14p.
- Joukoski, A.; Portella, K. F.; Garcia, C. M.; Sales, A.; Cantão, M. P.; Baron, O. e Azevedo, V. A. L. (2001). “Desempenho elétrico de concreto armado com cimento Portland composto com pozolana, CPII-Z 32, em função do envelhecimento por íons cloreto. Parte I, estudo da corrosão da armadura”. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 43. Foz do Iguaçu. Anais... São Paulo: IBRACON, 2001. p. III-020. 1 CD-ROM.
- Kazmierczak, C. S. (1995). “Contribuição para análise de eficiência de películas aplicadas sobre estruturas de concreto armado com o objetivo de proteção contra a carbonatação”. 168p. Tese (Doutorado) – CPGECC, Escola Politécnica de São Paulo – USP, São Paulo.
- Kemp, E. L., Wilhelm, W. J. (1979). “Investigation of the parameters influencing bond cracking”, In: Journal of the ACI, v. 76, n. 1, pp. 47-71, Jan.
- Kemp, E. L. (1986). “Bond in reinforced concrete: behavior and design criteria”. In: ACI Journal Proceedings, v.83, n.1, p.50-57, Jan.
- Kirchheim, A. P., Pasa, V.; Dal Molin, D. C.; Silva Filho, L. C. P. (2005). “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 de Concreto. Vol. VII – Métodos de Proteção, Reforço e Reparos de Estruturas de Concreto, Recife.
- Kobuku, M.; Nagataki, S. (1989). “Carbonation of concrete with fly ash and corrosion of reinforcement in 20 years test”. In: MALHOTRA, V. M (Ed.) International Conference on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete, 3rd, Trondheim. Detroit: American Concrete Institute, 2 v., v. 1, p.315-329 (SP-114).
- Kurtis, K. E; Mehta, P.K. (1997). “A Critical Review of deterioration of Concrete Due to Corrosion of Reinforcing Steel”. Proceedings of the International Conference on “Durability of Concrete”. ACI SP 170, Editor: V. M. Malhotra, p. 535-554, 1997.
- Laranjeiras, A.C.R. (1976). “Redução da aderência aço-concreto sob a ação de cargas repeditas”. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28. Salvador. Anais. Salvador, IBRACON, 1976, 25p.
- Lahnert, B.J.; Houde, J.; Gerstle, K.H. (1986). “Direct measurement of slip between steel and concrete”. In: ACI Journal Proceedings, v.83, n.6, p.974-981, Nov.
- Lee, H.; Noguchi, T.; Tomosawa, F. (2002). “Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion”. In: Cement and Concrete Research. Vol. 32, n.8, p. 1313-1318, Ago.

- Leonhardt, F.; Mönnig, E. (1977). “Construções de concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado.” 1.ed. Rio de Janeiro, Interciência. v.1.
- Lutz, L. A.; Gergely, P. (1967). “Mechanics of bond and slip of deformed bars in along reinforcing bars”. ACI Journal, Proc. Vol. 48, pp. 225-252. Novembro.
- MacGregor, J. G. (1992). “Reinforced concrete: mechanics and design”. 2nd ed. Prentice Hall, New Jersey.
- Mangat, P. S.; Elgarf, M. S. (1999). “Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement”. In: ACI Structural Journal. Vol. 96, no. 1, pp. 149-158.
- Medeiros, M.H.F.; Helene, P. (2001). “Estudo da carbonatação em concretos e argamassas”. Revista Engenharia, Ciência e Tecnologia, v.04, n.5, p.3-12.
- Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. (1994). “Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais”. 1ª Ed. São Paulo. PINI. 580 p.
- Monteiro, E. C. B.; Nepomuceno, A. A. (1996). “Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimentos nacionais em relação à corrosão de armaduras sob ação conjunta de CO₂ e íons cloretos”. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGHPERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES, Florianópolis, Proceedings. P.379-89.
- Montgomery, Douglas C., Runger, George C. (1999). “Estatística Aplicada e Probabilidades para Engenheiros”. Ed. LTC, Rio de Janeiro.
- NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS. (2005). Recommended Practice for Preparation, Installation, Analysis, and Interpretation of Corrosion Coupons in Oilfield Operatins, NACE RP 0775. Houston, TX.
- Neville, A. M. (1997). “Propriedades do concreto”. Tradução de Salvador E. Giammusso. 2. ed. rev. atual. São Paulo: Pini. 828 p.
- Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; Breen, J. E. (1977). “A revaluation of test data on development length and splices”. In: ACI Journal, Proceedings. Vol. 74, n.º 3, pp 144-122. Março.
- Papadakis, V.G. (1999 a). “Experimental investigation and theoretical modeling of silica fume activity in concrete”. Cement and Concrete Research, v.29, p.79-86.
- Papadakis, V. G.; Vayenas, C. G.; Fardis, M. N. (1989). “Reaction engineering approach to the problem of concrete carbonation”. AIChE Journal, v. 35, n. 10, p. 1639-1650, Oct.
- Papadakis, V. G.; Vayenas, C. G.; Fardis, M. N. (1991 a). “Physical and Chemical Characteristics Affecting the Durability of Concrete”. In: ACI Materials Journal, v. 8, n. 2, March-April, p. 186-196.

- Park, R.; Paulay, T. (1975). "Reinforced concrete structures". 2 ed. New York, John Wiley e Sons.
- Parrot, L. J. (1990). "Damage caused by carbonation of reinforced concrete". (104-DCC: damage classification of concrete structures – RILEM). *Materials and Structures*, n. 23, p. 230-234.
- Pauletti, C.; Possan, E.; Dal Molin, D. C. C. (2007). "Carbonatação acelerada: estado da arte das pesquisas no Brasil". *Ambiente Construído, Porto Alegre*, v. 7, n. 4, p. 7-20, out./dez.
- Pruckner, F. (2001). "Corrosion and protection of reinforcement in concrete measurements and interpretation". Vienna, 95 p. Thesis (Doctorate) – Faculty of Natural Sciences and Mathematics, University of Vienna.
- Rehm, G. (1961). "The basic principles of the bond between steel and concrete". C&CA Library Translation n.134, 59p (Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Pub. N. 138 of Deutscher Ausschuss für Stahl und Beton, Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn).
- Rehm, G. (1969). "Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund". *Stahlbetonbau*, Berlin, p.79-96.
- Rehm, G.; Elgehausen, R. (1979). "Bond of ribbed bars under high cycle repeated loads". In: *ACI Journal, Symposium Paper*, n. 76-15, p. 297-309.
- Reynolds, C. G.; Beeby, A. W. (1982). "Bond strength of deformed bars". *Bond in concrete*, P. Bartos, ed., Applied Science Publishers, p. 434-445. Londres.
- Ribeiro, J. L. D. (1985). "Análise experimental dos fatores que influenciam a aderência de barras nervuradas." Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- RILEM/FIP/CEB (1973). "Bond Test for Reinforcing Steel, 1. Beam Test (7 - II - 28 D), 2. Pull-Out Test (7 - II - 128), Tentative Recommendations". *RILEM Journal Materials and Structures*, v.6, n.32, p.96-105.
- RILEM CPC-18. (1988). "Measurement of hardened concrete carbonation depth." In: *Materials and Structures*, [s.n.], p. 453-455.
- RILEM-FIP-CEB RC 5 (1983). *Bond test for reinforcing steel: Beam test, recommendation. Concrete Reinforcement Technology*, Paris, França.
- RILEM RC6, TC9-RC (1983). "Bond test for reinforcement steel – Pull-out test". *RILEM Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials*, 1983.
- Rodriguez, J.; Ortega, L. M.; Casal J. (1997). "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement". In: *Construction and Building Materials*. Vol. 11, no. 4, pp. 239-248.

- Rossi, N. (2002). “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.
- Saetta, A.V.; Vitaliani, R. V. (2004). “Experimental investigation and numerical modeling of carbonation process in reinforced concrete structures. Part I: Theoretical formulation”. In: *Cement and Concrete Research*, v. 34, p. 571-579.
- Sanjuán, M. A. B. (1992). “Cálculo del período de iniciación de la corrosión de la armadura del hormigón”. Madrid. 386 p. Tese (Doutorado) – Universidad Complutense, Facultad de Ciências Químicas.
- Sanjuán, M. A.; Olmo, C. (2001). “Carbonation resistance of one industrial mortar used as a concrete coating. *Building and Environment*”. V. 36, n. 8, p. 949-953, Oct.
- Schiessl, P. (1983). “Protection of reinforcement: Part 1. In: *Durability of Concrete Structures*”. Proceedings. Copenhagen: CEB-RILEM, Bulletin D'Information, n. 152, 432 p., p. 241-98.
- Silva, B. V.; Barbosa, M. P., Baffa, I. P. D. (2005). “Investigação experimental da aderência aço-concreto com resíduos de couro”. Faculdade de Engenharia Civil, FEIS/UNESP, SP.
- Smoczyk, H. G. (1968). “Discussion of principal paper of carbonation of concrete by Hamada”. In: *INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE CHEMISTRY OF CEMENT*, 5., Tokyo. Proceedings. V. III, part III, p. 369- 384.
- Soretz, S.; Hölzenbein, H. (1979). “Influence of rib dimensions of reinforcing bars on bond and bendability”. In: *ACI Journal*, v.76, n.1, p.111-28, Jan.
- Soroushian, P.; Choi, K. (1989). “Local Bond of Deformed Bars with Different Diameters in Confined Concrete”. In: *ACI Structural Journal*, v. 86, n. 2, (Mar-Apr), pp. 217-222.
- Soroushian, P., Choi, K., Park, G., Aslani, F. (1991). “Bond of deformed bars to concrete: effects to confinement and strength of concrete.” In: *ACI Materials Journal*, v. 88, n. 3, (May/June), pp. 227-232.
- Stanish, K.; Hooton, R.D.; Pantazopoulou, S. J. (1999). “Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete”. In: *ACI Structural Journal*, v.96, n.6, p.111-127, Nov.
- Tepfers, R. (1982). “Bond stress along reinforced bars”. *Magazine of Concrete Research*, v. 37, n. 112, p.135-142. Sept.
- Torres, A. S. (2006). “Avaliação da sensibilidade CAIM – Corrosão acelerada por imersão modificada – frente ao processo de corrosão”. PPGEC/UFRGS. Porto Alegre.
- Tuutti, K. (1982). “Corrosion of Steel in Concrete”, CBI.

- Untrauer, R.E.; Henry, R.L. (1965). "Influence of normal pressure on bond strength." *ACI Journal*, v.62, n.5, p.577-85, May.
- Uomoto, T.; Takada, Y. (1993). "Factors affecting concrete carbonation rate". *Durability of Building Materials and Components*. Edited By S. Nagatky, T. Nireki and F. Tomosawa.
- Venuat, M.; Alexandre, J. (1969). "De la carbonation du béton". França. CERILM. Publicação n. 195, 30 p.
- Vieira, F.M.P. (1994). "Estudo do comportamento da aderência das barras de AC no concreto de alta resistência com adição de microssílica." Porto Alegre. 197p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.
- Yenlici, V., Özturan, T. (2000) "Factors Affecting Anchorage Bond Strength in High-Performance Concrete". In: *Structural Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 97, No. 3, pp.499-507, May - June 2000.
- Yoon, S.; Wang, K.; Weiss, W. J.; Shah, S. P. (2000). "Interaction between loading, corrosion and serviceability of reinforced concrete". In: *ACI Materials Journal*. Vol. 97, no. 6, pp. 637- 644.

APÊNDICE A

CÁLCULO DA TENSÃO DE ADERÊNCIA PARA OS BLOCOS DE ARRANCAMENTO – RILEM-CEB-FIP (1983)

São apresentados os valores da tensão de aderência para blocos de arrancamento, calculadas de acordo com a Equação A.1, utilizando a média dos valores correspondentes aos deslizamentos 0,01 mm, 0,1 mm e, 1,0 mm, conforme recomendação do Rilem-Ceb-Fip (1983), como apresentam as Tabelas A.1 a A.3.

$$\tau = \frac{P}{A} = \frac{P}{\pi \cdot \phi \cdot l_a} \quad \text{Equação (A.1)}$$

Sendo:

τ = Tensão de aderência, MPa;

P = Carga de tração aplicada em um extremo do bloco de arrancamento, kN;

A = Área do trecho aderente, cm²;

ϕ = Diâmetro da barra, cm;

l_a = Comprimento de aderência = 5ϕ , cm.

Tabela A.1 – Tensão de aderência (MPa) – referência.

Tensão de Aderência τ (MPa)				
Variável-diâmetro do aço	Deslizamento (mm)			τ
	0,01	0,10	1,00	
A-10	2,88	3,51	2,51	2,97
A-10	2,96	3,53	2,60	3,03
A-10	2,92	3,48	2,46	2,95
A-12,5	1,97	2,72	1,77	2,15
A-12,5	1,98	2,84	1,75	2,19
A-12,5	2,01	2,78	1,72	2,17
A-16	1,89	2,53	1,25	1,89
A-16	1,86	2,60	1,29	1,92
A-16	1,82	2,63	1,24	1,90

Tabela A.2 – Tensão de aderência (MPa) – carbonatação.

Tensão de Aderência τ (MPa)				
Variável-diâmetro do aço	Deslizamento (mm)			τ
	0,01	0,10	1,00	
AC-10	2,64	4,01	2,24	2,96
AC-10	2,68	4,05	2,22	2,98
AC-10	2,61	3,99	2,26	2,95
AC-12,5	1,96	2,62	1,81	2,13
AC-12,5	1,97	2,64	1,85	2,15
AC-12,5	1,99	2,71	1,88	2,19
AC-16	1,57	2,41	1,24	1,74
AC-16	1,53	2,43	1,23	1,73
AC-16	1,55	2,48	1,25	1,76

Tabela A.3 – Tensão de aderência (MPa) – corrosão.

Tensão de Aderência τ (MPa)				
Variável-diâmetro do aço	Deslizamento (mm)			τ
	0,01	0,10	1,00	
ACC-10	2,81	4,02	2,14	2,99
ACC-10	2,85	4,21	2,16	3,07
ACC-10	2,84	4,06	2,13	3,01
ACC-12,5	1,95	2,18	1,41	1,85
ACC-12,5	1,99	2,16	1,44	1,86
ACC-12,5	1,91	2,15	1,47	1,84
ACC-16	1,11	2,23	0,94	1,43
ACC-16	1,07	2,28	0,99	1,45
ACC-16	1,12	2,24	1,02	1,46

APÊNDICE B

DEFORMAÇÃO DO AÇO NOS BLOCOS DE ARRANCAMENTO

Tabela B.1 – Deformação do aço (mm/m) – 10 mm

Força (kN)	Deformação da Armadura do Bloco de Arrancamento (mm/m) 10 mm		
	Nomenclatura dos Extensômetros A-10	AC -10	ACC -10
0	0,00	0,00	0,00
10	0,22	1,61	15,57
20	0,45	3,88	18,24
30	0,70	5,69	24,03
40	0,94	6,05	29,54
50	1,19	6,44	30,65
60	1,43	6,81	36,34
70	1,68	7,00	44,88

Sendo: A = bloco referência; AC = bloco carbonatação; ACC = bloco corrosão

Tabela B.2 – Deformação do aço (mm/m) – 12,5 mm

Força (kN)	Deformação da Armadura do Bloco de Arrancamento (mm/m) 12,5 mm		
	Nomenclatura dos Extensômetros A-12,5	AC -12,5	ACC -12,5
0	0,00	0,00	0,00
10	0,21	0,39	0,32
20	0,55	0,69	0,79
30	0,77	0,97	1,23
40	1,06	1,27	1,65
50	1,28	1,59	2,14
60	1,69	1,89	2,76
70	2,10	2,19	22,42

Sendo: A = bloco referência; AC = bloco carbonatação; ACC = bloco corrosão

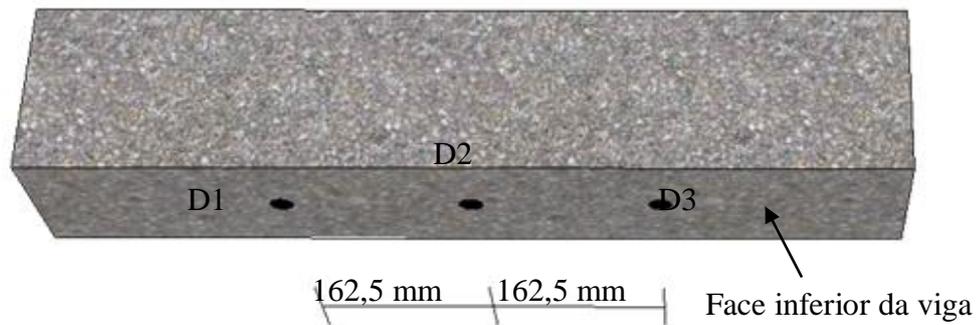
Tabela B.3 – Deformação do aço (mm/m) – 16 mm

Deformação da Armadura do Bloco de Arrancamento (mm/m)			
16 mm			
Força (kN)	Nomenclatura dos Extensômetros		
	A-16	AC -16	ACC -16
0	0,00	0,00	0,00
10	0,29	0,43	8,35
20	0,68	0,82	8,71
30	0,96	1,15	9,06
40	1,29	1,50	9,40
50	1,66	1,81	9,74
60	1,96	2,13	10,09
70	2,29	2,46	18,54

Sendo: A = bloco referência; AC = bloco carbonatação; ACC = bloco corrosão

APÊNDICE C

DESLOCAMENTOS VERTICAIS



Posição dos relógios	Distância do centro da viga (mm)
D1	-162,5
D2	0
D3	162,5

Figura C.1 – Posicionamento dos relógios comparadores nas vigas - (mm)

Tabela C.1 – Deslocamentos verticais (mm) – viga V-01

Deslocamentos verticais (mm) - Viga V-01			
Força (kN)	Nomenclatura do relógio comparador		
	D1	D2	D3
	Distância do centro da viga (mm)		
	-162,5	0	162,5
10	0,09	0,00	0,08
20	1,45	1,82	1,50
30	1,72	2,71	1,80
40	2,48	3,82	2,36
50	4,63	7,25	4,78

Tabela C.2 – Deslocamentos verticais (mm) – viga V-02

Deslocamentos verticais (mm) - Viga V-02			
	$Q_{rup} = 53,4 \text{ kN}$		
Força	Nomenclatura do relógio comparador		
	D1	D2	D3
(kN)	Distância do centro da viga (mm)		
	-162,5	0	162,5
10	0,08	0,05	0,08
20	1,20	1,62	1,33
30	1,62	2,11	1,70
40	2,58	3,50	2,50
50	4,52	7,30	4,65

Tabela C.3 – Deslocamentos verticais (mm) – viga V-03

Deslocamentos verticais (mm) - Viga V-03			
	$Q_{rup} = 53,7 \text{ kN}$		
Força	Nomenclatura do relógio comparador		
	D1	D2	D3
(kN)	Distância do centro da viga (mm)		
	-162,5	0	162,5
10	0,10	0,03	0,09
20	1,30	1,75	1,41
30	1,68	2,65	1,65
40	2,50	3,70	2,40
50	4,62	7,35	4,75

Tabela C.4 – Deslocamentos verticais (mm) – viga VC-01

Deslocamentos verticais (mm) - Viga VC-01			
	$Q_{rup} = 51,0 \text{ kN}$		
Força	Nomenclatura do relógio comparador		
	D1	D2	D3
(kN)	Distância do centro da viga (mm)		
	-162,5	0	162,5
10	0,02	0,04	0,08
20	0,32	0,72	0,45
30	0,60	1,22	0,74
40	1,48	3,02	1,75
50	3,90	8,00	4,40

Tabela C.5 – Deslocamentos verticais (mm) – viga VC-02

Deslocamentos verticais (mm) - Viga VC-02			
	$Q_{rup} = 51,6 \text{ kN}$		
Força	Nomenclatura do relógio comparador		
	D1	D2	D3
(kN)	Distância do centro da viga (mm)		
	-162,5	0	162,5
10	0,03	0,05	0,03
20	0,35	0,77	0,44
30	0,65	1,32	0,64
40	1,78	3,32	1,85
50	4,10	8,10	4,20

Tabela C.6 – Deslocamentos verticais (mm) – viga VC-03

Deslocamentos verticais (mm) - Viga VC-03			
	$Q_{rup} = 52,3 \text{ kN}$		
Força	Nomenclatura do relógio comparador		
	D1	D2	D3
(kN)	Distância do centro da viga (mm)		
	-162,5	0	162,5
10	0,04	0,06	0,09
20	0,33	0,75	0,43
30	0,62	1,30	0,66
40	1,58	3,40	1,65
50	4,00	8,20	4,30

Tabela C.7 – Deslocamentos verticais (mm) – viga VCC-01

Deslocamentos verticais (mm) - Viga VCC-01			
	$Q_{rup} = 50,0 \text{ kN}$		
Força	Nomenclatura do relógio comparador		
	D1	D2	D3
(kN)	Distância do centro da viga (mm)		
	-162,5	0	162,5
10	0,03	0,05	0,04
20	0,25	0,67	0,42
30	0,41	1,06	0,68
40	1,05	2,28	1,46
50	6,01	9,51	6,70

Tabela C.8 – Deslocamentos verticais (mm) – viga VCC-02

Deslocamentos verticais (mm) - Viga VCC-02			
$Q_{rup} = 50,5 \text{ kN}$			
Força	Nomenclatura do relógio comparador		
	D1	D2	D3
(kN)	Distância do centro da viga (mm)		
	-162,5	0	162,5
10	0,04	0,07	0,05
20	0,38	0,69	0,40
30	0,51	1,11	0,58
40	1,25	2,39	1,36
50	6,50	9,61	6,60

Tabela C.9 – Deslocamentos verticais (mm) – viga VCC-03

Deslocamentos verticais (mm) - Viga VCC-03			
$Q_{rup} = 50,3 \text{ kN}$			
Força	Nomenclatura do relógio comparador		
	D1	D2	D3
(kN)	Distância do centro da viga (mm)		
	-162,5	0	162,5
10	0,02	0,04	0,03
20	0,28	0,57	0,32
30	0,48	1,16	0,52
40	1,15	2,32	1,26
50	6,10	9,56	6,40

APÊNDICE D

DEFORMAÇÃO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Tabela D.1 – Deformação do aço (mm/m) – viga V-01

Deformação da Armadura Longitudinal (mm/m) Viga V-01			
$Q_{rup} = 53,0 \text{ kN}$			
Força (kN)	Nomenclatura dos Extensômetros		
	E1	E2	E3
0	0,00	0,00	0,00
10	0,03	0,08	0,04
20	0,35	2,50	0,57
30	0,72	3,61	1,03
40	0,86	3,89	1,26

Tabela D.2 – Deformação do aço (mm/m) – viga V-02

Deformação da Armadura Longitudinal (mm/m) Viga V-02			
$Q_{rup} = 53,4 \text{ kN}$			
Força (kN)	Nomenclatura dos Extensômetros		
	E1	E2	E3
0	0,00	0,00	0,00
10	0,06	0,09	0,04
20	0,58	2,66	0,36
30	1,14	3,71	0,62
40	1,27	4,00	0,76

Tabela D.3 – Deformação do aço (mm/m) – viga V-03

Deformação da Armadura Longitudinal (mm/m) Viga V-03			
$Q_{rup} = 53,7 \text{ kN}$			
Força (kN)	Nomenclatura dos Extensômetros		
	E1	E2	E3
0	0,00	0,00	0,00
10	0,05	0,08	0,04
20	0,48	2,58	0,36
30	0,92	3,79	0,62
40	1,30	4,05	0,76

Tabela D.4 – Deformação do aço (mm/m) – viga VC-01

Deformação da Armadura Longitudinal (mm/m) Viga VC-01			
$Q_{rup} = 51,0 \text{ kN}$			
Força (kN)	Nomenclatura dos Extensômetros		
	E1	E2	E3
0	0,00	0,00	0,00
10	0,01	0,18	0,05
20	0,28	1,63	0,33
30	0,82	2,79	0,94
40	0,99	19,75	1,07

Tabela D.5 – Deformação do aço (mm/m) – viga VC-02

Deformação da Armadura Longitudinal (mm/m) Viga VC-02			
$Q_{rup} = 51,6 \text{ kN}$			
Força (kN)	Nomenclatura dos Extensômetros		
	E1	E2	E3
0	0,00	0,00	0,00
10	0,02	0,21	0,04
20	0,29	1,66	0,36
30	0,85	2,83	0,97
40	1,01	19,82	1,11

Tabela D.6 – Deformação do aço (mm/m) – viga VC-03

Deformação da Armadura Longitudinal (mm/m) Viga VC-03			
$Q_{rup} = 52,3 \text{ kN}$			
Força (kN)	Nomenclatura dos Extensômetros		
	E1	E2	E3
0	0,00	0,00	0,00
10	0,01	0,19	0,03
20	0,27	1,65	0,35
30	0,83	2,81	0,95
40	1,00	19,79	1,09

Tabela D.7 – Deformação do aço (mm/m) – viga VCC-01

Deformação da Armadura Longitudinal (mm/m) Viga VCC-01			
$Q_{rup} = 50,0 \text{ kN}$			
Força (kN)	Nomenclatura dos Extensômetros		
	E1	E2	E3
0	0,00	0,00	0,00
10	0,03	0,07	0,09
20	0,21	1,87	0,14
30	0,77	4,46	0,48
40	1,10	13,19	0,54

Tabela D.8 – Deformação do aço (mm/m) – viga VCC-02

Deformação da Armadura Longitudinal (mm/m) Viga VCC-02			
$Q_{rup} = 50,5 \text{ kN}$			
Força (kN)	Nomenclatura dos Extensômetros		
	E1	E2	E3
0	0,00	0,00	0,00
10	0,06	0,08	0,08
20	0,23	1,96	0,24
30	0,87	4,99	0,68
40	1,20	14,53	1,54

Tabela D.9 – Deformação do aço (mm/m) – viga VCC-02

Deformação da Armadura Longitudinal (mm/m) Viga VCC-03			
$Q_{rup} = 50,3 \text{ kN}$			
Força (kN)	Nomenclatura dos Extensômetros		
	E1	E2	E3
0	0,00	0,00	0,00
10	0,05	0,06	0,06
20	0,25	1,91	0,23
30	0,80	4,57	0,46
40	1,16	14,06	0,57

APÊNDICE E

FORMULAÇÃO PROPOSTA PARA CALCULAR A TENSÃO DE ADERÊNCIA – ENSAIO DE TIRANTES

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$
$$\eta_{exp} = \frac{2,25.d}{\Delta l_{médio}}$$

=

$$\tau = \frac{1,61.d.\eta_2.\eta_3.f_{ctk,inf} \cdot (a)}{\Delta l_{médio}}$$

APÊNDICE F

FORMULAÇÃO PROPOSTA PARA CALCULAR A TENSÃO DE ADERÊNCIA – ENSAIO DE ARRANCAMENTO

$$T = 3,65 \times 10^5 \frac{\Delta M}{S \cdot t \cdot \rho} \Rightarrow T = 3,65 \times 10^5 \frac{\Delta M}{\pi \cdot \phi \cdot l_b \cdot t \cdot \rho} \Rightarrow \phi = 3,65 \times 10^5 \frac{\Delta M}{\pi \cdot T \cdot l_b \cdot t \cdot \rho}$$

$$S = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h \Rightarrow S = \pi \cdot \phi \cdot l_b$$
$$\tau = 232,2 + (2,716 \left(\frac{c}{\phi} \right) \sqrt{f_c})$$

$$=$$

$$\tau = 232,2 + 2,716 \left(\frac{c \cdot \pi \cdot t \cdot d \cdot l_b \cdot T}{\Delta m \cdot 3650} \right) \sqrt{f_c}$$