

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E MODELAGEM DOS  
EFEITOS ESTRUTURAIS DA PROPAGAÇÃO DA  
CORROSÃO EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO**

Porto Alegre

Abril 2007

**ÂNGELA GAIO GRAEFF**

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E MODELAGEM DOS  
EFEITOS ESTRUTURAIS DA PROPAGAÇÃO DA  
CORROSÃO EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia na modalidade Acadêmico

Porto Alegre

Abril de 2007

G734a

Graeff, Ângela Gaio

Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado / Ângela Gaio Graeff . – 2007.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2007.

Orientação: Prof. Dr. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Co-orientação: Prof<sup>ª</sup>. Dra. Virgínia M. Rosito D'Ávila

1. Concreto armado – Ensaios. 2. Corrosão – Armaduras. 3 Propagação da corrosão. I. Silva Filho, Luiz Carlos Pinto da, orient. II. D'Ávila, Virgínia Maria Rosito, co-orient. III. Título.

CDU- 624.045.12(043)

**ÂNGELA GAIO GRAEFF**

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E MODELAGEM DOS  
EFEITOS ESTRUTURAIS DA PROPAGAÇÃO DA  
CORROSÃO EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO**

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

Porto Alegre, 20 de abril de 2007

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho  
PhD pela University of Leeds  
orientador

Prof.a Virgínia M. Rosito D'Ávila  
Dra. pelo PPGEC/UFRGS  
co-orientadora

Prof. Fernando Schnaid  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Antônio Alberto Nepomuceno**  
PhD pela Universidad Politécnica de Madrid

**Prof.a Denise Carpena Coitinho Dal Molin**  
Dra. pela Universidade de São Paulo

**Prof. André Tavares da Cunha Guimarães**  
Dr. pela Universidade de São Paulo

**Prof. Francisco de Paula S. Lopes Gastal**  
PhD pela North Carolina State university

*Vou sair pra ver o céu  
Vou me perder entre as estrelas  
Ver da onde nasce o sol  
Como se guiam os cometas pelo espaço  
E os meus passos, nunca mais serão iguais...*

*Herbert Vianna (Busca Vida)*

*Àqueles que por sua especialidade merecem o universo,  
dedico um pedaço do meu mundo: meu amor Lélío  
e meus pais João Valter e Adelina.*

## AGRADECIMENTOS

Sempre pensei que este texto seria o mais fácil de ser escrito, também acreditei que seria o mais prazeroso. Afinal, poder agradecer a cada uma das pessoas que passaram pela minha vida nos últimos dois anos é sem dúvida uma tarefa gratificante. Ao escrever estas primeiras palavras percebo de fato que é prazeroso, porém muito mais difícil que imaginei. Existem pessoas e agradecimentos que não podem ser descritos com algumas linhas, talvez precisasse de mais uma dissertação para traduzi-los. Foram várias as pessoas que de alguma maneira me ajudaram: algumas sem saber; outras que me mostraram todos os dias que estavam do meu lado; e outras ainda, que apenas por existir me apoiaram. Não poderia deixar de citar e agradecer, apesar do pouco espaço reservado, algumas destas pessoas...

Ao prof. Luiz Carlos agradeço por ter aceitado me orientar neste trabalho, pela dedicação e conhecimento que sempre demonstrou ainda que em seus mais atarefados dias.

Agradeço ao Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais, pela oportunidade de fazer parte de um grupo que já não devo mais chamar assim: o grupo passou a ser uma família. Em especial agradeço ao Fontes, conhecedor de todas as soluções possíveis e pela enorme curiosidade de estar sempre aprendendo; ao Flávio, que nunca se recusou em me ajudar, ainda que com milhões de tarefas e estudos pendentes; à Lili por sempre contagiar as pessoas com seu bom humor, mesmo cedo da manhã. Agradeço também aos auxiliares de pesquisa Lucas e Diego por me ajudarem na parte mais pesada e suja (literalmente) da pesquisa: a etapa dos experimentos. Agradeço aos demais colegas de laboratório pelos muitos instantes de conversas, pelo auxílio quando precisei e pelas novas amizades que cultivei, em especial à Luciane, Estela, Paulete e Ariela.

Ao Laboratório de Design e Seleção de Materiais (LdSM/UFRGS) pelo auxílio com o redimensionamento de barras de aço através de varredura com raios laser.

Agradeço à Gerdau pela doação do aço utilizado na pesquisa.

Ao CNPQ pelo auxílio que me possibilitou dedicação à esta pesquisa.

Aos professores do PPGEC, que não hesitaram em transmitir conhecimentos de qualidade aos seus alunos.

Agradeço à prof. Virgínia pela co-orientação na pesquisa; foi fundamental para auxiliar no desenvolvimento e conclusão da etapa numérica do trabalho.

Minhas amigas de sempre e do coração, agradeço vocês pela amizade, pelo carinho e pela confiança de que tudo poderia dar certo. Em especial, gostaria de agradecer à Camila pelo apoio em todas as horas, pela tentativa de entender meu trabalho (que não deve ser fácil para uma quiropraxista) e pelos 13 anos de amizade que sempre se renovam através de seus muitos e valiosos conselhos. Agradeço também à Joyce pelos mais de 7 anos de amizade e de apoio e pela alegria que sempre me passou através das infindáveis e sufocantes risadas do tempo do colégio. Devo uma lembrança especial para a Adri, que apesar de não nos falarmos seguido, guardo um pedaço do meu coração de amiga para ela.

À minha família, minha fundação perfeita e sem recalques. Em especial aos meus pais, Adelina e João Valter, que sempre me mostraram o caminho do que é certo e do que é digno. Duas pessoas que para mim são exemplo de família e de amor, acima de qualquer outra coisa. Agradeço ao meu irmão Daniel por simplesmente acreditar em mim. Também agradeço à Ivone e à Aline, duas pessoas que sempre demonstraram orgulho pelas minhas conquistas. Não poderia esquecer da Didi, que além de ajudar na minha educação, sempre quis meu bem acima de tudo. Enfim, se eu tivesse a oportunidade de hoje escolher uma outra família, iria até o fim do mundo para encontrar vocês.

Agradeço ao meu amor Lélío por ser os pilares que mantém minha estrutura em pé. Não disponho de palavras e nem de conceitos para tentar explicar o quanto a tua presença na minha vida é fundamental; disponho de um coração cheio de amor e de uma vida de mais de 8 anos ao teu lado como testemunha. Não seria nada e ninguém se hoje você não fosse o engenheiro da minha vida, se não fosse a pessoa que sempre me entendeu e me apoiou de maneira incondicional em todas os momentos que passei, e especialmente neste trabalho, nunca duvidou de que eu fosse capaz (além de dar vida às figuras antes despercebidas). De nada tudo isso adiantaria se nesta última frase, que é a primeira de todas as prioridades da minha vida, não dissesse que eu te amo muito mais.

## RESUMO

GRAEFF, A. G. Avaliação Experimental e Modelagem dos Efeitos Estruturais da Propagação da Corrosão em Elementos de Concreto Armado. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O concreto armado era tido, quando da sua concepção inicial, como um material que teria boa durabilidade e uma vida útil elevada, praticamente dispensando reparos. Com a intensificação de seu uso, todavia, começaram a serem observados diversos processos de deterioração que resultaram, nos casos mais críticos, em severos comprometimentos de desempenho ou falhas prematuras. Dentre as manifestações patológicas que mais transtorno e prejuízos causam às estruturas civis, destaca-se a corrosão de armaduras, por sua elevada incidência e potencial de dano. Embora já exista um considerável número de pesquisas acerca deste tema, percebe-se que a ênfase atual se encontra no estudo do processo de iniciação da corrosão, e poucos estudos se voltam para a caracterização da fase de propagação, onde os danos se intensificam. Assim, esta pesquisa tem a finalidade, pela realização de experimentos conjugados com uma análise numérica, de contribuir para que sejam entendidos os efeitos, em termos de prejuízo do desempenho estrutural, da propagação da corrosão em estruturas civis. Para fins desta pesquisa, consideraram-se como efeitos significativos nas propriedades estruturais: a perda da aderência entre o aço e o concreto; a diminuição da área de seção transversal da armadura; a diminuição da resistência à tração do aço; e o aparecimento de tensões de tração devido ao acúmulo dos produtos de corrosão junto às barras. Foi estimulado o desenvolvimento de processos de corrosão em corpos-de-prova de concreto contendo barras de aço, que usa aplicação de corrente constante e exposição a uma solução de cloretos, e os graus de corrosão estudados foram equivalentes a perdas de massa de 0, 2, 5, 10 e 20%. Os resultados obtidos nesta fase experimental foram empregados como referência para uma análise numérica, cuja validação foi feita pela avaliação de vigas moldadas e deterioradas em laboratório pelo processo de corrosão induzido. Os resultados da pesquisa mostram, em suma, que os corpos-de-prova de concreto afetados pela corrosão de armaduras, devido ao ataque por cloretos, com pequenas perdas de massa (da ordem de 2 e 5%) não apresentam danos significativos nas propriedades estruturais, enquanto que nos corpos-de-prova contaminados com graus de corrosão maiores que 10% estes danos são mais evidenciados, e neste caso as estruturas devem ser obrigatoriamente tratadas ou recuperadas nos casos mais críticos.

**Palavras-chave:** concreto armado; ensaios de corrosão; propagação da corrosão; desempenho estrutural.

## ABSTRACT

GRAEFF, A. G. Avaliação Experimental e Modelagem dos Efeitos Estruturais da Propagação da Corrosão em Elementos de Concreto Armado. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

When reinforced concrete was designed, it was believed to be a material with good durability and great life-cycle, with almost no repairs necessary. With its use intensification, however, it started to be noticed several deterioration processes and, in the most critical cases, these deterioration processes severely compromised the structure performance or led to early fails. Among the pathological manifestations which cause more damages to civil structures, it is possible to highlight the reinforcement corrosion due to its great incidence and damage potential. Despite the great amount of researches concerning this issue, the up-to-date emphasis is based on the corrosion initiation process study, and fewer studies focus on the propagation phase characterization, in which damages are intensified. This research aims, through experimental and numerical analysis, to contribute for a better understanding of the effects, regarding structural performance damage, of corrosion propagation in civil structures. In this research it is considered as important effects on structural properties: losses of bond between steel and concrete; the bar cross section reduction; the bar tensile strength reduction; and the development of tension efforts due to rust near the bars. It was stimulated the development of corrosion process in concrete specimens with rebars, which uses constant current impression and chloride solution exposition to accelerate the corrosive process, and the corrosion levels studied were equivalent to bar weight losses of 0, 2, 5, 10 and 20%. The results from this experimental phase were used as reference to numerical analysis, and validated by beams which were cast and deteriorated in laboratory due to induced corrosion process. The research results show, in a few words, that concrete specimens affected by reinforcement corrosion, due to chloride attack, with low levels of mass losses (approximately 2 and 5%) do not present significant structural properties damages, while in the specimens with corrosion levels higher than 10% these damages are more exposed, and in this case the structures should be obligatory treated or recovered in the most critical cases.

**Palavras-chave:** reinforced concrete; corrosion testing; corrosion propagation; structural performance.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	xii
LISTA DE TABELAS .....	xvii
LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS .....	xviii
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA .....	1
1.2 DELINEAMENTO DA PROPOSTA DE PESQUISA .....	4
1.3 OBJETIVOS.....	6
1.4 ESTRATÉGIA DE PESQUISA.....	7
1.5 LIMITAÇÕES.....	8
1.6 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	9
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>10</b>
2.1 CONCEITOS BÁSICOS .....	10
2.1.1 Durabilidade e vida útil.....	11
2.1.2 Degradação e falha.....	15
2.2 CORROSÃO DE ARMADURAS .....	18
2.2.1 Modelagem básica do processo corrosivo .....	22
2.2.2 Fase de iniciação .....	23
2.2.3 Fase de propagação .....	25
2.2.4 Efeito da ação dos cloretos.....	27
2.2.4.1 Incorporação de cloretos ao concreto .....	27
2.2.4.2 Penetração de cloretos no concreto .....	28
2.2.5 Efeitos da fissuração .....	30
2.3 PRINCIPAIS PROPRIEDADES ESTRUTURAIS AFETADAS PELA CORROSÃO DE ARMADURAS.....	34
2.3.1 Aderência entre o aço e o concreto .....	34
2.3.2 Redução da área da seção transversal das barras de armadura .....	38
2.3.3 Redução da resistência à tração do aço.....	40
2.3.4 Desenvolvimento de tensões de tração e fissuração .....	43
2.3.5 Aumento da deformabilidade.....	45
2.4 ACELERAÇÃO DA CORROSÃO .....	47

2.4.1	Técnicas de aceleração da corrosão .....	47
2.4.2	Seleção da metodologia de ensaio de aceleração da corrosão .....	51
<b>3.</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>54</b>
3.1	AJUSTE DO MÉTODO DE ACELERAÇÃO DA CORROSÃO .....	54
3.1.1	Tempo de aceleração: calibração dos graus de corrosão .....	57
3.1.2	Preparação e moldagem .....	59
3.1.3	Limpeza das barras e determinação da perda de massa.....	61
3.2	VARIÁVEIS DA PESQUISA .....	62
3.3	DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS .....	64
3.3.1	Concreto .....	64
3.3.1.1	Cimento .....	66
3.3.1.2	Agregado miúdo .....	66
3.3.1.3	Agregado graúdo .....	67
3.3.2	Armadura.....	68
3.4	ENSAIOS - METODOLOGIA .....	69
3.4.1	Ensaio de diminuição de aderência.....	69
3.4.2	Ensaio de diminuição de área da seção transversal .....	76
3.4.2.1	Determinação da redução de seção com auxílio do micrômetro.....	76
3.4.2.2	Determinação da redução de seção com auxílio do redimensionamento a <i>laser</i> .....	77
3.4.3	Ensaio de diminuição da resistência à tração da armadura.....	77
3.4.4	Determinação das tensões de tração no concreto.....	78
3.4.5	Ensaio de vigas – dados para análise numérica .....	80
<b>4.</b>	<b>ANÁLISE NUMÉRICA.....</b>	<b>84</b>
4.1	DESCRIÇÃO DO MODELO EMPREGADO NO PROGRAMA .....	84
4.1.1	Modelo constitutivo para o concreto.....	85
4.1.2	Modelo constitutivo para o aço .....	86
4.1.3	Modelos constitutivos para a fissura.....	87
4.1.4	Modelo de elementos finitos para a armadura .....	88
4.1.5	Modelo de transferência de tensão por aderência.....	89
4.1.6	Modelo de fissura incorporada.....	93
4.2	ANÁLISE NUMÉRICA DA PESQUISA .....	94

4.2.1 Alteração das propriedades estruturais .....	94
4.2.2 Aplicação de incrementos de deterioração .....	95
<b>5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>96</b>
5.1 CALIBRAÇÃO DOS GRAUS DE CORROSÃO .....	96
5.1.1 Concreto de 25MPa.....	96
5.1.2 Concreto de 50MPa.....	100
5.2 ENSAIO DA DIMINUIÇÃO DA ADERÊNCIA .....	102
5.2.1 Aderência nas barras de 8,0mm de diâmetro .....	103
5.2.2 Aderência nas barras de 12,5mm de diâmetro .....	108
5.2.3 Comparação dos resultados entre os diâmetros de 8,0 e 12,5mm ...	112
5.2.4 Análise estatística.....	118
5.3 ENSAIO DE DIMINUIÇÃO DE ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL .....	119
5.3.1 Micrômetro – medição manual .....	119
5.3.2 Redimensionamento em 3D .....	121
5.4 ENSAIO DE DIMINUIÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DA ARMADURA .....	125
5.5 DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES DE TRAÇÃO NO CONCRETO	128
5.6 ENSAIO DE VIGAS – ANÁLISE EXPERIMENTAL .....	130
5.7 ENSAIO DE VIGAS – ANÁLISE NUMÉRICA.....	134
5.7.1 Alteração das propriedades estruturais .....	135
5.7.2 Aplicação de incrementos de deterioração .....	138
5.7.2.1 Manutenção da capacidade de carga (considerando a carga de serviço) .....	138
5.7.2.2 Alteração da capacidade de carga .....	141
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>144</b>
6.1 CONCLUSÕES.....	144
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	148
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	150
ANEXO 01 .....	157
ANEXO 02 .....	159
ANEXO 03 .....	162
ANEXO 04 .....	163

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Fluxograma das etapas do trabalho. ....	7
Figura 2.1 – Relação entre os conceitos de durabilidade e desempenho [CEB, 1992]. ....	14
Figura 2.2 – Representação esquemática da vida útil.....	15
Figura 2.3 – Distribuição relativa da incidência de manifestações patológicas [Helene, 1988]. .....	17
Figura 2.4 – a) Incidência relativa dos tipos de fissuras no concreto armado; b) Incidência relativa dos tipos de fissuras graves no concreto armado [Dal Molin, 1988]. ....	19
Figura 2.5 – Representação da formação das zonas anódicas e catódicas na armadura [Cascudo, 1997]......	20
Figura 2.6 – Esquema da formação dos pites [Trethewey e Chamberlain, 1992]......	21
Figura 2.7 – Modelo de vida útil proposto por Tuutti [Tuutti, 1982 <i>apud</i> Andrade, 1992]. ....	22
Figura 2.8 – Perfil de confiabilidade proposto por Thoft-Christensen (2001). ....	23
Figura 2.9 – Resistência de aderência x grau de corrosão [Almusallam <i>et al.</i> , 1996]. ....	38
Figura 2.10 – Diminuição do diâmetro do aço em função do período de névoa salina [Apostolopoulos <i>et al.</i> , 2006]. ....	39
Figura 2.11 – Gráfico de correlação entre o grau de corrosão e a diminuição do diâmetro. ....	39
Figura 2.12 – a) Perda de massa em função do período de névoa salina; b) Redução da resistência à tração última em função do período de névoa salina [Apostolopoulos <i>et al.</i> , 2006]. ....	41
Figura 2.13 – Redução da resistência à tração em função da perda de massa da armadura [Almusallam, 2001]. ....	42
Figura 2.14 – Curvas de carga-deslocamento para barras de 6,0mm de diâmetro com variação do grau de corrosão [Almusallam, 2001]. ....	42
Figura 2.15 – Volumes ocupados pelos produtos de corrosão [Lorensini e Diniz, 2006]. ....	43
Figura 2.16 – Esforços que levam à fissuração e deslocamento do concreto [Cascudo, 1997]. .....	44
Figura 3.1 – Fonte de alimentação que fornece corrente ou tensão constante. ....	55
Figura 3.2 – Esquema de ligação dos corpos-de-prova com a fonte de alimentação. ....	55
Figura 3.3 – Esquema da ligação em série (vista superior). ....	56

Figura 3.4 – Câmara para aceleração da corrosão.....	57
Figura 3.5 – Ilustração do uso da Lei de Faraday para determinação do grau de corrosão.....	58
Figura 3.6 – Fôrmas antes e após concretagem dos corpos-de-prova de calibração.....	60
Figura 3.7 – Corpos-de-prova para calibração durante ensaio.....	61
Figura 3.8 – Procedimento para limpeza das barras.....	62
Figura 3.9 – Gráfico com o controle da resistência à compressão.....	65
Figura 3.10 – Gráfico da tensão em função da deformação para cálculo do módulo.....	65
Figura 3.11 – Curva granulométrica do agregado miúdo.....	67
Figura 3.12 – Curva granulométrica do agregado graúdo.....	68
Figura 3.13 – Corpo-de-prova para ensaio de arrancamento direto [RILEM, 1973].....	71
Figura 3.14 – Fôrmas para ensaio de arrancamento prontas para a concretagem.....	72
Figura 3.15 – Corpos-de-prova de arrancamento antes e após a concretagem.....	73
Figura 3.16 – Representação esquemática do <i>setup</i> do ensaio de arrancamento.....	74
Figura 3.17 – Corpo-de-prova sendo ensaiado ao arrancamento.....	74
Figura 3.18 – a) Detalhe do micrômetro e b) posicionamento das medidas em cada seção. ....	76
Figura 3.19 – Corpo-de-prova para ensaio de determinação das tensões de tração.....	78
Figura 3.20 – Fixação da braçadeira e do extensômetro no corpo-de-prova.....	79
Figura 3.21 – Corpos-de-prova para tensões de tração antes e após a concretagem.....	79
Figura 3.22 – Corpos-de-prova com a braçadeira e durante o ensaio.....	80
Figura 3.23 – Esquema de carregamento das vigas e detalhamento da armadura.....	81
Figura 3.24 – Amarração dos estribos e concretagem das vigas.....	82
Figura 3.25 – Vigas em processo de aceleração de corrosão na caixa estanque.....	82
Figura 4.1 – Definição do índice de não-linearidade.....	85
Figura 4.2 – Seções transversais e meridianos da superfície de ruptura de Ottosen (1979). ....	86
Figura 4.3 – Modelo constitutivo do aço.....	87
Figura 4.4 – Modelo constitutivo para fissura: a) com amolecimento linear e b) com amolecimento exponencial.....	87
Figura 4.5 – Tensões e deformações na barra de aço e na camada de concreto adjacente.....	90

Figura 5.1 – Gráfico GC experimental x GC previsto.....	98
Figura 5.2 – Regressão linear entre os valores de GC previstos e GC experimentais na fase de propagação.....	99
Figura 5.3 – Gráfico da aderência x escorregamento para 0% de GC.....	104
Figura 5.4 – Gráfico da aderência x escorregamento para 2% de GC.....	104
Figura 5.5 – Corpos-de-prova de 2% de GC após o arrancamento. ....	105
Figura 5.6 – Gráfico da aderência x escorregamento para 5% de GC.....	105
Figura 5.7 – Gráfico da aderência x escorregamento para 10% de GC.....	106
Figura 5.8 – Corpos-de-prova ao final do processo de aceleração com 10% de GC. ....	106
Figura 5.9 – Corpos-de-prova de 10% de GC antes e após o arrancamento. ....	107
Figura 5.10 – Gráfico da aderência x escorregamento para 20% de GC.....	107
Figura 5.11 – Corpos-de-prova com 20% de GC antes e após o arrancamento. ....	108
Figura 5.12 – Gráfico da aderência x escorregamento para 0% de GC.....	109
Figura 5.13 – Gráfico da aderência x escorregamento para 2% de GC.....	109
Figura 5.14 – Corpos-de-prova com 2% de GC antes e após o arrancamento. ....	110
Figura 5.15 – Gráfico da aderência x escorregamento para 5% de GC.....	110
Figura 5.16 – Gráfico da aderência x escorregamento para 10% de GC.....	111
Figura 5.17 – Gráfico da aderência x escorregamento para 20% de GC.....	111
Figura 5.18 – Corpos-de-prova com 20% de GC antes do arrancamento. ....	112
Figura 5.19 – Gráfico da resistência máxima de aderência x GC. ....	112
Figura 5.20 – Gráfico da resistência média de aderência x GC. ....	114
Figura 5.21 – Tipos de ruptura observados nos corpos-de-prova. ....	114
Figura 5.22 – Gráficos do $l_b$ experimental comparado com o $l_b$ da NBR 6118 (2003).....	116
Figura 5.23 – Proximidade do valor de $l_b$ com o valor da Norma, em porcentagem. ....	117
Figura 5.24 – Gráfico do escorregamento no ponto de máxima aderência x GC. ....	118
Figura 5.25 – Gráfico da perda de massa em função da perda de área das seções transversais. ....	120
Figura 5.26 – Gráficos da perda de área por seção analisada (micrômetro – 2 e 5% de GC).120	

Figura 5.27 – Gráficos da perda de área por seção analisada (micrômetro – 10 e 20% de GC). .....	121
Figura 5.28 – Imagens digitalizadas antes e após a corrosão (GC = 2%). .....	121
Figura 5.29 – Imagens digitalizadas antes e após a corrosão (GC = 5 e 10%). .....	122
Figura 5.30 – Gráficos da área de cada seção em função do comprimento da barra. ....	122
Figura 5.31 – Gráficos da perda de área por seção analisada (redimensionamento em 3D)..	124
Figura 5.32 – Resistência à tração da armadura em função do GC.....	125
Figura 5.33 – Resistência à tração da armadura em função do GC, considerando a diminuição máxima e média de área da seção a) pelo micrômetro e b) pelo redimensionamento em 3D. ....	126
Figura 5.34 – Alongamento máximo na ruptura em função do GC. ....	127
Figura 5.35 – Gráficos da deformação das braçadeiras metálicas.....	129
Figura 5.36 – Viga com 2% de GC. ....	130
Figura 5.37 – Viga com 5% de GC. ....	130
Figura 5.38 – Viga com 10% de GC. ....	130
Figura 5.39 – Viga com 20% de GC. ....	131
Figura 5.40 – Mapeamento das fissuras nas vigas (vista invertida). ....	131
Figura 5.41 – Gráfico da carga aplicada em função dos deslocamentos no centro do vão. ...	132
Figura 5.42 – Gráfico com as cargas de ruptura e de aparecimento da primeira fissura.....	133
Figura 5.43 – Vigas após a ruptura.....	134
Figura 5.44 – Discretização da malha de elementos finitos e da armadura.....	135
Figura 5.45 – Gráfico da comparação numérico e experimental: GC = 0%. ....	136
Figura 5.46 – Gráficos da comparação numérico e experimental: GC = 2, 5, 10 e 20%. ....	137
Figura 5.47 – Gráfico comparativo da carga de ruptura teórica e experimental. ....	138
Figura 5.48 – Gráficos do aumento dos deslocamentos para manutenção da carga: incrementos de perda de seção. ....	139
Figura 5.49 – Gráficos do aumento dos deslocamentos para manutenção da carga: incrementos de perda de seção e de aderência. ....	140
Figura 5.50 - Gráficos do aumento dos deslocamentos para manutenção da carga: incrementos de perda de seção, aderência e resistência à tração. ....	140

Figura 5.51 – Comparação do aumento dos deslocamentos para três tipos de incrementos..	141
Figura 5.52 – Gráfico da capacidade de carga para os incrementos de perda de seção. ....	141
Figura 5.53 – Gráfico da capacidade de carga para os incrementos de perda de seção e aderência. ....	142
Figura 5.54 - Gráfico da capacidade de carga para os incrementos de perda de seção, aderência e resistência à tração. ....	142
Figura 5.55 – Comparação da diminuição da capacidade de carga para dois tipos de incrementos. ....	143
Figura 5.56 – Comparação do aumento dos deslocamentos para três tipos de incrementos..	143

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Teor limite de cloretos proposto por diversas normas (% em massa de cimento) [adaptada de Andrade, 1992 e Breit, 2001]. .....	28
Tabela 2.2 – Causas da fissuração antes do endurecimento do concreto [Petrucci, 1998]. ....	30
Tabela 2.3 – Causas da fissuração depois do endurecimento do concreto [Petrucci, 1998]. ...	31
Tabela 2.4 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental [NBR 6118, 2003]. .....	32
Tabela 2.5 – Máxima abertura de fissura para estruturas de concreto armado [Bentur <i>et al.</i> , 1997]. .....	33
Tabela 2.6 – Descrição de alguns métodos empregados para aceleração de corrosão [El Maaddawy e Soudki, 2003]. .....	49
Tabela 3.1 – Resumo das variáveis utilizadas na pesquisa. ....	63
Tabela 3.2 – Traços dos concretos utilizados para a moldagem dos corpos-de-prova. ....	64
Tabela 3.3 – Ensaio físicos e mecânicos do cimento CPV-ARI-RS [Votorantim Cimentos, 2007]. .....	66
Tabela 3.4 – Ensaio químicos do cimento CPV-ARI-RS [Votorantim Cimentos, 2007]. ....	66
Tabela 3.5 – Características físicas e granulométricas do agregado miúdo. ....	67
Tabela 3.6 – Características físicas e granulométricas do agregado graúdo. ....	68
Tabela 3.7 – Comprimento e diâmetro das barras de armadura utilizadas nos experimentos. .	69
Tabela 5.1 – Dados do ensaio de calibração dos graus de corrosão. ....	97
Tabela 5.2 – Comparação de cálculos para a resistência de aderência considerando concreto de 25MPa. ....	102
Tabela 5.3 – Verificação dos graus de corrosão das barras submetidas ao arrancamento. ....	115
Tabela 5.4 – ANOVA realizada para os resultados do diâmetro da barra em função do grau de corrosão. ....	118
Tabela 5.5 – Cálculo geral da perda de área das seções (micrômetro – medição manual). ...	119
Tabela 5.6 – Cálculo geral da perda de área das seções (redimensionamento em 3D). ....	123
Tabela 5.7 – Tensões atuantes na braçadeira metálica. ....	129
Tabela 5.8 – Magnitude das alterações das propriedades estruturais no modelo teórico. ....	136

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

- 3D: três dimensões
- ACI: American Concrete Institute
- AS: Standards Association of Australia (Austrália)
- ASTM: American Society for Testing and Materials
- BS: British Standard (Reino Unido)
- C<sub>3</sub>A: Aluminato tri-cálcico
- CAA: Classe de Agressividade Ambiental
- CAIM: Corrosão Acelerada por Imersão Modificada
- ddp: diferença de potencial
- DIN: Deutsches Institut für Normung (Alemanha)
- EH: Comisión Permanente del Hormigón (Espanha)
- FIP: Federation Internationale de la Précontrainte (França)
- $f_t$ : resistência à tração do concreto
- $f_{yd}$ : resistência à tração de projeto do aço
- GC: grau de corrosão
- $G_f$ : energia de fratura
- GL: graus de liberdade
- $l_b$ : comprimento mínimo de ancoragem
- LdSM: Laboratório de Design e Seleção de Materiais
- LEME: Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais
- LVDT: Linear Variable Displacement Transducer
- MEF: Método dos Elementos Finitos
- $M_f$ : momento de fissuração
- NaCl: cloreto de sódio
- NBR: Norma Brasileira
- NS: Norsk Standard (Noruega)

PIB: Produto Interno Bruto

Pr EN: Projecte Européen de Normalization (Alemanha)

Pull-out testing: ensaio de arrancamento direto

PVC: polyvinyl chloride

QMITC: Quadrilateral with Mixed Interpolation of Tensorial Components

RILEM: Journal of Materials and Structures

SCE: Eletrodo Saturado de Calomelano

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

$w_k$ : valor limite de abertura de fissura

$w_{max}$ : abertura máxima de fissura que permite a transferência de tensões

$\tau_m$ : resistência média de aderência de acordo com o RILEM

$\tau_p$ : resistência de aderência de acordo com o RILEM

## 1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se a fundamentação teórica que subsidiou a proposta da presente pesquisa. Inicialmente é efetuada uma abordagem relativa à inserção do tema e sua importância. Em seguida são apresentados os objetivos estabelecidos, as limitações e a estrutura de trabalho adotada.

### 1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA

Nas primeiras décadas do século XX, quando se iniciou a utilização em grande escala do concreto armado na construção civil, acreditava-se que este seria um material de alta durabilidade, que praticamente não demandaria reparos para atingir uma vida útil elevada. Esta noção não era de todo errônea. De fato, hoje se reconhece que, se adequadamente dosado e executado, o concreto armado apresenta uma durabilidade considerável, comparada a outros materiais de construção, quando exposto a ambientes pouco agressivos.

Verificou-se, entretanto, que erros de projeto e execução, eventualmente associados a algumas condições de exposição desfavoráveis, podiam conduzir ao desenvolvimento de sérios e intensos processos de deterioração do concreto. Por isto, uma mudança gradual de percepção sobre a durabilidade do concreto se iniciou na década de 50 e se estendeu até os anos 90.

Durante este período se reconheceu a importância de estudar os mecanismos de deterioração mais comuns, visando evitar que as condições para seu desenvolvimento se estabelecessem, o que deu origem à área da “Patologia das Construções”. Paralelamente, se popularizaram os tratamentos mitigadores e estratégias de reforço e recuperação de estruturas deterioradas, pois em muitas estruturas os processos de deterioração já estavam instalados. Com a popularização destas áreas, os termos “patologia”, “sintomatologia”, “manifestações patológicas” e “terapia”, originários das áreas médicas, passaram a compor o vocabulário da engenharia civil e a serem pronunciados corriqueiramente para referenciar os problemas de deterioração das edificações.

Em decorrência destas mudanças, nas últimas duas décadas se consolidou uma nova visão, baseada no conceito de que a durabilidade do concreto depende das suas características

específicas e das condições de exposição ao qual o mesmo será submetido. Por isto, o conhecimento acerca de fatores como a agressividade do ambiente, a espessura de cobertura, a natureza do aço, o tipo de utilização da estrutura, a permeabilidade e qualidade do concreto, entre outros, passou a ser visto como primordial para estimar a deterioração do material. Esta nova visão aos poucos vem sendo incorporada às técnicas de projeto e dimensionamento, visando garantir a vida útil e a integridade das mais variadas estruturas civis que utilizam o concreto armado como material para construção.

Dentro deste contexto, percebe-se que, para controlar a deterioração, não basta dosar e executar adequadamente o concreto. É necessário entender quais os fatores de degradação que vão atuar ao longo da vida útil de projeto, e gerenciar como a estrutura vai responder aos mesmos.

Existem diferentes mecanismos que causam a deterioração das estruturas de concreto armado ou de seus elementos. Não existe, todavia, uma classificação consolidada dos mesmos. Diferentes autores elencam e classificam os mesmos de forma distinta. De maneira bastante simplificada, adotando a sugestão de Mehta e Monteiro (1994), podemos subdividi-los em degradação do concreto (por ação de sulfatos e outras substâncias agressivas), corrosão da armadura, fissuração e desgaste mecânico e reações expansivas deletérias de origem química. Cabe salientar que estes mecanismos nem sempre atuam isoladamente ou em ordem definida. A fissuração, por exemplo, pode ser consequência ou causa da corrosão de armaduras.

Dentre os mecanismos de deterioração que aceleram a redução do desempenho das estruturas de concreto armado, pode-se citar a corrosão de armaduras como tendo suma relevância, dada sua freqüente ocorrência e severidade. A corrosão de armaduras modifica alguns parâmetros básicos utilizados no dimensionamento estrutural, gerando efeitos deletérios consideráveis: a redução da seção transversal das barras de armadura; o aumento das tensões internas de tração, com conseqüente fissuração do concreto devido ao acúmulo de produtos de corrosão na superfície das barras de armadura e na estrutura de poros circundante, o que pode levar ao deslocamento do concreto de cobertura em estágios avançados; e a diminuição da aderência entre a barra de armadura e o concreto.

A relevância destes efeitos, tanto sob o ponto de vista do comprometimento da durabilidade quanto do desempenho estrutural, explica porque a corrosão de armaduras é um tema que tem recebido atenção especial da comunidade científica, e justifica porque a mesma foi adotada como um dos focos da presente pesquisa.

Com relação ao impacto econômico, a corrosão de armaduras, de acordo com a matéria “Corrosão, ameaça oculta”, de Castro e Tunes (1993), gera ao país um prejuízo superior a 10,5 bilhões de dólares por ano, ou seja, mais de 3% de seu PIB (que na época da reportagem era equivalente a 350 bilhões de dólares) e cinco vezes o investimento total do país em ciência e tecnologia. De acordo com o Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares – IPEN – (2002), em países industrializados, calcula-se que a corrosão dos materiais provoca perdas da ordem de 3,5 a 4% do PIB. Se essa estimativa for aplicada ao caso brasileiro, chega-se ao valor de, pelo menos, 20 bilhões de dólares ao ano.

É importante acrescentar que os custos devidos à corrosão de armaduras podem ser diretos (como a substituição dos componentes ou materiais), e indiretos (pelas paralisações acidentais, perda de eficiência, super dimensionamento de projeto e questões de segurança).

Dada a importância atribuída ao tema, não surpreende a abundância de trabalhos acerca do mesmo que circulam no meio científico. Muito conhecimento foi acumulado ao longo do século XX sobre o fenômeno da corrosão. Alguns trabalhos se tornaram clássicos, como o trabalho de Tuutti (1982)<sup>1</sup> que divide a curva de evolução da corrosão (equivalente à curva de perda de desempenho da estrutura afetada) em duas fases: iniciação e propagação. O período de iniciação se desenvolve desde a criação da obra até a despassivação da armadura. Já o período relacionado à propagação dos efeitos da corrosão nas estruturas de concreto armado se inicia após a despassivação da armadura, e nele ocorrem as principais conseqüências relativas à diminuição do desempenho estrutural de uma determinada estrutura.

Apesar de todo o cabedal de conhecimento acumulado, persistem ainda dúvidas sobre como se dá a evolução do fenômeno, quais suas conseqüências e como preveni-lo ou mitigá-lo. Este foi um dos fatores que determinou a definição do tema da presente pesquisa. Mais ainda, como discutido em maior detalhe no capítulo 2, analisando a literatura da área constata-se que uma ênfase maior é dedicada ao estudo do período da iniciação da corrosão, sendo mais raros os trabalhos que trabalham com a modelagem dos efeitos da corrosão na fase de propagação.

Em relação à fase de iniciação da corrosão se observa a existência de um grande volume de ensaios e pesquisas experimentais desenvolvidos, assim como diversos estudos teóricos, que levaram ao desenvolvimento de modelagens para diversos ambientes e materiais que

---

<sup>1</sup> TUUTTI, K. *Corrosion of Steel in Concrete*. Stockholm, Swedish Cement and Concrete. Research Institute, 1982.

constituem as edificações de concreto armado (Andrade, 2001; Breit, 2001; Vu e Stewart, 2000; Li, 2003a; Glass *et al.*, 2000; Val e Trapper, 2006; Morris *et al.*, 2002 e 2004; Englund e Sorensen, 1998; Silva *et al.*, 2003, entre outros). Dentre estes trabalhos, destacam-se aqueles que tratam da simulação da penetração de cloretos e do avanço da frente de carbonatação em elementos de concreto, buscando determinar qual o momento em que ocorre a despassivação do aço<sup>2</sup>. Um número bastante inferior de pesquisas se dedica à caracterização da fase de propagação da corrosão, sendo estas, em sua maioria, referentes a ensaios e verificações específicas para algumas estruturas afetadas pelo fenômeno. Somente nos últimos anos é que se observam trabalhos interessados em estabelecer uma modelagem do fenômeno nesta fase (Wang e Liu, 2006; Coronelli, 2002; Li, 2003b e Vu *et al.*, 2005).

Dada esta situação e a importância destes efeitos no desempenho estrutural, decidiu-se voltar o foco deste trabalho para a fase de propagação da corrosão.

## 1.2 DELINEAMENTO DA PROPOSTA DE PESQUISA

Como discutido no item anterior, a preocupação com a durabilidade do concreto vem ganhando relevância nos últimos anos. Inicialmente a durabilidade esteve mais restrita aos especialistas em tecnologia dos materiais e dosagem, que adotaram diversas medidas para tornar o material menos suscetível à deterioração. Mais recentemente, a deterioração do concreto passou a ser encarada também como um problema estrutural grave, que afeta a confiabilidade da estrutura e necessita ser prevenido por medidas de projeto.

A nova consciência sobre a importância de projetar considerando a vida útil vem influenciando a natureza das pesquisas na área da Patologia das Estruturas de Concreto Armado. Além dos estudos tradicionais sobre os fenômenos de deterioração e a resposta de diferentes tipos de concreto a estes fenômenos, vários estudos se voltaram para questões associadas com a modelagem dos efeitos da deterioração e o gerenciamento da vida útil das estruturas de concreto afetadas pelos mesmos.

Alguns dos estudos mais recentes se voltam para o aprimoramento de técnicas de monitoramento de estruturas, enquanto outros se ocupam da caracterização, apropriação de

---

<sup>2</sup> Fenômeno pelo qual a barra de armadura perde a película protetora proveniente da alcalinidade do concreto (que protege o aço da corrosão) devido à penetração de agentes agressivos no concreto de cobrimento.

custos e durabilidade de técnicas de manutenção, recuperação e reforço de estruturas (TRB, 2005; Andrade e Martinez, 2005; Broomfield *et al.*, 2002; Hansson *et al.*, 2004).

Uma nova abordagem consiste na tentativa de desenvolvimento de modelos que articulem o conhecimento existente e se constituam em ferramentas para que se possa avaliar os efeitos da deterioração no comportamento estrutural e vida útil das estruturas. Estes estudos envolvem tanto a análise da confiabilidade quanto a previsão de quais os efeitos deteriorantes interferem no desempenho estrutural e durabilidade de elementos de concreto. Entende-se que o estudo e desenvolvimento de modelos de propagação da corrosão resultará num acúmulo de informações que pode vir a auxiliar nos diagnósticos de confiabilidade estrutural, e proporcionar ferramentas para que se possa projetar melhor as novas estruturas ou manter em boas condições as obras de concreto armado existentes.

A presente pesquisa se enquadra nesta visão, pois visa estabelecer as bases para o desenvolvimento de modelos que permitam avaliar a influência de processos de corrosão em elementos de concreto armado, na fase de propagação. Por meio de experimentos e de uma análise numérica, busca-se coletar dados reais de corpos-de-prova e simular como o efeito da evolução da corrosão compromete o desempenho estrutural da ligação aço-concreto. Acredita-se que este conhecimento poderá servir de base para futuros modelos de avaliação da condição de segurança e necessidade de manutenção de estruturas de concreto armado afetadas pela corrosão. Espera-se que esta será uma colaboração importante, dada a significância que o fenômeno de corrosão de armaduras tem na perda de desempenho de vários tipos de estruturas de concreto armado.

Em síntese, busca-se, com o desenvolvimento desta pesquisa, prover respostas para as seguintes perguntas:

- De que maneira a deterioração do concreto armado, através da propagação da corrosão nas armaduras, afeta o desempenho estrutural de estruturas construídas com este material?
- Como o estudo da propagação da corrosão pode auxiliar no plano de manutenção de obras deterioradas?
- Em que medida as principais propriedades estruturais são afetadas quando se desencadeia um fenômeno de corrosão intenso?

### 1.3 OBJETIVOS

O principal objetivo estabelecido para a presente pesquisa consiste na coleta de dados para subsidiar o entendimento e modelagem de como se processa a fase de propagação da corrosão por exposição a cloretos em estruturas de concreto armado, buscando averiguar como a intensificação do fenômeno se traduz em danos e comprometimento das funções estruturais.

Além disto, o trabalho almeja desenvolver uma ferramenta para estimar as conseqüências da corrosão no desempenho estrutural de vigas de concreto armado. Para tanto, em paralelo ao programa experimental para coleta dos dados, planeja-se usar um modelo baseado no método dos elementos finitos para simular computacionalmente os efeitos da corrosão, ajustando o mesmo a partir dos dados obtidos experimentalmente.

Definiram-se, como objetivos específicos deste trabalho:

- a) avaliar a possibilidade de prever os graus de corrosão efetivos a partir do monitoramento da corrente de corrosão e uso da Lei de Faraday;
- b) determinar experimentalmente como o avanço da corrosão afeta a aderência entre a armadura e o concreto, por meio de ensaios de arrancamento direto (*pull-out tests*);
- c) verificar qual a redução de seção transversal das barras de armadura que é registrada para diferentes graus de corrosão, determinando os efeitos localizados derivados da existência de corrosão por pite na presença de cloretos;
- d) avaliar se ocorre uma diminuição da resistência à tração das barras corroídas e se esta mantém relação direta com o avanço do processo corrosivo;
- e) avaliar como a evolução da degradação da armadura por corrosão afeta o desempenho estrutural de elementos de concreto armado tipo viga, expresso em termos de alterações na capacidade de deformação e na resistência;
- f) desenvolver e testar uma metodologia para determinação das tensões de tração decorrentes do acúmulo de produtos de corrosão junto às barras;
- g) analisar como o aumento da degradação afeta o desenvolvimento do quadro fissuratório de vigas de concreto armado.

## 1.4 ESTRATÉGIA DE PESQUISA

O presente trabalho se propõe a desencadear uma corrosão acelerada, com diferentes intensidades (patamares de perda presumida de 0, 2, 5, 10 e 20% da massa de aço, determinada através da Lei de Faraday), em armaduras inseridas em corpos-de-prova de concreto e protótipos de vigas.

Após a corrosão, os diferentes corpos-de-prova serão ensaiados de formas diversas, buscando coletar dados para avaliar distintos efeitos da corrosão, quais sejam:

- a perda efetiva de massa do aço, para comparação com a perda de massa presumida;
- a perda de seção localizada, para verificação da importância do efeito de estreitamento da seção devido à corrosão por “pitting”;
- a variação na carga de ruptura última das barras corroídas, para avaliar se a corrosão de armaduras altera o comportamento das propriedades mecânicas do aço;
- a perda de aderência entre o aço e o concreto, para determinar em que medida o acúmulo de produtos de corrosão, a transformação do aço e a diminuição das nervuras do aço afeta o atrito e a ancoragem da barra;
- alterações na capacidade de carga e rigidez de vigas com armaduras corroídas, para avaliar o quanto a corrosão de armaduras, através da alteração conjunta das propriedades estruturais descritas acima, altera o comportamento global de um elemento estrutural.

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

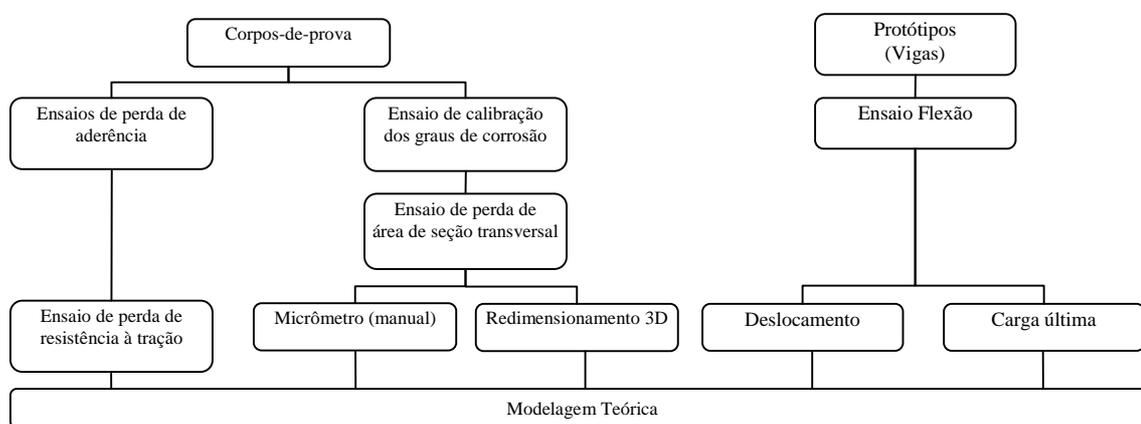


Figura 1.1 – Fluxograma das etapas do trabalho.

## 1.5 LIMITAÇÕES

As limitações da pesquisa estão, em essência, relacionadas com o elevado tempo para a realização dos ensaios de aceleração da corrosão, que reduziu o número de variáveis e o refinamento das mesmas, e conseqüentemente o número de corpos-de-prova ensaiados, como se explica na seqüência.

- admitiu-se como uma das variáveis de pesquisa o grau de corrosão, que foi estudado somente até 20% de perda de massa no programa experimental. Danos maiores que este valor não foram avaliados nos experimentos, e foram extrapolados na análise numérica;
- apesar da tentativa de se utilizar dois tipos de concreto, definidos pelo valor da resistência à compressão igual a 25 e 50MPa, apenas o concreto representado pela resistência de 25MPa foi estudado no trabalho. O concreto de 50MPa não pôde permanecer como variável da pesquisa, uma vez que, devido à baixa porosidade do material, não permitiu a passagem da corrente nos corpos-de-prova.
- foram analisados apenas concretos convencionais, sem adições. Outros tipos de concreto, como por exemplo, os concretos leves, auto-adensáveis e com incorporação de fibras ou sílica ativa não foram analisados;
- foram estudados dois diâmetros de barra de armadura para a determinação da perda de aderência e da perda de resistência à tração, iguais a 8,0 e 12,5mm, enquanto que para a perda de área de seção transversal e para a determinação das tensões de tração do concreto somente um diâmetro foi estudado, sendo este igual a 12,5mm, devido a limitações de tempo para realização dos ensaios com ambos os diâmetros;
- uma técnica de aceleração da corrosão foi utilizada, baseada na metodologia do ensaio CAIM (Corrosão Acelerada por Imersão Modificada – ver item 2.4.2) com aplicação de corrente constante. Não existe, ainda, correlação desta técnica com a dinâmica da corrosão existente nas estruturas reais;
- para a medição da resistência de aderência foi utilizado um procedimento de ensaio, baseado na técnica do arrancamento direto (pull-out test). Outros tipos de metodologias, como o de arrancamento simulando-se uma situação de viga engastada-livre ou da medição da aderência em vigas para se determinar o escorregamento da armadura, não foram realizadas.

## 1.6 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A presente pesquisa foi estruturada em seis capítulos. O capítulo 1 apresentou o tema da pesquisa, discutiu sua relevância e delineou a proposta e os objetivos da pesquisa. Já o capítulo 2 apresenta os resultados de uma revisão da bibliografia existente acerca do tema da pesquisa. O mesmo contém uma definição dos conceitos de falha e deterioração e apresenta uma explanação sobre como ocorre a degradação de estruturas civis, especialmente de concreto armado, devido à corrosão. Em particular, discutem-se conceitos relacionados com os efeitos do desenvolvimento de processos de corrosão de armaduras nas propriedades estruturais de peças de concreto armado.

No capítulo 3 se descrevem, em detalhe, as técnicas e os métodos utilizados em cada etapa da parte experimental do trabalho, com ênfase nos procedimentos do ensaio de aceleração da corrosão. Além disso, é fornecida uma descrição dos materiais empregados para a moldagem dos corpos-de-prova.

O capítulo 4 trata dos métodos e procedimentos adotados para a análise numérica. O mesmo apresenta uma descrição dos conceitos técnicos e práticos que envolvem as tentativas de aplicação do método dos elementos finitos para modelagem do problema da corrosão de armaduras em um programa computacional para vigas de concreto armado.

No capítulo 5, são mostrados os resultados e análises das etapas experimental e numérica.

Finalmente, no capítulo 6, são documentadas as conclusões da pesquisa e apresentadas sugestões para atividades futuras, a fim de dar continuidade e complementação ao presente trabalho.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo contém uma revisão dos principais conceitos relativos ao tema da pesquisa. De forma a posicionar o trabalho dentro de uma perspectiva moderna de incremento da qualidade e vida útil das estruturas de concreto, são inicialmente abordados alguns conceitos teóricos básicos relativos à questão da durabilidade e perda de desempenho do concreto armado. Apresenta-se, a seguir, uma descrição sucinta do mecanismo da corrosão de armaduras, já amplamente discutido em trabalhos anteriores, com foco na discussão dos fatores intervenientes e na análise das principais propriedades estruturais afetadas quando se desencadeia um processo corrosivo nas estruturas de concreto armado.

### 2.1 CONCEITOS BÁSICOS

Admite-se, hoje em dia, que o ciclo de vida de uma edificação engloba uma série de etapas, que marcam toda sua trajetória desde a germinação da idéia até a disposição final do elemento construído: concepção, projeto, execução, utilização, manutenção e demolição ou transformação. Esta é, entretanto, uma visão que se consolidou recentemente. Nas primeiras décadas do século XX, as etapas de utilização, manutenção e demolição eram relegadas a um plano muito inferior, pois prevalecia a visão de que o concreto armado, utilizado para a construção das edificações, era um material perene, que praticamente não necessitava de reparos.

O surgimento de inúmeras manifestações patológicas em elementos estruturais, que em alguns casos chegaram a levar estruturas à ruína, forçou uma análise crítica da visão predominante. Desta discussão emergiram, com força, os conceitos de *durabilidade* e *vida útil*, baseados nos conceitos subjacentes de *deterioração* e *falha*, que passaram a preocupar um grande número de envolvidos com a construção civil.

Somente nas últimas décadas estes conceitos passaram a ser incorporados na normalização. Isto se expressa na constatação de Nepomuceno e Teatini (2006) de que, não só no Brasil, mas também internacionalmente, os conceitos de durabilidade não se encontram explicitados nas normas técnicas de cálculo e execução de estruturas de concreto mais antigas.

Isto explica porque as concepções estruturais de muitas obras existentes, calculadas de acordo com o corpo normativo mais tradicional, não se coadunam com as disposições que hoje se sabe necessárias para permitir uma manutenção adequada e prolongar ou garantir a vida útil das edificações.

Felizmente, este panorama começa a se alterar, como evidenciado pelo processo de revisão da NBR 6118 (ABNT, 2003), finalizado em 2003, que dentre outras providências, buscou introduzir, de forma mais explícita, conceitos de durabilidade. A preocupação mais evidente da nova versão da norma, em termos de prevenção de processos de deterioração, está relacionada justamente ao problema da corrosão de armaduras. Para prevenir este oneroso problema foram incrementados os valores de cobrimento e estabelecidos patamares de resistência mínima e relação água-cimento máxima para o concreto.

Para os fins deste trabalho, que visa avaliar como a evolução da corrosão compromete o desempenho estrutural de uma estrutura de concreto armado, acredita-se que é interessante, inicialmente, distinguir claramente alguns dos conceitos importantes que estão estimulando esta mudança de perspectiva, visto que os mesmos eram freqüentemente confundidos ou empregados de forma imprecisa na literatura.

### 2.1.1 Durabilidade e vida útil

Embora o processo de difusão destes conceitos ainda esteja ocorrendo na área da engenharia civil, pode-se encontrar inúmeras referências aos mesmos na literatura da área, algumas bastante antigas. O problema é que nem sempre estas referências se mostram precisas, compatíveis e articuladas, o que dificulta a consolidação do entendimento e escopo destes conceitos.

Por exemplo, dentre as definições mais conhecidas referentes à durabilidade, pode-se citar Neville (1997), que entende a durabilidade como a capacidade de uma edificação de resistir às condições para as quais foi projetada, sem deterioração, por muitos anos. Percebe-se uma clara indefinição no conceito, no momento em que o autor não especifica ou dá informações sobre como estabelecer objetivamente o tempo durante o qual a edificação deve manter seu desempenho para ser *durável*. Ainda hoje esta questão de determinar o tempo de durabilidade de uma edificação é bastante subjetiva, uma vez que diversos fatores são intervenientes neste

processo, tais como a localização da edificação, a finalidade para a qual foi construída, o tipo de utilização e os procedimentos de projeto e execução.

De acordo com Gentil (1996), a durabilidade é um fator importante na avaliação de um projeto, uma vez que o concreto é um material de construção de grande e diversificado uso. O autor explica que as estruturas de concreto são projetadas e executadas para manter condições mínimas de segurança, estabilidade e funcionalidade durante um tempo de vida útil, sem que ocorram custos não previstos de manutenção e de reparos.

Mehta e Monteiro (1994) definem durabilidade utilizando o conceito do comitê 201 do ACI<sup>3</sup>, que define durabilidade como sendo a capacidade de resistir à ação de intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração; ou seja, o concreto durável conservará a sua forma original, qualidade e capacidade de utilização quando exposto ao seu meio ambiente.

Outro conceito de durabilidade é aquele proposto pelo CEB-FIP MC-90 (1993), que diz que as estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e operadas de tal maneira que, sob condições ambientais esperadas, elas mantenham sua segurança, funcionalidade e a aparência aceitável durante um período de tempo, implícito ou explícito, sem requerer custos planejados para a sua manutenção e reparo.

A NBR 6118 (2003), após um período de 21 anos sem atualizações, na sua última revisão acrescentou a durabilidade como fator importante e indispensável a ser considerado no dimensionamento das estruturas de concreto armado. De acordo com a nova versão desta Norma, a durabilidade consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto. A Norma Brasileira acrescenta que as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto conservem suas segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

Silva Filho (1994) também propôs sua definição para o termo de durabilidade, explicando que esta é a capacidade de um produto satisfazer, durante o período de tempo previsto na sua

---

<sup>3</sup> American Concrete Institute. Guide to Durable Concrete: reported by ACI Committee 201.2R. In: \_\_. ACI Manual of Concrete Practice. Detroit, 1991. Part 1.

concepção, as exigências a ele impostas, sejam estas de ordem teórica ou subjetiva (satisfação do usuário), quando exposto a um meio ambiente previamente determinado.

Os conceitos encontrados na literatura, apesar de divergirem no escopo e/ou na forma, não se contradizem. O que ocorre é que se manifesta a existência de um considerável grau de subjetividade na definição do conceito de durabilidade, que persiste até os dias atuais. Isto decorre do fato de que a própria essência do conceito é relativa. Não existem parâmetros definidos sobre o que é uma durabilidade elevada. A classificação depende da comparação com outros elementos de mesma natureza ou com elementos alternativos com mesma função. É possível afirmar que a formulação de um pneu de um fabricante é mais durável que o de outro, mesmo sabendo-se que ambos os pneus sejam confeccionados usando materiais similares, tenham função e características parecidas. Por outro lado, pode-se facilmente comparar a durabilidade de uma barra de aço com uma barra polimérica, pois as barras apresentam a mesma função, embora sejam confeccionadas com características e materiais diferenciados. O que se torna difícil é a comparação da durabilidade de dois produtos que apresentam materiais e funções diferenciadas, como por exemplo, um produto alimentício com um automóvel. Sabe-se que o produto alimentício apresenta “durabilidade” muito inferior ao automóvel, mas dentro da função que o produto alimentício exerce, pode-se dizer que a sua durabilidade é adequada.

No presente trabalho se admite durabilidade como a capacidade de um material, componente ou construção satisfazer as condições estabelecidas na sua concepção, incluindo as exigências do usuário e as propriedades técnicas como segurança, estabilidade estrutural, resistência, estanqueidade, entre outras. Estas condições devem ser mantidas por um determinado período de tempo, nas configurações ambientais e de utilização (carregamento, tipo e finalidade de uso) especificadas na fase de projeto.

O CEB (1992) explicita uma visão, representada na Figura 2.1, sobre as relações existentes entre os conceitos de durabilidade de estruturas de concreto armado e desempenho. Pelo fluxograma percebe-se que diversas propriedades que garantem o desempenho podem ser afetadas quando desencadeados os processos de deterioração, sejam eles no concreto ou na armadura, que provocam a perda de durabilidade das estruturas de concreto armado.

Admite-se que, uma vez que os critérios de projeto, execução e manutenção sejam respeitados, as estruturas tendem a conservar as propriedades técnicas e atender às exigências do usuário, sem exigir medidas extras de reparo.

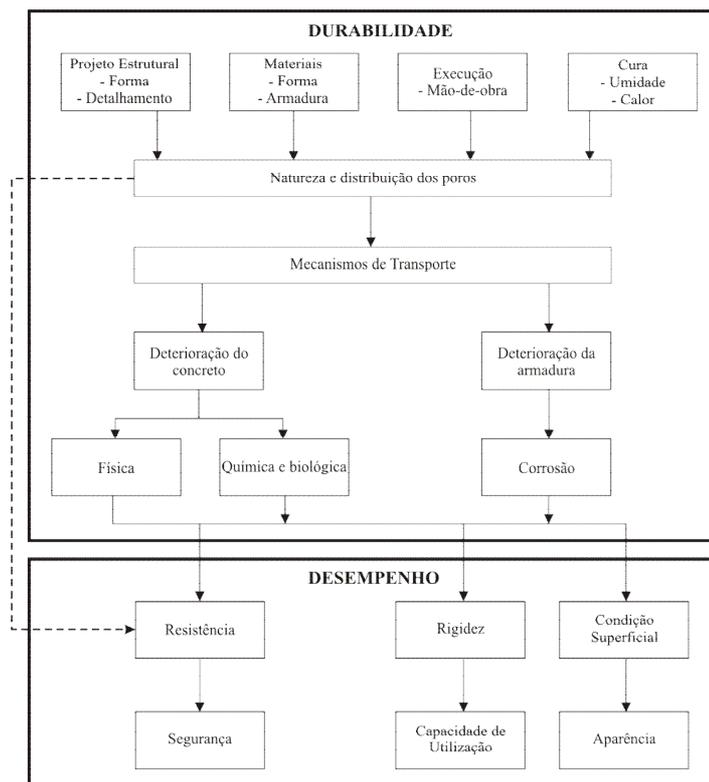


Figura 2.1 – Relação entre os conceitos de durabilidade e desempenho [CEB, 1992].

Quando adiciona-se a dimensão temporal ao conceito de durabilidade, tem-se uma medida que passa a ser encarada como vida útil. Ou seja, a vida útil pode ser vista como um desdobramento numérico da durabilidade, que utiliza o tempo como unidade de referência.

A NBR 6118 (2003) estabelece vida útil de projeto como representando o período de tempo durante o qual se mantém as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais. Como explicam Mehta e Monteiro (1994), considera-se que o material atinge o fim de sua vida útil quando as suas propriedades, sob dadas condições ambientais e de utilização, se deterioram a tal ponto que a continuação de seu uso é considerada como insegura ou antieconômica.

Em suma, a vida útil de uma estrutura pode ser entendida como o período de tempo no qual um material, componente ou construção apresenta desempenho acima do mínimo aceitável com relação às propriedades técnicas, às exigências dos usuários e em alguns casos, ao nível econômico. A Figura 2.2 mostra a representação esquemática deste conceito. Obviamente, qualquer intervenção que afete o desempenho, de forma positiva, retarda o momento em que se atinge a condição crítica, aumentando a vida útil.

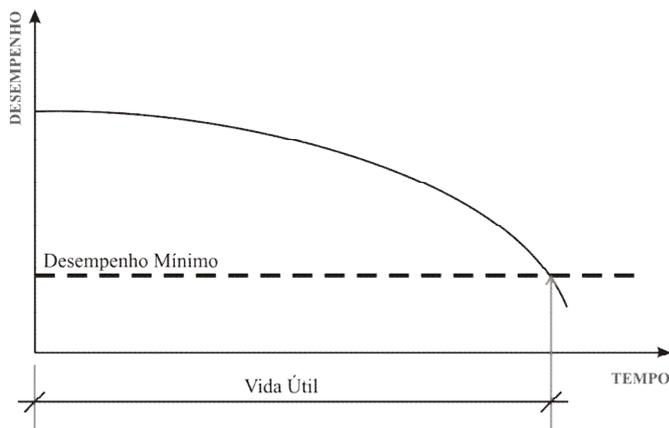


Figura 2.2 – Representação esquemática da vida útil.

Na prática corrente os termos durabilidade e vida útil são usados de forma quase análoga. Mehta e Monteiro (1994), por exemplo, citam que uma longa vida útil é frequentemente considerada como um sinônimo de durabilidade. Oliveira (1999) argumenta que os conceitos de vida útil, degradação e durabilidade possuem uma ligação muito forte, o que impossibilita tratar cada um deles isoladamente, uma vez que um depende do outro e todos estão relacionados à resistência da obra.

Apesar das dificuldades e das resistências, considera-se que é importante diferenciar estes conceitos, visto que os mesmos apresentam algumas diferenças fundamentais. Silva Filho (2006), discutindo o assunto, expõe a visão de que, em sua essência, a durabilidade está mais associada à capacidade de um material de manter suas propriedades quando exposto a um determinado meio ambiente. Já a vida útil está associada à manutenção do desempenho de um sistema, composto de um ou mais materiais, a um conjunto de condições ambientais e de utilização por um determinado tempo. Esta foi a linha adotada no presente trabalho para diferenciar estes conceitos.

### 2.1.2 Degradação e falha

Segundo o dicionário Aurélio, a definição lingüística para o termo deterioração corresponde ao “*ato ou o efeito de deteriorar-se; dano, ruína ou degeneração*”. Ainda de acordo com o mesmo dicionário, o conceito de falha é bastante abrangente, podendo ser representado por uma “*omissão ou lacuna, por uma falta, ou por um defeito físico ou moral*”, entre outros significados.

Estes termos recebem denominações mais precisas quando aplicados à área da engenharia civil. Entende-se por deterioração o processo pelo qual uma estrutura, um componente ou um material sofre uma degradação progressiva no seu desempenho, devido à alteração ou comprometimento de suas propriedades, ao longo de sua vida útil. Neste contexto, o termo desempenho é empregado no sentido amplo, incluindo demandas de origem técnica e as relativas a exigências do usuário, incluindo as ligadas aos aspectos econômicos.

Atualmente, pode-se dizer que se consolidou a noção de que o concreto armado, quando adequadamente dosado e executado, se apresenta como um material *durável*, em relação aos demais materiais de construção. Entretanto, erros de concepção, projeto e execução; uso inadequado ou falta de manutenção podem provocar o aparecimento de processos de *deterioração* severos no material.

É importante frisar que é inevitável que ocorra um certo nível de deterioração com a idade, devido ao envelhecimento natural da estrutura, que afeta as propriedades dos materiais. Isto deve ser levado em consideração quando do projeto ou concepção de uma construção.

O problema é que, em muitos casos, acontecem deteriorações precoces, causada por erros de projeto ou utilização, pela qualidade deficiente dos materiais, pela falta de manutenção e/ou pela exposição a ambientes mais agressivos do que o esperado, em virtude de mudanças no meio ambiente circundante ou avaliação inadequada das condições ambientais prevalentes em partes da edificação.

Uma obra deteriorada não necessariamente significa uma obra inutilizável. Algumas perdas de desempenho são aceitáveis, embora indesejadas.

A falha de uma estrutura acontece quando uma de suas partes ou sua totalidade ultrapassa o ponto de desempenho mínimo (ou seja, quando seu estado de deterioração se agrava a tal ponto de não se tornar aceitável dentro dos parâmetros mínimos de desempenho estrutural, técnico, econômico e/ou de satisfação do usuário).

O limite de desempenho aceitável depende essencialmente de qual o grau de deterioração que provoca o comprometimento das funções essenciais da estrutura, como discutido anteriormente.

Pode-se, desta forma, fazer uma clara diferenciação entre os conceitos de deterioração e falha, sob o ponto de vista técnico. Ao invés da definição mais abrangente proporcionada pelo

dicionário Aurélio, a falha passa a ser vista como o resultado da evolução da deterioração, que ocorre em função da ausência ou precariedade de manutenção ou de erros de projeto ou execução, que não foram solucionados através de intervenções para atividades reparatórias. A falha se configura quando a degradação compromete de forma inaceitável o desempenho da estrutura.

Dentre os diversos processos de deterioração do concreto armado, a corrosão de armaduras merece atenção diferenciada, por se tratar de uma das manifestações patológicas mais comuns em obras civis e de alto potencial deletério.

De acordo com Amleh e Mirza (1999), a corrosão do aço no concreto é um problema contínuo e multibilionário que afeta construções, transporte e outros tipos de infra-estrutura. A corrosão de armaduras não se trata somente de uma questão séria de custos, como também implica negativamente na segurança estrutural.

Na Figura 2.3, adaptada de Helene (1988), percebe-se a grande incidência da corrosão de armaduras quando comparada a outras manifestações patológicas.

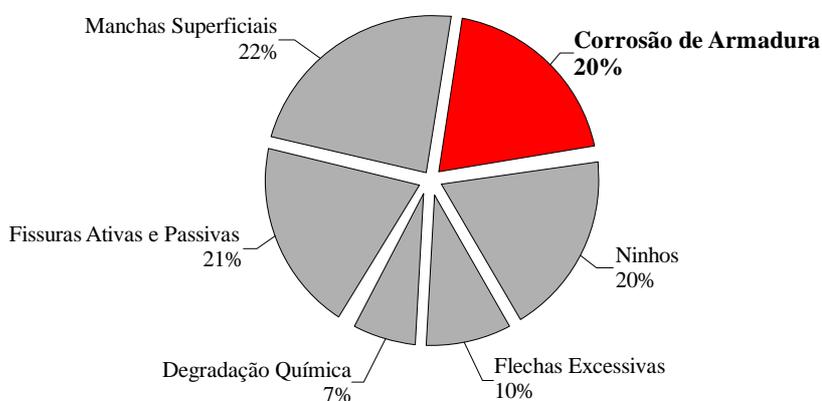


Figura 2.3 – Distribuição relativa da incidência de manifestações patológicas [Helene, 1988].

No Brasil, de acordo com Helene (1993), um dos trabalhos de levantamentos de manifestações patológicas mais completos é o de Marega e Carmona Filho<sup>4</sup>. No mesmo foram analisados mais de 700 relatórios técnicos de casos ocorridos em diferentes regiões do país. Neste estudo verifica-se que a corrosão de armaduras aparece em terceiro lugar em termos de ocorrência, em 27% do total dos casos analisados. Considerando que a fissuração é o segundo

<sup>4</sup> CARMONA FILHO, A.; MAREGA, A. Retrospectiva da patologia no Brasil: estudo estatístico. In: JORNADAS EM ESPAÑOL Y PORTUGUÊS SOBRE ESTRUCTURAS Y MATERIALES. Colloquia 88. *Anais...* Madrid, CEDEX, IET, mayo 1988. p.325-348.

problema mais comum, com 44% de incidência, e que a mesma pode ser resultado da corrosão ou facilitar seu desenvolvimento, verifica-se que, de fato, a magnitude do problema de corrosão pode ser ainda maior. Como enfatizado no Capítulo 1, isto justifica a realização de trabalhos na área, como o presente estudo.

Com o intuito de prover uma base teórica adequada para o trabalho, e considerando a estratégia de pesquisa proposta, discute-se, no próximo item, a dinâmica do processo de corrosão de armaduras, descrevendo, por meio de dados da literatura, como o fenômeno se desenvolve na presença de cloretos.

## 2.2 CORROSÃO DE ARMADURAS

A corrosão pode ser entendida como a interação destrutiva de um material com o meio ambiente, resultado de reações deletérias de natureza química ou eletroquímica, associadas ou não a ações físicas ou mecânicas de degradação (Helene, 1993).

De acordo com Gentil (1996), pode-se ter vários tipos de corrosão em estruturas de concreto armado. A deterioração por ação química, conhecida por corrosão do concreto, pode ocorrer tanto na pasta de cimento quanto no agregado. É normalmente caracterizada pela fragilização da matriz devido a transformações cristalinas e/ou ao desenvolvimento de microfissurações decorrentes de processos de formação de compostos expansivos. Geralmente é desencadeada pela exposição do concreto a ácidos e bases fortes, ou a agentes agressivos como os íons sulfato. Pode também se originar num processo de reação álcali-agregado.

Já no caso da armadura se desenvolvem os clássicos processos de corrosão por ação eletroquímica. Helene (1993) destaca que a corrosão eletroquímica se constitui em uma das principais causas de deterioração precoce nas estruturas de concreto armado, reduzindo, em muitos casos, a vida útil das construções envolvidas.

Esta afirmação é suportada por um estudo realizado por Dal Molin (1988). O mesmo mostra que, no Rio Grande do Sul, a incidência de corrosão de armaduras nas estruturas é da ordem de 11% do total de manifestações patológicas encontradas. Entretanto, este valor sobe para 40% quando se analisa a gravidade e as implicações do processo corrosivo na segurança estrutural, como se pode visualizar na Figura 2.4.

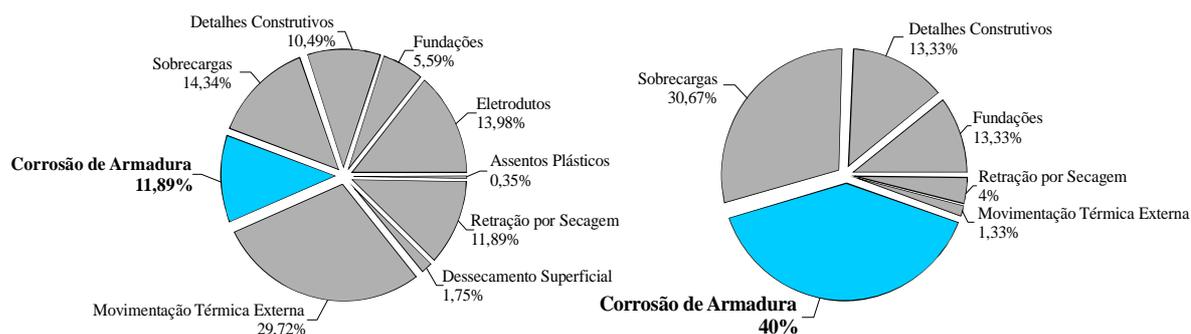


Figura 2.4 – a) Incidência relativa dos tipos de fissuras no concreto armado; b) Incidência relativa dos tipos de fissuras graves no concreto armado [Dal Molin, 1988].

Ainda no Rio Grande do Sul, Oliveira (1999) fez um levantamento das manifestações patológicas existentes nas pontes e viadutos do estado e concluiu que a maior incidência dessas manifestações são as relativas à fissuração de lajes e de vigas, bem como à armadura exposta nas vigas, pilares e lajes. Todas essas manifestações patológicas são indícios da existência de corrosão de armaduras nestas estruturas. Resultados similares, que destacam a importância dos fenômenos de fissuração e corrosão, foram encontrados por Klein *et al.* (1991), ao examinar as pontes e viadutos de Porto Alegre.

Gentil (1996) faz referência a uma classificação dos tipos de corrosão eletroquímica, que podem afetar as barras de aço inseridas no concreto armado, como segue:

- corrosão uniforme: em toda a extensão da armadura, quando exposta ao meio corrosivo;
- corrosão puntiforme: desgaste localizado sob a forma de pites ou alvéolos;
- corrosão intergranular: se processa entre os grãos da rede cristalina do material metálico. Quando as armaduras são submetidas às solicitações mecânicas, podem sofrer fratura frágil, perdendo o material toda condição de utilização;
- corrosão transgranular: se processa nos intragrãos da rede cristalina, levando também à ruptura quando houver solicitação mecânica;
- fragilização pelo hidrogênio: é a corrosão ocasionada por hidrogênio atômico que, difundindo-se para o interior do aço da armadura, possibilita a fragilização com conseqüente perda de ductibilidade e possível fratura da armadura.

Os dois primeiros tipos de corrosão descritos acima são os mais comuns. O primeiro deles, por se localizar em toda a extensão da armadura não provoca, em geral, danos muito graves – dependendo unicamente do estágio da corrosão. Já o segundo, por se concentrar em pontos específicos, é o mais danoso em termos de perda de desempenho estrutural, uma vez que pode levar o aço à ruptura.

Segundo Helene (1993), a corrosão localizada (ou puntiforme) e sob tensão de tração é a mais grave, pois a estrutura pode romper sem aviso, ou seja, pode ocorrer uma ruptura frágil em uma seção definida, sem que haja a prévia deformação da estrutura com uma magnitude que alerte os usuários e permita corrigir o problema em tempo.

A corrosão eletroquímica ocorre como resultado da formação de pilhas ou células de corrosão. Supõe-se a existência de uma reação de oxidação e uma de redução, assim como a circulação de íons através do eletrólito. Como resultado, algumas partes do metal tornam-se anódicas e as outras partes catódicas, como pode ser visualizado na Figura 2.5, adaptada de Cascudo (1997).

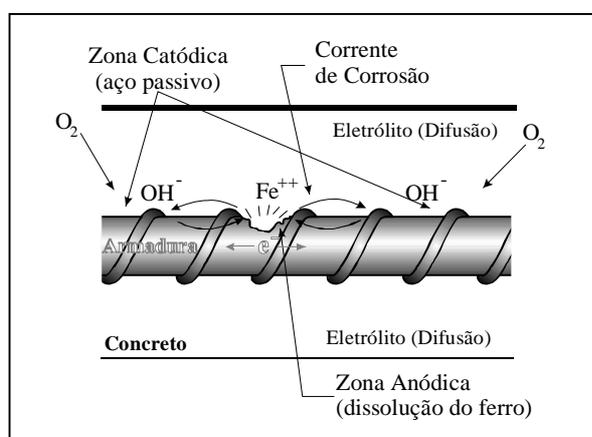


Figura 2.5 – Representação da formação das zonas anódicas e catódicas na armadura [Cascudo, 1997].

A dissolução do aço ocorre nas regiões anódicas. Considerando-se que nas regiões catódicas o ataque pode ser considerado desprezível, o processo é descrito como não uniforme.

A Figura 2.6, adaptada de Trethewey e Chamberlain (1992), mostra o esquema de formação dos pites em uma barra de aço, na presença de um eletrólito, representado por uma gota. Os autores explicam que o início de um pite é precedido por uma corrosão generalizada ao longo da superfície da barra. O consumo do oxigênio pela reação catódica normal causa um

gradiente de concentração de oxigênio dentro do eletrólito. Obviamente, a área adjacente à interface ar-eletrólito recebe mais oxigênio por difusão do que a área do centro da gota, que está mais distante da fonte de oxigênio. Este gradiente de concentração polariza anodicamente a região central.

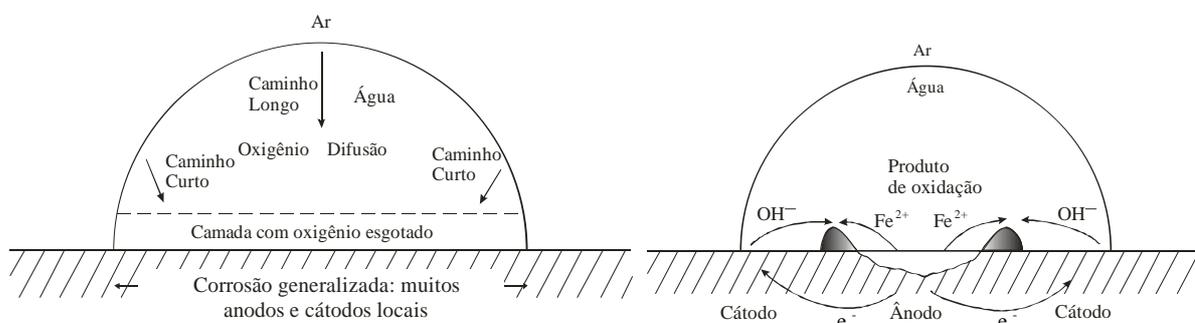
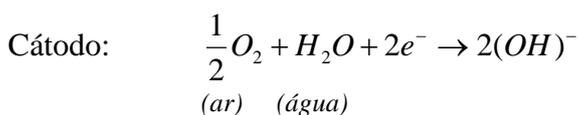
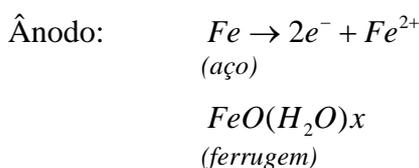


Figura 2.6 – Esquema da formação dos pites [Trethewey e Chamberlain, 1992].

Os íons hidroxilas gerados na região catódica reagem com os íons de ferro que são perdidos pelo ânodo, causando a deposição de produtos de corrosão ao redor do pite. Este fenômeno conseqüentemente retarda a difusão do oxigênio, acelera o processo anódico no centro da gota e causa uma reação de auto-catálise. Comportamentos similares são desenvolvidos quando se tem processos de corrosão localizados em fissuras ou defeitos existentes no aço.

As mudanças químicas fundamentais que ocorrem nas áreas anódicas e catódicas, durante o processo de corrosão, podem ser representadas, simplificada, de acordo com as equações apresentadas abaixo:



Não cabe neste trabalho aprofundar as discussões sobre a natureza do processo corrosivo, já discutido extensivamente em outros trabalhos. Para ajudar a delimitar o escopo do trabalho, todavia, que se concentra na fase de propagação, apresenta-se, a seguir, uma breve revisão do modelo tradicionalmente aceito para definição das fases do processo corrosivo.

### 2.2.1 Modelagem básica do processo corrosivo

O consagrado modelo de Tuutti (1982, *apud* Andrade, 1992) estabelece que o processo de corrosão nas armaduras do concreto armado pode ser dividido em duas fases bem marcadas: iniciação e propagação, como pode ser observado na Figura 2.7, e indica quais os principais fatores que governam o desenvolvimento do fenômeno em cada fase.

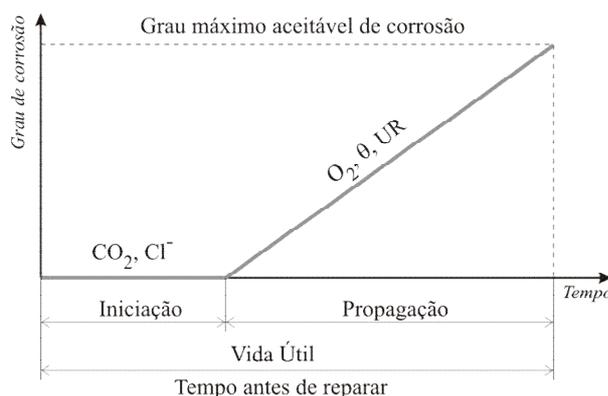


Figura 2.7 – Modelo de vida útil proposto por Tuutti [Tuutti, 1982 *apud* Andrade, 1992].

A iniciação corresponde ao período de tempo que vai desde a execução da estrutura até o momento em que ocorre a despassivação. No caso da corrosão induzida por cloretos, isto significa o tempo necessário para que o agente agressivo atravesse a camada de cobrimento e se acumule em torno da armadura, atingindo o teor crítico que provoca a desestabilização da camada de passivação. Durante este período não ocorrem danos estruturais, pois a intensidade de corrosão é muito baixa, não representando nenhum risco para a vida útil.

A propagação, por sua vez, compreende o período após a despassivação, quando se estabelece uma corrente de corrosão na barra, prejudicial à vida útil. Com o desenrolar do processo, ocorre uma transformação do aço, com formação de óxidos de ferro expansivos. Estes se acumulam no entorno da barra, gerando tensões que podem fissurar o concreto. As transformações químicas também reduzem a área resistente da barra, levando à formação de uma capa corroída. Estes fatores afetam a aderência entre o concreto e o aço. Ou seja, o avanço da corrosão na fase de propagação claramente afeta os elementos de concreto armado, perturbando seu comportamento e afetando seu desempenho estrutural.

O fenômeno é progressivo e avança até que a deterioração resulte na falha total do elemento. Antes disto, todavia, pode-se atingir níveis inaceitáveis devido a questões estéticas e de segurança aos usuários.

Thoft-Christensen (2001) incrementou o modelo de Tuuti, propondo um perfil de confiabilidade para uma dada estrutura de concreto armado atacada pela corrosão causada pela ação de cloretos, que pode ser visualizado na Figura 2.8. O perfil de confiabilidade proposto representa o dano sofrido pela estrutura em função do tempo que a mesma fica exposta a agentes agressivos. O mesmo tem três trechos. Até a despassivação a confiabilidade não é afetada (período de tempo  $T_{corr}$ ). No trecho inicial da fase de propagação a confiabilidade se reduz lentamente (período de tempo  $T_{fissur} - T_{corr}$ ). Após o surgimento da primeira fissura bem determinada, a deterioração se incrementa, e a confiabilidade passa a cair de forma mais rápida. O modelo assume o início do processo de deslocamento como condição limite de desempenho (período de tempo  $T_{serv}$ ).

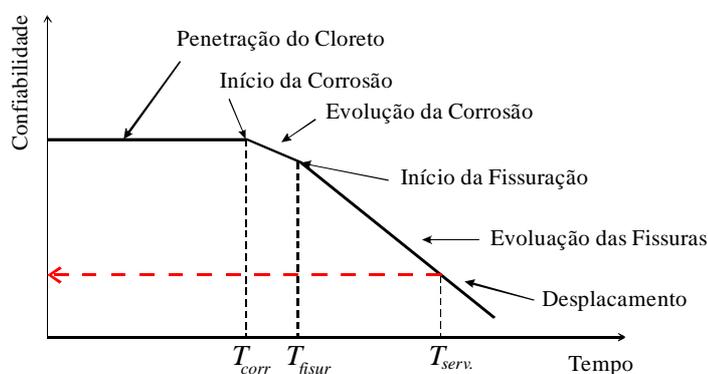


Figura 2.8 – Perfil de confiabilidade proposto por Thoft-Christensen (2001).

### 2.2.2 Fase de iniciação

Sabe-se que a armadura, no interior de um concreto não carbonatado, se encontra em um meio altamente alcalino, que geralmente apresenta um pH em torno de 12,5. De acordo com Helene (1986), a alcalinidade do concreto deriva das reações de hidratação dos silicatos de cálcio, que liberam uma elevada porcentagem de hidróxido de cálcio –  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  –, que pode atingir cerca de 25% da massa total de compostos hidratados presentes na pasta. Este hidróxido de cálcio, por apresentar pH elevado (mais álcalis ao cimento), proporciona a formação de uma película de proteção do aço, de natureza complexa, que contém íons ferro e cálcio. Nestas condições se diz que a armadura está passivada, ou seja, não propensa à corrosão.

A película de passivação é a principal defesa da armadura pois, enquanto a mesma se mantém intacta, a barra não sofre corrosão. Entretanto, de acordo com Cascudo (1997), esta película pode ser perdida ou danificada quando se verificam duas condições básicas:

- a) diminuição da alcalinidade do concreto: devido às reações de carbonatação ou à penetração de substâncias ácidas no concreto. Outro fator causador de menor incidência é a lixiviação do concreto. Em geral a carbonatação é condição essencial para o início da corrosão das armaduras, e é dependente dos seguintes fatores: técnicas construtivas, condições ambientais, tipo de cimento e umidade do ambiente, além de ser tanto maior quanto maior for a relação água/cimento.
- b) ação dos cloretos<sup>5</sup>: podem advir do meio externo e atingir a armadura por difusão, podem já estar no concreto em detrimento da água de amassamento e/ou agregados contaminados ou mesmo devido à presença de aditivos aceleradores de pega e endurecimento à base de cloreto de cálcio (CaCl<sub>2</sub>). Os mecanismos de transporte que levam ao movimento e concentração iônica dos cloretos no concreto são: absorção capilar, difusão iônica, permeabilidade e migração iônica.

Além da barreira química formada pela passivação do aço, é importante ressaltar que o concreto de cobertura colabora também com uma barreira física de entrada de agentes agressivos. Em geral, quanto maior for a espessura do revestimento do concreto, melhor a armadura estará protegida da ação das intempéries que causam a degradação do concreto armado pelo processo corrosivo; é importante comentar que espessuras muito elevadas de revestimento podem provocar fissuras no concreto, e espessuras muito elevadas e porosas também não são eficientes como barreira aos agentes agressivos. Outro fator importante para auxiliar no bloqueio dos agentes agressivos é a qualidade do concreto. Um concreto compacto, com uma estrutura de poros reduzida e pouco conectada, facilita o fluxo de umidade, e dos íons agressivos que se difundem através da solução de poros. Portanto, uma boa dosagem do concreto, com baixas relações água/cimento (dependendo da agressividade do ambiente), é fundamental para garantir durabilidade adequada às estruturas.

De acordo com Andrade (1992), a ação dos cloretos ou dos íons despассивantes dá lugar a uma corrosão do tipo localizada (ou pontiforme, adotando-se a classificação proposta por Gentil, 1996), enquanto a diminuição da alcalinidade dá lugar a uma corrosão do tipo generalizado (ou uniforme). A autora ainda cita um outro tipo de corrosão, denominada de fissurante sob tensão, que aparece somente no concreto protendido.

---

<sup>5</sup> Normalmente se utiliza a exposição a cloretos para acelerar o processo corrosivo, permitindo que se realizem ensaios num tempo razoável. O presente trabalho está baseado no estudo dos efeitos da corrosão de armaduras induzida através de um ensaio acelerado (usando o método CAIM, que será descrito em detalhe no Capítulo 3 e inclui a exposição do corpo-de-prova à uma solução de cloretos, sendo a migração dos mesmos estimulada pela ação de corrente induzida).

O fato da região carbonatada ou de um certo nível de cloretos atingir a armadura e teoricamente despassivá-la, não significa que, necessariamente, a partir desse momento, haverá o desenvolvimento de um processo de corrosão intenso. Mesmo com a barra despassivada, pode não haver disponibilidade de oxigênio ou presença de eletrólito em quantidade suficiente para sustentar o fenômeno. Por segurança, todavia, este é o período de tempo que Helene (1993) recomenda que seja adotado como referência para a vida útil de projeto da estrutura.

### 2.2.3 Fase de propagação

Cascudo (1997) afirma que, uma vez despassivada a armadura, seja pela queda do pH ou em função da chegada da frente de carbonatação, seja pela ação deletéria dos cloretos, ou ainda pela ação simultânea de ambos os fatores, ela fica vulnerável à corrosão. Inicia-se então o período de propagação do fenômeno, desde que estejam presentes todos os elementos básicos para tanto. Dentre os elementos básicos para desencadear a propagação da corrosão, Helene (1986) explica que três fatores devem existir, sendo estes:

- a) eletrólito: principalmente nas regiões de obras expostas às intempéries, a água está sempre presente no concreto e, geralmente, em quantidades suficientes para atuar como eletrólito. Além da umidade, certos produtos de hidratação do cimento, que são solúveis em água, também formam nos poros e capilares uma solução saturada que constitui um bom eletrólito capilar, difusão iônica, permeabilidade e migração iônica. Não há corrosão em concretos secos, por insuficiência de eletrólito, nem em concretos totalmente saturados, pois neste caso não haverá suficiente acesso de oxigênio;
- b) diferença de potencial: qualquer diferença de potencial que se produza entre dois pontos da barra de armadura, seja por diferença de umidade, aeração, concentração salina, tensão no concreto ou no aço, é capaz de desencadear pilhas ou cadeias de pilhas conectadas em série. Inicialmente, e na maioria das vezes, formam-se micropilhas que podem até mesmo alternar de posição os pólos. Com o tempo o crescimento das heterogeneidades e conseqüente intensificação das diferenças de potencial de eletrodo entre regiões vizinhas, o processo altera-se tendendo para macropilhas;

- c) oxigênio: é necessário que haja oxigênio para a formação de produtos de corrosão, além do eletrólito representado pela umidade e pelo hidróxido de cálcio, sem o qual não é possível a reação:



Se qualquer um dos elementos acima não estiver presente o fenômeno não se desenvolve. Algumas técnicas de reparo de estruturas corroídas fazem uso deste princípio, buscando gerar o isolamento dos elementos afetados e dificultar o acesso da umidade e do oxigênio. É o caso, por exemplo, da técnica que prevê a retirada do concreto fissurado e aplicação de argamassa com sílica ativa, com pintura do elemento após o reparo.

Torres (2006) verificou, em seu trabalho experimental, que alguns corpos-de-prova, especificamente aqueles com relação água/cimento baixa (igual a 0,35), não foram capazes de desencadear o processo corrosivo, pois não se observou o incremento da corrente nestas amostras no decorrer do tempo de ensaio. A autora atribuiu tal fenômeno à dificuldade da chegada do oxigênio até a armadura, devido à estrutura de poros desconexa e reduzida do material. Em alguns casos, quando os corpos-de-prova eram deixados em descanso de 16h entre uma sessão e a seguinte de ensaio, observavam-se picos de corrente de corrosão no segundo dia, pois durante o intervalo uma certa quantidade de oxigênio tinha conseguido se acumular no entorno da barra. A dificuldade de acesso, todavia, aparentemente não permitia que o oxigênio fosse reabastecido, e a corrente caía assim que a quantidade de oxigênio era reduzida. Embora ainda seja necessário confirmar a tendência mostrada por estes resultados, a mesma indica que a técnica de depleção de oxigênio pode ser bastante eficiente, mesmo que no ambiente ao redor da barra se encontrem condições que permitam a formação de um eletrólito com presença de cloretos.

Cascudo (1997) acrescenta que, além dos fatores citados acima, deve-se considerar o estímulo ao fenômeno gerado pela presença de agentes agressivos. Estes contribuem sensivelmente para acelerar a corrosão, uma vez que aumentam de forma significativa a condutividade elétrica do eletrólito. Os agentes agressivos podem ser: íons sulfetos, íons cloretos, dióxido de carbono, nitritos, gás sulfídrico, cátion amônio, óxidos de enxofre, fuligem, água, etc.

Helene (1993) estabelece dois momentos marcantes no período de propagação, que podem ser empregados para definir a vida útil de um elemento sujeito à corrosão:

- a) vida útil de serviço: período de tempo que vai até o aparecimento de manchas na superfície do concreto, ou ocorrem fissuras no concreto de cobrimento, ou ainda quando há destacamento do concreto de cobrimento;
- b) vida útil total: período de tempo que vai até a ruptura e colapso parcial ou total da estrutura. Corresponde ao período de tempo no qual há uma redução significativa da seção resistente da armadura ou perda importante da aderência armadura/concreto.

Nas duas etapas mencionadas verifica-se que há a inclusão do período de iniciação, que caracteriza a vida útil de projeto, como já discutido.

#### 2.2.4 Efeito da ação dos cloretos

A corrosão desencadeada por ataque de íons cloreto é uma das formas mais agressivas de deterioração das estruturas em concreto armado. Sua importância é particularmente grande no Brasil, que apresenta um considerável número de cidades situadas na faixa litorânea, que podem estar submetidas à ação agressiva dos ambientes marinhos ricos em cloretos. (Cascudo, 1997). Existem controvérsias quanto ao alcance dos íons cloreto. Um estudo efetuado por Costa (2001), em Salvador (BA), indicou que a quantidade de cloretos no ambiente cai rapidamente com a distância da linha de oscilação de marés, atingindo níveis muito pequenos após cerca de 500m. Outros estudos, realizados em Rio Grande (RS), mostraram que a zona de alta agressividade é mais intensa na direção predominante do vento, mas não costuma ultrapassar mais de 1000m.

##### 2.2.4.1 Incorporação de cloretos ao concreto

Os cloretos podem chegar ao concreto (e conseqüentemente à armadura) pela contaminação de alguns constituintes do concreto, como as areias e a água, ou devido ao uso de aditivos que os contenham em sua formulação, tais como alguns aceleradores de pega.

Existem algumas normas internacionais que sugerem valores máximos de cloreto admissíveis na massa do concreto fresco para reduzir o risco de que ocorra a despassivação da barra. A Tabela 2.1, adaptada de Andrade (1992) e Breit (2001), mostra alguns valores de teor limite em várias normas, considerando as situações de concreto não armado, armado e protendido.

Tabela 2.1 – Teor limite de cloretos proposto por diversas normas (% em massa de cimento)

[adaptada de Andrade, 1992 e Breit, 2001].

Norma	Concreto simples	Concreto armado	Concreto protendido
EH-88	1,5 – 2	0,4	-
Pr EN 206	1	0,4	0,2
BS-8110-1985	-	0,2 – 0,4*	0,1
ACI-318-1983	-	0,15 – 0,3 – 1**	0,06
FIP-1985	-	-	0,1
NS-3420-1986	0,4	-	-
RILEM	0,3 – 0,5	-	-
AS-3600-1988	0,8***	-	-

\* O limite varia em função do tipo de cimento  
\*\* O limite varia em função da agressividade ambiental  
\*\*\* Em relação à massa do concreto

A Norma Brasileira de projeto de estruturas de concreto (NBR 6118, 2003) não faz referência ao valor limite de cloretos que podem estar presentes na massa do concreto, mas veta o uso de aditivos contendo cloretos em estruturas de concreto armado ou protendido.

#### 2.2.4.2 Penetração de cloretos no concreto

Os cloretos, quando na forma cristalina, não apresentam ameaça à estrutura, pois os cristais são maiores que o diâmetro dos poros no interior do concreto. O problema surge no instante em que cristais, depositados na superfície do concreto, são diluídos pela água da chuva e entram em solução, começando a migrar pela estrutura de poros.

De acordo com Stanish *et al.* (1999), os cloretos penetram no concreto de cobrimento por uma combinação de difusão e convecção, e gradualmente se propagam até a superfície do metal. Helene (1993), por sua vez, explica que os cloretos podem entrar pelos poros do concreto também por meio da migração de íons por ação de um campo elétrico.

Os cloretos também podem se originar do contato com uma fonte exterior, como a água do mar ou o spray marinho, penetrando no concreto através da rede de poros. Esta última situação é a mais comum, e ocorre nos ambientes marítimos ou nos climas frios, com a utilização de sais para o degelo em estruturas como estradas ou obras-de-arte viárias.

Alguns dos íons, durante o processo, terminam por se combinar com outras substâncias do concreto, perdendo sua mobilidade. Este fenômeno, denominado fixação, ocorre principalmente através da reação com os aluminatos, formando cloroaluminatos.

Independentemente do mecanismo de transporte predominante e da quantidade de íons fixados, com o tempo os cloretos vão se acumulando no entorno da barra, e terminam por provocar a despassivação da armadura. Na literatura considera-se que isto acontece quando se ultrapassa um certo limite crítico de cloretos. De acordo com Alonso *et al.* (1997), não existe consenso dentro da comunidade científica sobre qual a quantidade limite de cloretos que efetivamente provoca a despassivação da armadura. De acordo com os mesmos, isto decorre do fato de que uma grande quantidade de fatores influencia os fenômenos de transporte e absorção de cloretos no concreto, tais como a temperatura, a umidade relativa, o pH da solução dos poros, o teor de cloretos solúveis, a quantidade de C<sub>3</sub>A do cimento, a fonte de cloretos e as características metalúrgicas da armadura atingida.

Trejo e Pillai (2003) argumentam que o valor limite de cloretos depende da proporção dos materiais que compõem o concreto, do tipo de cimento e do tipo dos materiais, da presença de aditivos, de fatores do ambiente, das condições da superfície da armadura, entre outros fatores. Os dados experimentais destes autores indicam que os valores limite para o teor de cloretos que provoca a despassivação variam de 0,30 a 0,71kg/m<sup>3</sup> de concreto, com média de 0,52kg/m<sup>3</sup>, tomando como base ensaios realizados de acordo com os procedimentos da Norma ASTM A615<sup>6</sup>. Em ensaios baseados na Norma ASTM A706<sup>7</sup>, o valor médio limite de cloretos encontrado pelos autores foi igual a 0,20 kg/m<sup>3</sup> de concreto, com variação entre 0,15 e 0,24 kg/m<sup>3</sup>. Estes mesmos autores citam que, no trabalho de Hanson e Sorensen (1978)<sup>8</sup>, o valor limite de cloretos foi de 0,6 a 1,4% da massa de cimento.

Hope e Ip (1997), por sua vez, consideram que o valor limite de cloretos varia de 0,097 a 0,19% da massa de cimento. Izquierdo *et al.* (2004) determinaram, com auxílio do mapeamento de potenciais, valores para o limite de cloretos que causa a despassivação do

---

<sup>6</sup> AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Annual book of ASTM Standards. **Standard specification for deformed and plain carbon steel bars for concrete reinforcement.** ASTM A615. Philadelphia, 2004.

<sup>7</sup> AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Annual book of ASTM Standards. **Standard specification for low-alloy steel deformed and plain bars for concrete reinforcement.** ASTM A706. Philadelphia, 2004.

<sup>8</sup> Hansson, C. M.; Sorensen, B. The threshold concentration of chloride in concrete for initiation of reinforcement corrosion. *Corrosion rates of steel in concrete*, STP 1065, ASTM International, West Conshohocken, Pa, pp. 3-16.

aço. Usando como unidade de medida a taxa  $Cl^-/OH^-$ , os mesmos chegaram a faixas de  $0,497 \pm 0,126$  e  $0,569 \pm 0,177$  para cloretos livres e  $0,632 \pm 0,112$  e  $0,771 \pm 0,346$  para o total de cloretos.

De acordo com Castellote *et al.* (2002), a utilização da taxa  $Cl^-/OH^-$  é mais adequada pois considera a ação competitiva de ambos os íons e pode ser adaptada para diferentes tipos de cimento.

### 2.2.5 Efeitos da fissuração

A existência de fissuras no concreto armado é importante para o estudo da corrosão, pois estas podem se constituir num caminho de menor resistência para a penetração de agentes agressivos, facilitando sua migração a partir do meio e seu acesso à armadura.

A fissuração pode ter muitas causas. Na Tabela 2.2 e na

Tabela 2.3 são listadas algumas das principais causas da fissuração apresentadas por Petrucci (1998), para concretos frescos e endurecidos. Dal Molin (1988) ainda inclui, dentre as causas de fissuração após o endurecimento do concreto armado, o projeto insuficiente ou errôneo dos detalhes construtivos e os eventuais movimentos das fundações.

Tabela 2.2 – Causas da fissuração antes do endurecimento do concreto [Petrucci, 1998].

Classificação	Momentos da construção		Contração de sedimentação	Contração da pega	
	Subsolo	Fôrma	Obstrução da fôrma ou armadura	Retração	Contração da secagem
Causas	Sedimento	Movimento	Sedimentação do concreto	Reações químicas	Rápida secagem durante a pega
Exemplo ou condição	Variação no teor de umidade ou falta de compactação	Inchamento da madeira ou pressão do concreto fresco	Sedimentação em torno das obstruções, mistura muito fluída	Fissuras ocorrem logo após o lançamento	Fissuras da superfície exposta, devidas ao vento, baixa umidade, variação da temperatura
Recursos	Controle do subsolo	Execução de fôrmas adequadas	Misturas densas com baixo teor de água e adequado adensamento	-	Proteção adequada

Tabela 2.3 – Causas da fissuração depois do endurecimento do concreto [Petrucci, 1998].

Classificação	Contração de secagem	Ações químicas		Temperatura		Falha estrutural	
		Concreto	Aço	Interna	Externa	-	-
Classificação secundária	-	Concreto	Aço	Interna	Externa	-	-
Causas	Perda de água	Separação da massa externa, dando fissuras superficiais		Expansões e contrações diferenciais	Mudanças de clima	Ação do frio e gelo	Tensões de tração excessivas devidas à carga
Exemplo ou condição	Fissuras de lajes e paredes de edifícios	Agregado reativo	Corrosão de armadura	Calor de hidratação do cimento ou expansão térmica anormal dos agregados	Lajes grandes, cortinas sem juntas	Escama-mento da superfície	Sedimento; cargas excessivas; vibração; armadura insuficiente
Recursos	Misturas compactas, com baixas relações a/c; cura adequada	Cimento com baixo teor em álcalis e agregado não reativo	Camada de proteção grossa e densa	Cimento de baixo calor de hidratação e controle da temperatura	Juntas adequadas de expansão/ contração	Ar incorpo-rado	Projeto correto da estrutura

Sabe-se que o concreto apresenta elevada resistência quando submetido à compressão, e em contrapartida, baixa resistência quando solicitado aos esforços de tração. Quando um elemento estrutural de viga, por exemplo, é solicitado à flexão, o concreto resiste aos esforços de tração até seu limite de capacidade. Uma vez atingida a resistência máxima de tração do concreto, os esforços passam a ser transmitidos para as barras de armadura, que apresentam elevada resistência à tração. A segurança da estrutura será mantida, mas não impedirá que as fissuras iniciadas no concreto sejam propagadas pelo elemento com o incremento da carga. O momento de fissuração  $M_r$  em estruturas de concreto armado, de acordo com a NBR 6118 (2003), é:

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{y_t} \quad (2.1)$$

Onde

- $\alpha$  = fator que correlaciona a resistência à tração na flexão com resistência à tração direta (= 1,2 para seções de T ou duplo T; = 1,5 para seções retangulares)
- $f_{ct}$  = resistência à tração direta do concreto (=  $f_{ct,inf}$  para formação de fissuras)
- $I_c$  = momento de inércia da seção bruta de concreto
- $y_t$  = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada

Deve-se ressaltar que as a presença de fissuras com aberturas que respeitem os limites da NBR 6118 (2003), em estruturas bem projetadas, construídas e submetidas às cargas previstas na normalização, não implicam, em teoria, em perdas de durabilidade ou segurança frente a estados limites últimos.

Sempre que o valor da abertura de fissuras for menor ou igual àquele preconizado nas normas, estas não correspondem a um risco significativo com relação à entrada de agentes agressivos, uma vez que as mesmas não permitem a entrada destes agentes ou terminam obturadas pelo próprios produtos de corrosão. Os valores limites da abertura característica  $w_k$  das fissuras, em função das classes de agressividade ambiental<sup>9</sup>, de acordo com a NBR 6118 (2003), estão descritos na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental [NBR 6118, 2003].

<b>Tipo de concreto estrutural</b>	<b>Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão</b>	<b>Exigências relativas à fissuração</b>	<b>Combinações de ações de serviço a utilizar</b>
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação freqüente
	CAA II a CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação freqüente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação freqüente
		ELS-D	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D	Combinação freqüente

**NOTAS:**

1. ELS-W: estado limite de abertura de fissuras; ELS-F: estado limite de formação de fissuras; ELS-D: estado limite de descompressão.
2. Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

<sup>9</sup> A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto (NBR 6118, 2003). Quanto mais elevada é a classe, mais agressivo é o ambiente.

Bentur *et al.* (1997), através do comitê 224 do ACI<sup>10</sup>, citam os valores máximos de abertura de fissura para o concreto armado em diversas condições de exposição mostrados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Máxima abertura de fissura para estruturas de concreto armado [Bentur *et al.*, 1997].

<b>Condições de exposição</b>	<b>Máxima abertura de fissura (mm)</b>
Clima seco ou com membranas protetoras	0,40
Elevada umidade do ar ou do solo	0,30
Água do mar ou névoa salina, ciclos de molhagem e secagem	0,15
Estruturas que armazenam água, excluindo os tanques não pressurizados	0,10

Dal Molin (1988) sugere uma classificação da fissuração de acordo com a gravidade do problema, como segue:

- fissura sem gravidade: fissura apenas de ordem estética, não comprometendo o funcionamento estrutural da edificação nem a curto nem a longo prazo, tal como aquela causada por eletrodutos embutidos em lajes no interior do prédio, protegidas das intempéries;
- fissura moderada: fissura que não afeta a segurança estrutural do prédio mas, se não for corrigida, poderá vir a causar o colapso da edificação ao longo do tempo, como é o caso de uma fissura causada por eletroduto em uma laje de cobertura, pela qual haja infiltração de água;
- fissura grave: fissura que deverá ser corrigida de imediato pois sua existência afeta diretamente o desempenho previsto da estrutura e põe em risco a estabilidade da edificação, tal como aquelas causadas por corrosão de armadura. Existem casos em que, quando a fissura já se encontra estabilizada, não é mais considerada como uma fissura grave, pois apesar de ter modificado as características dos elementos, não compromete a integridade da estrutura.

<sup>10</sup> ACI Committee 224. Control of cracking in concrete structures. **Manual of Concrete Practice**. Part. 3, 1994.

## 2.3 PRINCIPAIS PROPRIEDADES ESTRUTURAIS AFETADAS PELA CORROSÃO DE ARMADURAS

Várias são as conseqüências do desenvolvimento de um processo corrosivo em estruturas de concreto armado. O mesmo provoca, inevitavelmente, a redução do desempenho estrutural das construções civis, que em muitos casos ocorre precocemente. O problema maior é que diversas propriedades estruturais podem ser afetadas de forma simultânea pela corrosão, acelerando o seu efeito deletério. A seguir são apresentados alguns comentários, baseados nas pesquisas de diversos autores, sobre as principais propriedades estruturais que são modificadas quando há corrosão em estruturas de concreto armado. Os sintomas da degradação se manifestam sob a forma de perda de aderência entre o aço e concreto, diminuição da área da seção transversal das barras de armadura, surgimento de tensões radiais de tração no concreto, devido ao acúmulo dos produtos de corrosão junto às barras, deslocamento do concreto, em estágios avançados do dano, e modificação da capacidade de resistência à tração e ductilidade das barras de armadura.

São poucos os estudos que desenvolvem modelos para avaliar a diminuição da vida útil das estruturas pela alteração das propriedades estruturais. Como enfatiza Cabrera (1996), é importante realizar pesquisas com o objetivo de munir engenheiros estruturais com ferramentas adequadas para o reparo e a manutenção das estruturas de concreto armado afetadas pela corrosão. Segundo Cairns et al (2007), se os engenheiros se sentirem confiáveis de possuírem conhecimento para determinar os efeitos da degradação e a resistência residual das estruturas afetadas pela corrosão, será possível permitir que as mesmas continuem em serviço, sem reparos, por mais tempo, o que pode incrementar sua vida útil, com conseqüente economia de custos. É interessante comentar, entretanto, que a melhor alternativa, em termos de riscos estruturais, é de se realizar projetos adequados ou avaliações corriqueiras para evitar o desencadeamento do processo corrosivo, e conseqüentemente de não deixar que o mesmo atinja níveis inaceitáveis.

### 2.3.1 Aderência entre o aço e o concreto

Sabe-se que os esforços atuantes em uma estrutura de concreto armado são transmitidos do aço ao concreto através da aderência e ancoragem. Esta ligação, de acordo com Kirchheim *et*

*al.* (2005), é a resistência ao movimento ou ao deslizamento relativo entre a superfície da barra e o concreto ao seu redor. A efetividade desta conexão, entretanto, pode ser reduzida pela deterioração do concreto, da armadura ou de ambos.

Uma vez diagnosticada a corrosão, 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.

Leonhardt (1977) cita que a tensão de aderência é constituída por três componentes básicos: a adesão físico-química que ocorre durante a hidratação do cimento, o atrito e a interação mecânica entre as nervuras da barra e o concreto ao seu redor. Fusco (1975) afirma, ainda, que é impossível medir estas três componentes isoladamente. Outros fatores que o autor acredita influenciar na aderência são a retração, a deformação lenta e a fissuração do concreto.

De acordo com a NBR 6118 (2003), quatro fatores influem na resistência de aderência  $f_{bd}$  entre o concreto e o aço considerando armaduras passivas (não tracionadas), como mostra a equação 2.1.

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad (2.2)$$

Onde

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

$\eta_1$  = coeficiente de conformação superficial (= 2,25 para barras nervuradas)

$\eta_2$  = coeficiente relativo à boa ou má aderência das barras, determinado a partir do posicionamento das barras durante a concretagem (= 1,0 para situações consideradas de boa aderência)

$\eta_3$  = coeficiente baseado no diâmetro da barra de armadura (=1,0 para diâmetros < 32mm)

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

$\gamma_c$  = coeficiente de ponderação da resistência do concreto

A Norma ainda fornece o comprimento mínimo de ancoragem  $l_b$  (equação 2.5), que busca assegurar que a armadura entre em escoamento antes que seja superada a tensão de aderência.

$$l_b = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} \quad (2.3)$$

Onde

$\phi$  = diâmetro da barra de armadura

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

$f_{bd}$  = resistência de aderência

Ribeiro (1985) afirma que a aderência é dependente de diversos fatores, como o traço do concreto, idade da estrutura, diâmetro das barras, estado superficial das barras, características do perfil das barras, adensamento, posição das barras na concretagem, velocidade de carga e características do carregamento, comprimento de ancoragem, qualidade do concreto, recobrimento e espaçamento, armadura transversal, forças transversais presentes, interação com o cisalhamento e a presença de ganchos, laços e dispositivos de ancoragem. Amleh e Mirza (1999) citam em seu trabalho que a aderência entre o concreto e as barras de armadura é afetada por vários fatores, tais como: mudança na temperatura, variação da carga aplicada, fluência do concreto e corrosão.

Para muitos autores, todavia, inclusive Ribeiro (1985) e Vieira (1994), o fator mais importante para a aderência é a interação mecânica entre as nervuras da barra e o concreto. Este ponto de vista é confirmado pelas informações da NBR 6118 (2003), que estabelece claramente o coeficiente de conformação superficial como fator de maior peso para a aderência (vide equação 2.4).

Encontram-se, na literatura, diversos trabalhos que tratam da diminuição da aderência entre o aço e o concreto devido à ocorrência da corrosão, tais como: Almusallam *et al.* (1996), Amleh e Mirza (1999), Coronelli (2002), Fang *et al.* (2004), Fu e Chung (1997), Lee *et al.* (2002), Maslehuddin *et al.* (1990) e Stanish *et al.* (1999). Entre estes autores somente Coronelli (2002) e Lee *et al.* (2002) propõem modelagem numérica para a perda de aderência entre o concreto e a armadura.

Uma vez desencadeado o processo corrosivo, diversos fatores contribuem para a redução da resistência de aderência entre as barras de armadura e o concreto. De acordo com Fang *et al.* (2004), os produtos de corrosão provenientes das reações de oxidação e redução alojam-se na interface entre o aço e o concreto, degradando a aderência existente entre ambos. Os autores ainda citam, juntamente com Mirza e Amleh (1999), que, em casos específicos, a redução da resistência de aderência é mais crítica que a redução da seção transversal. Ou seja, uma pequena redução no diâmetro das barras pode ocasionar uma grande redução da resistência de aderência.

Stanish *et al.* (1999) citam que há dois mecanismos nos quais a corrosão pode afetar a aderência entre a armadura e o concreto. Em primeiro, a maioria dos produtos de corrosão que se acumulam na superfície da barra ocupam volume maior que o metal não corroído, causando fissuração ou deslocamento do concreto de cobrimento. Uma redução do cobrimento inevitavelmente implicará na redução do confinamento e na redução da resistência de aderência na zona de contato entre os dois materiais. Em segundo, quando a superfície da barra de armadura se torna continuamente coberta com produtos de corrosão, o que interfere nos mecanismos de aderência que regem a adesão na superfície da barra.

Fu e Chung (1997) explicam que em alguns casos, quando os produtos de corrosão apresentam-se profundamente aderidos à armadura, há uma contribuição para a resistência de aderência. Com isso, os autores sugerem um tratamento superficial das barras de armaduras com água, para provocar uma oxidação inicial, antes da concretagem, visando aumentar a resistência de aderência entre o aço e o concreto. Não existe, todavia, consenso sobre o tema. Coronelli (2002) cita que níveis baixos de corrosão que antecedem à fissuração provocam aumento na capacidade de aderência devido ao aumento da fricção entre a barra corroída e o concreto, além do estabelecimento de uma pressão ao redor da barra.

Fang *et al.* (2004) e Almusallam *et al.* (1996) contribuem para estas afirmações, revelando que alguns de seus corpos-de-prova mostraram aumento da resistência de aderência com níveis pequenos de corrosão. Os últimos notaram 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%. Estes mesmos autores registraram que a aderência começa a diminuir bruscamente no instante em que começa o aparecimento das fissuras no concreto circundante. A Figura 2.9 mostra os resultados dos ensaios de aderência de Almusallam *et al.* (1996), nos quais se percebe o aumento da resistência última de aderência para níveis de corrosão até 4%. Coronelli (2002) diz que o aparecimento das fissuras devido ao processo corrosivo é considerado por alguns autores como sendo um efeito crítico para a aderência, devido ao enfraquecimento do confinamento ao redor da barra. Stanish *et al.* (1999) contribuem para esta afirmação alegando que os produtos de corrosão ocupam volume maior àquele do aço não corroído, provocando fissuração e conseqüente deslocamento do concreto de cobrimento. Isto leva ao enfraquecimento do confinamento entre o concreto e o aço, como descrito anteriormente.

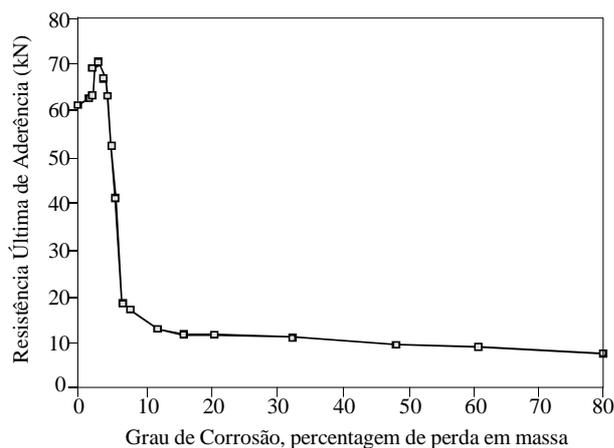


Figura 2.9 – Resistência de aderência x grau de corrosão [Almusallam *et al.*, 1996].

Outros efeitos devidos à corrosão ocorrem na resistência de aderência de estruturas de concreto. De acordo com Coronelli (2002), estes efeitos são: redução do coeficiente de fricção e da adesão físico-química inicial entre aço e concreto; redução da área pertencente às nervuras; e mudança da orientação original das nervuras. Estes efeitos deveriam ser colocados em modelos adequados que prevejam a resistência de aderência para diferentes níveis de corrosão.

### 2.3.2 Redução da área da seção transversal das barras de armadura

A armadura utilizada nos mais diferentes elementos estruturais é resultado de dimensionamentos precisos e muitas vezes complexos. A resposta fornecida pelo dimensionamento, quando se fornecem dados relativos à carga aplicada, à geometria do elemento e às propriedades dos materiais constituintes, será expressa, basicamente, em termos de área de armadura necessária. Portanto, a área de armadura apresenta-se como um dos principais parâmetros de estruturas de concreto armado, e sua variação tem grande significância na estabilidade das construções.

Como descrito anteriormente, quando uma barra de armadura é atacada pela ação de cloretos, a tendência é que seja gerada uma corrosão do tipo puntiforme, que pode levar à formação de pites. Nestes pontos a área de armadura pode ficar comprometida, com elevada redução de seção ou até mesmo ruptura total de certos trechos da barra.

Um estudo realizado por Apostolopoulos *et al.*, em 2006, mostrou que ocorre uma diminuição do diâmetro das barras de armadura em função do tempo de exposição à névoa salina (Figura 2.10). Os autores realizaram uma análise que correlaciona a perda de massa com o período de exposição aos cloretos (ver Figura 2.12, item “a”).

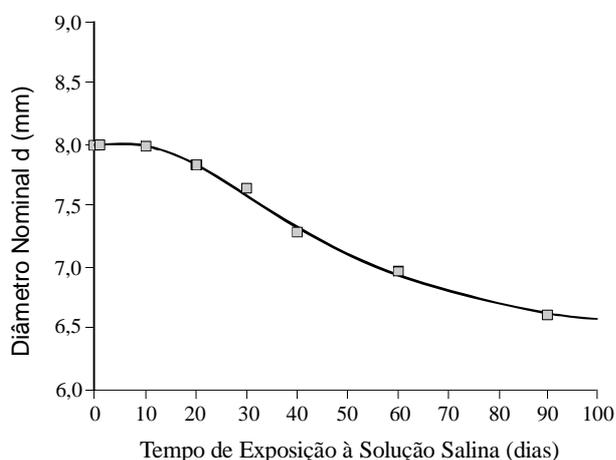


Figura 2.10 – Diminuição do diâmetro do aço em função do período de névoa salina

[Apostolopoulos *et al.*, 2006].

Baseado nestes dados pode-se obter uma relação geométrica entre o grau de corrosão expresso pela perda de massa das barras de armadura e a diminuição do diâmetro do aço, conforme mostra o gráfico da Figura 2.11.

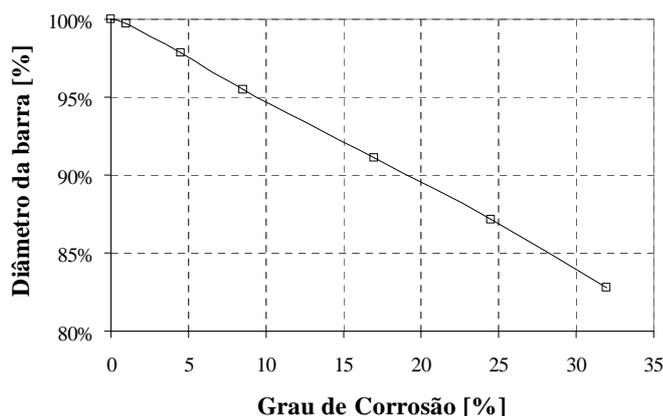


Figura 2.11 – Gráfico de correlação entre o grau de corrosão e a diminuição do diâmetro.

Conforme mostra a Figura 2.11, a diminuição do diâmetro das barras de armadura tende a acompanhar, em termos de grandeza, a perda de massa expressa pelo grau de corrosão. Ou seja, para a perda de massa da ordem de 32% a redução do diâmetro foi de apenas 17%.

Andrade e Martinez, em 2005, propuseram uma formulação que correlaciona valores de corrente em perda de área de seção transversal para estruturas reais, como mostra a equação 2.4.

$$P_x = 0,0115 \times I_{corr} \times t_p \quad (2.4)$$

Onde

$P_x$  = perda de diâmetro

$I_{corr}$  = densidade de corrente (em  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) – obtido do acompanhamento ao longo da vida útil da estrutura após a corrosão

$t_p$  = tempo, em anos, desde o início da corrosão

Cabe salientar que o valor 0,0115 representa um fator que converte  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  em perdas em mm/ano para o aço. Usa-se um valor com uma ordem de grandeza superior 0,115, quando se trata de corrosão localizada.

O grande diferencial da equação está no fator que converte medidas de densidade de corrente em profundidade de diâmetro das barras de aço consumida por ano. Estudos que comparam dados experimentais de aceleração de corrosão com estruturas reais, como os autores demonstraram, ainda são bastante raros na literatura.

### 2.3.3 Redução da resistência à tração do aço

Conjuntamente com área da seção transversal, os dimensionamentos estruturais de elementos de concreto armado dependem significativamente da resistência à tração do aço. Este, diferentemente do que acontece com a área de seção transversal das barras de armadura, é uma propriedade de entrada. Os cálculos estruturais incorporam ao longo de sua execução diversos coeficientes de segurança. Para a resistência à tração de projeto do aço  $f_{yd}$ , de acordo com a NBR 6118 (2003), este valor é atribuído à seguinte equação:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.5)$$

Onde:

$f_{yk}$  = resistência à tração característica do aço (em MPa)

$\gamma_s$  = coeficiente de ponderação da resistência do aço (= 1,15)

O concreto, de acordo com as normas brasileiras, é introduzido no processo de cálculo com emprego de um coeficiente de minoração de resistência igual a 1,4. A adoção de um valor superior ao adotado para o aço deve-se, principalmente, à heterogeneidade do concreto. Os procedimentos para fabricação do aço reduzem a heterogeneidade ao material, e permitem que se admita uma variabilidade da resistência inferior à do concreto. Percebe-se, portanto, que existe maior suscetibilidade de alterações na resposta do dimensionamento estrutural quando a resistência à tração do aço é reduzida. Dependendo da magnitude da degradação, a redução da resistência pode não ser absorvida pelo coeficiente de segurança.

Em 2006, Apostolopoulos *et al.* realizaram um estudo sobre o comportamento de barras de aço do tipo BSt 500s<sup>11</sup>, de 8mm de diâmetro, submetidas à tração. A Figura 2.12 “a” mostra que, com o aumento da exposição de tempo à névoa salina ocorre perda de massa da armadura devido à corrosão. É interessante acrescentar que as barras neste experimento estavam expostas à ação da névoa salina, e não imersas no concreto. Na Figura 2.12 “b” se percebe que com o incremento de tempo de exposição à névoa salina (e conseqüentemente com a perda de massa), existe redução da resistência à tração última das barras.

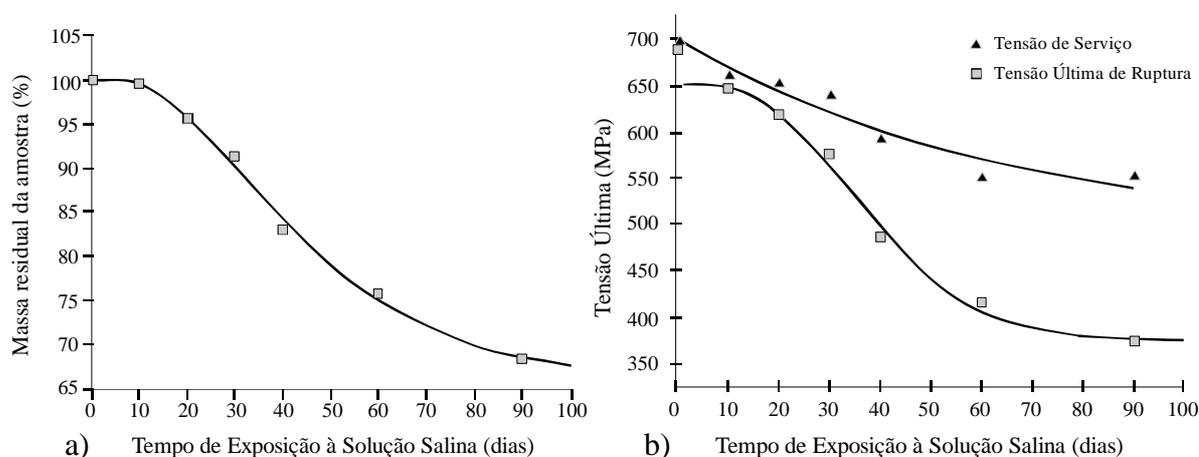


Figura 2.12 – a) Perda de massa em função do período de névoa salina; b) Redução da resistência à tração última em função do período de névoa salina [Apostolopoulos *et al.*, 2006].

Os autores explicam que, além da redução da resistência à tração das barras, se percebeu uma diminuição considerável da ductilidade das mesmas. Considerando as barras com graus de corrosão que consideram período de exposição à névoa salina maior que 35 dias, os valores referentes ao alongamento da barra são inferiores ao limite mínimo estabelecido pela maioria das normas, o que proporciona um comportamento frágil ao aço.

<sup>11</sup> Classificação de acordo com a Norma Alemã DIN 488-2, que significa aço com resistência nominal à tração de 500MPa, similarmente ao aço CA-50A utilizado no Brasil.

Almusallam (2001) realizou um estudo similar ao de Apostolopoulos *et al.* (2006), com barras de armadura de 6,0 e 12,0mm de diâmetro e resistência à tração nominal de 600MPa; neste caso, entretanto, as barras foram corroídas no interior de corpos-de-prova de concreto, e não expostas como observado no outro trabalho. O autor verificou que há pouca alteração dos valores de resistência à tração última das barras em função do aumento do grau de corrosão. Isto acontece porque, diferentemente do trabalho de Apostolopoulos *et al.* (2006), o autor considerou o diâmetro efetivo das barras de armadura (que inclui uma diminuição em função do grau de corrosão) para o cálculo da resistência à tração. A Figura 2.13 mostra os gráficos de resistência última à tração para as barras de 6,0 e 12,0mm em função da perda de massa.

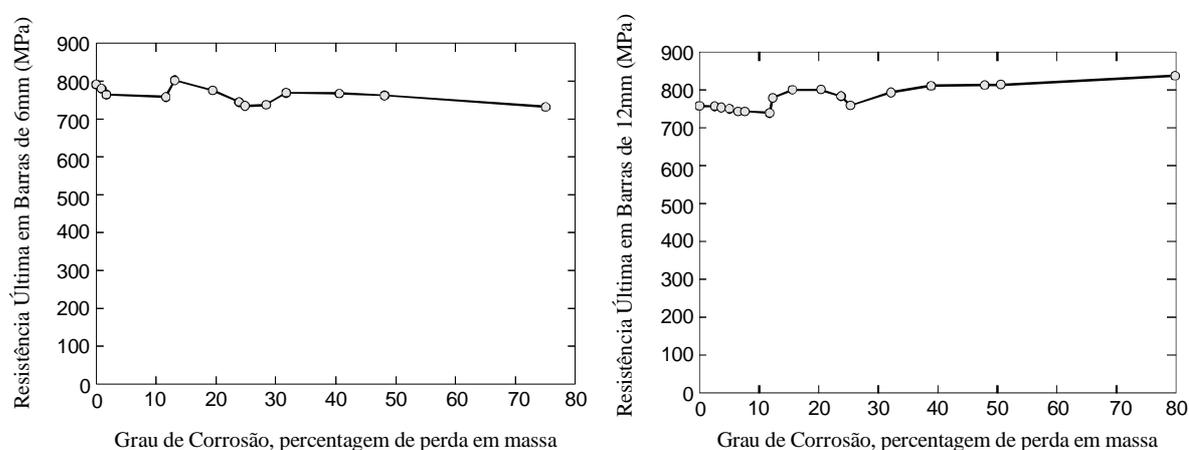


Figura 2.13 – Redução da resistência à tração em função da perda de massa da armadura

[Almusallam, 2001].

Almusallam (2001) também mostra que houve redução significativa da ductilidade das barras, como pode ser visto na Figura 2.14, para as barras de 6,0mm de diâmetro.

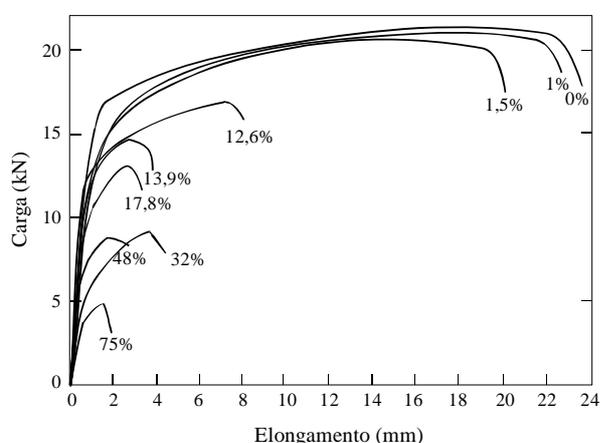


Figura 2.14 – Curvas de carga-deslocamento para barras de 6,0mm de diâmetro com variação do grau de corrosão [Almusallam, 2001].

O alongamento das barras, considerando perda de massa de aço maior que 12%, foi menor do que 9% em relação ao especificado pelo Norma Americana ASTM A 615.

Estas alterações na ductilidade das barras, de acordo com o trabalho de Andrade e Martinez (2005), é uma consequência importante da corrosão de armaduras.

#### 2.3.4 Desenvolvimento de tensões de tração e fissuração

Helene (1993) explica que os produtos de corrosão que se formam pela corrosão eletroquímica são de caráter heterogêneo, poroso e normalmente se formam fora do aço. Esta última característica dos produtos de corrosão se explica pelo fato de que há uma diferença entre a pilha galvânica pura e a corrosão das barras de aço. A solução ou a água intersticial do concreto é capaz de reagir com o aço da armadura, ou seja, não há a possibilidade de eletrodeposição. Os produtos de corrosão se depositam, então, fora da superfície da armadura, nas circunvizinhanças desta, nos poros, capilares e fissuras do concreto.

A teoria de acumulação dos produtos de corrosão fora da superfície das barras de aço leva à conclusão de que estes produtos irão se alojar em um determinado volume que antes não era destinado a eles. Inicialmente estes produtos de corrosão se alojam na rede de poros existente no concreto, ou até mesmo nas fissuras quando estas existirem. Lorensini e Diniz (2006) explicam que, durante o processo corrosivo, os produtos de corrosão deverão ocupar três volumes, sendo estes a zona porosa ao redor da armadura, a zona de expansão do concreto devido à pressão dos produtos de corrosão e o espaço da armadura que sofreu corrosão. A Figura 2.15 mostra uma representação dos volumes que vão sendo gradualmente ocupados pelos produtos de corrosão.

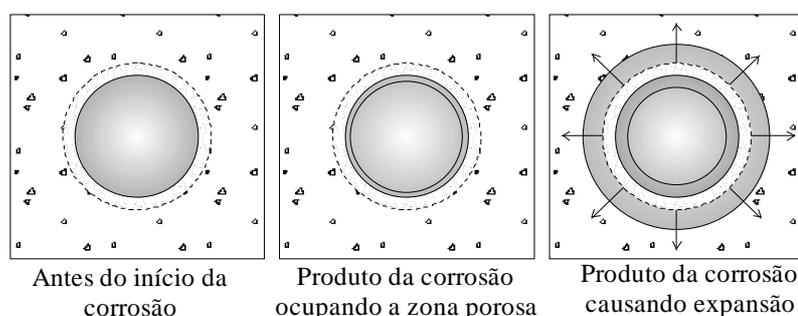


Figura 2.15 – Volumes ocupados pelos produtos de corrosão [Lorensini e Diniz, 2006].

Segundo Cascudo (1997), à medida que a corrosão vai se processando, esses produtos expansivos vão se acumulando cada vez mais ao redor das armaduras, criando verdadeiras “crostas” no seu entorno. De acordo com Helene (1986), tal fato produz esforços no concreto na direção radial das barras que geram tensões de tração (que podem ser maiores que 15MPa) que culminam com a fissuração das peças de concreto (Figura 2.16). Cánovas<sup>12</sup> (1988) *apud* Cascudo (1997) afirma que estas tensões podem atingir valores de até 40MPa.

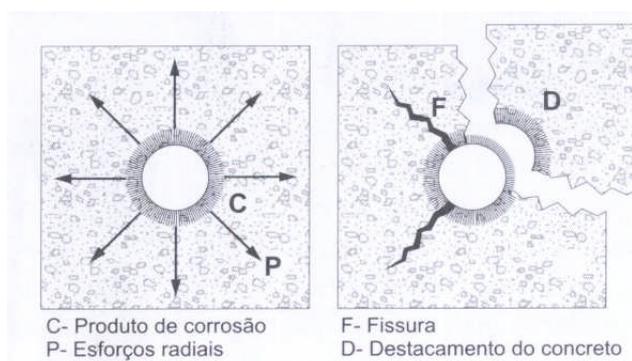


Figura 2.16 – Esforços que levam à fissuração e deslocamento do concreto [Cascudo, 1997].

Atualmente existe a tendência de se desenvolver e utilizar modelos probabilísticos que tem por finalidade prever a vida útil de estruturas de concreto armado. Os modelos mais antigos eram baseados na estimativa da vida útil considerando-se apenas o tempo para que ocorra a despassivação da armadura (compreendendo a fase de iniciação da corrosão); os modelos atuais, em contrapartida, levam em consideração também o tempo para que ocorra a fissuração do concreto de cobertura, abrangendo desta maneira uma etapa da fase de propagação da corrosão (Lorensini e Diniz, 2006; Bentz, 2003; Thoft-Christensen, 2001).

A avaliação probabilística desta fase de propagação leva em consideração a formação dos óxidos ao redor das barras. Um dos fatores de entrada de dados destas análises é a espessura da camada porosa no entorno da armadura, conjuntamente com a taxa de corrente de corrosão, que propiciam uma estimativa do tempo necessário para se gerar o preenchimento desta camada porosa até o instante que ocorre a fissuração do elemento.

As fissuras obtidas se estabelecem na direção paralela à barra corroída e são classificadas como fissuras ativas progressivas, isto porque têm aberturas que vão aumentando com o decorrer do processo corrosivo. Esta evolução das fissuras implica posterior lascamento do concreto, com comprometimento do monolitismo estrutural (dado pela aderência

<sup>12</sup> CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1988.

aço/concreto), e no destacamento da camada de cobrimento, em geral deixando as armaduras expostas (Casculo, 1997).

De acordo com Cabrera (1996), o problema básico associado com a deterioração do concreto armado devido à corrosão não é a redução da resistência mecânica da armadura, mas sim que os produtos de corrosão produzem tensões no concreto que não podem ser suportadas pelo limite plástico das deformações, o que leva à fissuração do concreto. O aparecimento de fissuras leva ao enfraquecimento da aderência e ancoragem entre o concreto e o aço, que afeta diretamente a vida útil e a resistência última dos elementos de concreto armado.

Assim como Casculo (1997) e Cabrera (1996), Okada *et al.* (1988) explicam que as tensões de tração devido à expansão do volume dos produtos de corrosão causam fissuras longitudinais no concreto de cobrimento ao longo da barra. Uma camada de produtos de corrosão de apenas 0,1mm de profundidade pode facilmente ocasionar o deslocamento do cobrimento do concreto. Complementarmente, Torres e Martínez (2003) dizem que os produtos de corrosão que se formam ocupam um volume maior que do aço consumido. Este volume cria altas tensões internas contra o concreto circundante, o que termina por gerar a fissuração e o deslocamento. A corrosão do aço pode causar danos no aço, no concreto e na aderência entre eles.

Em 1994, Mehta e Monteiro explicam que a transformação de aço metálico em ferrugem é acompanhada por um aumento de volume o qual, dependendo do estado de oxidação, pode chegar a até 600% do tamanho original. Os autores acreditam que este aumento de volume seja a causa principal da expansão e fissuração do concreto. Helene (1986) propõe um intervalo para o aumento de volume provocado pelos produtos de corrosão, admitindo que eles ocupem um volume 3 a 10 vezes superior ao volume original do aço.

### 2.3.5 Aumento da deformabilidade

Encontram-se no meio literário alguns trabalhos que tratam da deformabilidade global dos elementos estruturais causada pela corrosão de armaduras. Um deles é o estudo experimental realizado por Rodriguez *et al.* (1997), onde os autores analisam 21 vigas com diferentes geometrias, carregamento e níveis de corrosão. Neste estudo se observa que a flecha do centro do vão aumenta em vigas afetadas pela corrosão. Os autores explicam que a redução da seção

transversal das barras, a deterioração da seção de concreto e da aderência entre o concreto e o aço pode explicar esse desempenho. Os autores destacam que, além do aumento da deformabilidade, a corrosão também leva ao aumento da abertura das fissuras para a carga de serviço e redução da carga última da estrutura.

Mangat e Elgarf (1999) também realizaram um estudo experimental, que incluiu a análise de 111 vigas de concreto armado com diferentes graus de corrosão. Verifica-se neste trabalho que o grau de corrosão induzido nas barras de armadura dos elementos apresenta uma influência marcante nas curvas carga *versus* deslocamento das vigas. A flecha das vigas aumenta consideravelmente com o aumento dos graus de corrosão, indicando, conseqüentemente, uma redução gradual na rigidez destes elementos.

Em 2003, Ballim e Reid realizaram um estudo experimental que simulou a corrosão em vigas de concreto armado, através de uma tentativa de representar o mais fielmente a realidade. Os autores realizaram medições das flechas dos elementos quando estes estavam submetidos, simultaneamente, aos efeitos de carga, corrosão de armaduras e despassivação do aço induzida pela carbonatação. Os resultados mostram que, com apenas 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%). Os autores explicam que este fato pode estar associado 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. Passados 20% do tempo total do ensaio de aceleração da corrosão, a taxa do aumento dos deslocamentos se tornou mais gradual. De acordo com os autores, isto poderia ser atribuído aos seguintes fatores: deterioração da aderência na interface entre o aço e o concreto; diminuição do confinamento devido ao aumento da abertura das fissuras longitudinais; formação de novas fissuras de flexão e alargamento das antigas.

Da mesma maneira que Mangat e Elgarf (1999), Yoon *et al.* (2000) explicam que a perda significativa da rigidez do elemento devido à corrosão é responsável pelo acentuado aumento dos deslocamentos. Os autores verificaram o aumento dos deslocamentos da estrutura de maneira similar à realizada por Ballim e Reid (2003), ou seja, realizaram a corrosão de armaduras simultaneamente com a aplicação de carga no elemento. 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 um certo de tempo de corrosão, a rigidez das vigas não se altera significativamente, ao contrário do que ocorre inicialmente.

Em um outro trabalho, publicado recentemente, Azad *et al.* (2007) citam que, além da perda de capacidade de suporte de carga, as vigas com corrosão de armaduras também apresentam elevada deflexão, que pode levar a problemas de funcionalidade. Foi realizado um estudo experimental e teórico com 56 vigas, e verificou-se que vigas corroídas apresentam deflexão superior às vigas não corroídas para um mesmo nível de carga. Da mesma forma que Mangat e Elgarf (1999) e Yoon *et al.* (2000), os autores atribuíram o aumento dos deslocamentos à diminuição de rigidez da estrutura.

## 2.4 ACELERAÇÃO DA CORROSÃO

Considerando-se as limitações de tempo para a realização dos experimentos em laboratório e também a demora do processo de corrosão em estruturas reais, tornou-se necessário a utilização de métodos acelerados para desencadear o processo corrosivo nos corpos-de-prova de concreto armado, que foram posteriormente utilizados para a medição dos efeitos estruturais deste tipo de deterioração. Dada a experiência da equipe do LEME com o método CAIM, decidiu-se utilizar o mesmo como base para o desenvolvimento do método empregado na presente dissertação. A seguir são feitas algumas considerações sobre o uso de técnicas de ensaio acelerado, antes que se descreva o método empregado.

### 2.4.1 Técnicas de aceleração da corrosão

Todo ensaio acelerado distorce as condições de agressividade, o que torna difícil correlacionar as condições de ensaio com as condições naturais, e praticamente impossibilita a estimativa de vida útil a partir da análise de tempos de ensaio. Apesar disto, os ensaios acelerados podem ser ferramentas úteis para análises comparativas, que buscam identificar como variações nos materiais afetam os resultados ou, como aconteceu no presente caso, averiguar como evoluem os efeitos com a progressão da degradação.

A aceleração da corrosão é usualmente conseguida pela indução eletroquímica, que combina a exposição dos corpos-de-prova a soluções agressivas, freqüentemente contendo cloretos, com

a aplicação de uma diferença de potencial (d.d.p) ou impressão de corrente elétrica de corrosão.

Dada a demanda de equipamentos mais simples, grande parte dos ensaios de simulação da corrosão e difusão de cloretos se baseiam na aplicação de uma d.d.p constante. Em alguns dos métodos de ensaio mais antigos, para reduzir o tempo de ensaio, era comum o uso de diferenças de voltagem elevadas, como é o caso da norma americana ASTM 1202 C (1999), que preconiza a aplicação de uma d.d.p de 60V para estimular que cloretos migrem de uma solução contida numa célula acoplada a um dos lados da amostra para outra célula, fixada no lado oposto da amostra. O uso de d.d.p. elevadas, todavia, pode causar um forte aquecimento do corpo-de-prova, pois as correntes passantes se tornam muito elevadas quanto menor for a resistência e a relação água/cimento do concreto e quanto maior for a contaminação com cloretos e a fissuração.

As discussões sobre os efeitos negativos da aplicação de uma d.d.p elevada para acelerar os ensaios, que pode provocar o aquecimento dos corpos-de-prova e distorcer a dinâmica do processo de corrosão, têm desestimulado a adoção desta prática (apesar de ainda ser bastante utilizado). Por isto se começou a empregar voltagens mais baixas, que alongam o ensaio, e reduzem, entretanto, as distorções geradas.

Atualmente, pode-se encontrar, na literatura, diversas referências a métodos para acelerar a corrosão através da aplicação de d.d.p constantes mais baixas. É o caso, por exemplo, do método empregado por Amleh e Mirza (1999), que prevê que os corpos-de-prova sejam totalmente imersos em uma solução de 5% de NaCl, com uma lâmina de aço servindo de cátodo para aplicação de uma d.d.p de 5V.

No trabalho de Cabrera (1996), que estuda a deterioração do concreto pela corrosão no aço, a corrosão foi acelerada por meio de um sistema eletroquímico composto por uma lâmina de aço inoxidável imergida em uma solução de 5% de NaCl, que serve como cátodo. Um potenciômetro é ligado de tal maneira que as barras de armaduras servem como ânodo e o contra-elétron como cátodo. Uma voltagem de 3V *versus* um eletrodo saturado de calomelano (*saturated calomel electrode* - SCE) é aplicada no sistema para acelerar a corrosão. Além disso, é adicionado cloreto à massa de concreto, numa proporção de 2% da massa de cimento.

Um outro problema dos ensaios com aplicação de d.d.p controlada, todavia, é que as correntes de corrosão variam bastante no tempo, o que causa a variação nas taxas de corrosão. Por isto,

para avaliar quais os danos gerados, é necessário monitorar as evoluções de corrente e integrar a área do gráfico  $i \times t$ . Além disto, em muitos casos, principalmente quando ocorre a fissuração, a corrente pode subir muito rapidamente num curto período de tempo, colocando em risco os equipamentos e podendo modificar a dinâmica do fenômeno.

Por todas estas razões percebe-se uma tendência à utilização de métodos baseados na aplicação de correntes constantes para o estudo do fenômeno de propagação do processo corrosivo, ao invés do emprego de uma diferença de potencial constante. Na literatura já são encontrados inúmeros trabalhos que empregam correntes contínuas para estimular a corrosão em corpos-de-prova de concreto armado, como mostrado na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Descrição de alguns métodos empregados para aceleração de corrosão  
[El Maaddawy e Soudki, 2003].

Estudo	Tipo de corpo-de-prova	Corrente aplicada (mA)	Densidade da corrente ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Tipo de cátodo	Método da corrosão
Uomoto <i>et al.</i> (1984)	Vigas	167	200-630	Lâmina de cobre externa	Imersão constante, 5% de solução de NaCl
Tachibana <i>et al.</i> (1990)	Vigas	1000*	500	Lâmina de cobre externa	Imersão constante, 3,3% de solução de NaCl
Al-Sulaimani <i>et al.</i> (1990)	Vigas	Vários	2000	Lâmina de aço inoxidável externa	Imersão constante, solução salina de concentração não especificada
Lee <i>et al.</i> (1996)	Vigas	1000	2000*	Lâmina de cobre externa	Imersão constante, 3% de solução de NaCl
Lee <i>et al.</i> (1996)	Vigas	672	230*	Lâmina de cobre externa	Imersão constante, 3% de solução de NaCl
Philips (1991)**	Lajes	1800 (aprox.)	600 (aprox.)	Malha de aço externa	Imersão constante, 3% de solução de NaCl
Almusallam <i>et al.</i> (1996)	Lajes	2000	3000	Lâmina de aço inoxidável externa	Corpo-de-prova em contato parcial com 5% de solução de NaCl
Tachibana <i>et al.</i> (1990)	Para teste de aderência	32	500	Lâmina de cobre externa	Imersão constante, 3,3% de solução de NaCl
Al Sulaimani <i>et al.</i> (1990)	Para teste de aderência	Vários	2000	Lâmina de aço inoxidável externa	Imersão constante, solução salina de concentração não especificada
Almusallam <i>et al.</i> (1996)	Para teste de aderência	400	10400*	Lâmina de aço inoxidável externa	Imersão constante, 3% de solução de NaCl
Bonacci <i>et al.</i> (1998)**	Colunas	150 (aprox.)	45 (aprox.)*	Barra de aço inoxidável interna	2,5 dias de secagem, 1 dia de ciclo de imersão em 3% de solução de NaCl; concreto moldado com 2% de NaCl com relação ao peso de cimento

\* Não reportado, estimado usando dimensões e tamanhos da armadura.

\*\* Phillips (1991) e Bonacci *et al.* (1998) usaram aplicação de voltagem constante de 6V e 6-12V, respectivamente, com variação na corrente aplicada. As correntes listadas são aproximadas.

Em princípio, todos os ensaios citados na tabela atingiram o objetivo de acelerar a corrosão. O problema, todavia, de acordo com El Maaddawy e Soudki (2003), é que foram utilizadas densidades de corrente 3 a 100 vezes maiores que a máxima densidade de corrente reportada em trabalhos de campo como os de Andrade *et al.* (1990<sup>13</sup>, 1993) e de Broomfield (1997)<sup>14</sup>. Existe um temor que o uso de correntes tão elevadas venha a distorcer o mecanismo do fenômeno, afetando os resultados. Por isto, alguns pesquisadores tem optado por empregar ensaios menos acelerados, com impressão de correntes bem menores.

Rodriguez *et al.* (1997), por exemplo, aplicaram uma densidade de corrente constante de  $100\mu\text{A}/\text{cm}^2$  para acelerar a corrosão em vigas, com a finalidade de determinar o efeito em sua capacidade de carga. Os mesmos empregaram um cátodo de aço inoxidável externo e incorporaram cloreto de cálcio à massa do concreto, na proporção de 3% com relação à massa de cimento. A mesma densidade de corrente foi aplicada por Vu e Stewart (2000), que visavam estudar a geração de fissuras por corrosão no concreto. Neste caso, as bordas dos corpos-de-prova ficaram em contato com uma solução de 5% de NaCl e uma lâmina de aço inoxidável submergida na solução serviu de cátodo.

Mangat e Elgarf (1999) estudaram a resistência à flexão de vigas afetadas por diferentes graus de corrosão, com aplicação de densidades de corrente que variaram de 1 e  $4\text{mA}/\text{cm}^2$ . Neste caso os corpos-de-prova ficaram totalmente imergidos em uma solução de 3,5% de NaCl, juntamente com uma lâmina de aço inoxidável (cátodo).

Buscando estabelecer uma comparação entre as taxas de corrosão e a profundidade dos pites em barras de armadura, González *et al.* (1995) aceleraram a corrosão pela adição de 2 a 3% de NaCl, em relação à massa de cimento, na massa do concreto, e aplicação de densidades de correntes que variaram de 10 a  $100\mu\text{a}/\text{cm}^2$ . Os autores utilizaram barras de grafite interna e lâminas de aço externa como cátodo.

Okada *et al.*, em 1988, efetuaram a aceleração da corrosão em vigas de concreto armado pela exposição das amostras à névoa de solução de cloretos uma vez por dia, durante um período de 140-170 dias.

---

<sup>13</sup> ANDRADE, C.; ALONSO, M. C.; GONZALEZ, J. A. An initial effort to use the corrosion rate measurements for estimating rebar durability. **Corrosion Rates of Steel in Concrete**. ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 29-37, 1990.

<sup>14</sup> BROOMFIELD, J. P. **Corrosion of Steel in Concrete: Understanding, Investigation and Repair**. London: E&FN Spon, 1997.

### 2.4.2 Seleção da metodologia de ensaio de aceleração da corrosão

Como discutido no capítulo 1, a estratégia de pesquisa adotada para o presente trabalho previa que se utilizasse um método acelerado para provocar corrosões com intensidades diferentes em corpos de prova que pudessem ser empregados para ensaios de aderência ou que permitissem a retirada das barras para realização das medidas de perda de massa, seção e resistência à tração.

Como referência se procurou identificar, na literatura, se havia uma tendência de uso de técnicas de ensaio específicas para avaliação da perda de aderência com a corrosão. Foram localizados alguns estudos voltados para o tema.

Stanish *et al.* (1999) aceleraram a corrosão em lajes de concreto armado com a finalidade de determinar os efeitos da corrosão na aderência entre o aço e o concreto. Os autores colocaram as lajes em uma solução de 3% de NaCl até a altura correspondente a meia profundidade das barras de armadura. Segundo os autores este método permite que os cloretos penetrem no concreto pela parte de baixo e o oxigênio pela parte de cima, providenciando todos os elementos necessários para que ocorra a corrosão. O cátodo utilizado foi uma malha de aço, e não foi feita menção, no artigo publicado, à densidade de corrente aplicada, sendo apenas fornecidas informações de que houve monitoramento da evolução destes valores e que houve a aplicação de diferença de potencial.

Almusallam *et al.* (1996), Fang *et al.* (2004) e Lee *et al.* (2002) também não citam valores para a densidade de corrente aplicada nos corpos-de-prova utilizados para realização de ensaios de perda de aderência. Todos optaram pela imersão dos corpos-de-prova em soluções ricas de NaCl, que apresentavam concentrações de 3 e 5%, nos dois últimos casos, respectivamente<sup>15</sup>. O tipo de cátodo utilizado foi uma lâmina de aço inoxidável nos dois primeiros casos e uma lâmina de cobre no último.

Na ausência de um método específico, voltou-se a atenção para o método CAIM – Corrosão Acelerada por Imersão Modificada –, que foi desenvolvido na UFRGS e já havia sido empregado, com sucesso, por vários pesquisadores do Grupo de Pesquisa LEME (Jadovski, 1992; Selistre *et al.*, 1993 e 1994; Marchesan *et al.*, 1997; Kirchheim, 2005; Torres, 2006).

---

<sup>15</sup> O trabalho de Almusallam *et al.* (1996) não faz referência à concentração de cloretos empregada.

Este ensaio se baseia num princípio similar ao dos ensaios encontrados na literatura e citados acima, envolvendo a exposição de um corpo-de-prova de concreto contendo uma barra a uma solução rica em cloretos, com aplicação de um estímulo elétrico para que os íons cloreto migrem na direção da barra.

O ensaio foi desenvolvido a partir de uma concepção empregada inicialmente por Lima (1990), a partir de uma proposta de Varela e Espinosa (1988)<sup>16</sup>. Um recipiente de vidro sem fundo era fixado sobre um corpo-de-prova, com auxílio de massa vedante. Dentro do recipiente era colocada uma solução com 3,5% de concentração de NaCl e uma placa metálica que se conectava ao pólo negativo da fonte de alimentação. A barra de armadura do corpo-de-prova ficava parcialmente inserida na amostra e era conectada ao pólo positivo da fonte. Uma d.d.p de 60V era aplicada para favorecer a migração dos cloretos à barra de armadura.

Ao longo do tempo, os pesquisadores do Grupo de Pesquisa LEME reformularam o ensaio, optando por imergir os corpos-de-prova até a altura da barra, em uma solução de 35g/l. Isto obrigava a umidade a penetrar na amostra contra a gravidade, por um efeito de capilaridade, que mais se aproxima da condição real. Foram feitas também alterações na voltagem e tempo de ensaio, para adaptá-lo a concretos com estruturas de poros bem reduzidas ou barras protegidas. Optou-se, também, por desacoplar a barra do fio de contato elétrico com a fonte de tensão, para evitar que ocorresse corrosão mais acentuada no ponto de contato do fio.

No estudo mais recente, Torres (2006) realizou uma análise da sensibilidade desta técnica de ensaio a variações em uma série de parâmetros fundamentais. Foram alvos de estudo: a voltagem aplicada, o tempo de ensaio, a altura da solução de cloretos no corpo-de-prova. Este estudo permitiu verificar qual o comportamento do ensaio, para corpos-de-prova com relações a/c variando de 0,35 a 0,70, quando submetidos a voltagens de excitação de 15, 45 e 70V, durante períodos de ensaio que variaram de 8 a 40h.

Tendo em vista que, no presente estudo, se desejava atingir graus de corrosão bem determinados, considerou-se que seria necessário modificar a técnica de ensaio, passando a trabalhar com excitação pela imposição de corrente de baixa densidade. Isto permitiria simular melhor o fenômeno e controlar sua evolução. Decidiu-se, portanto, que o ensaio a

---

<sup>16</sup> VARELLA, H.; ESPINOZA, L. V. Penetrabilidad de lones cloruros em morteros com y sin revestimento. In: VII JORNADAS CHILENAS DEL HORMIGÓN E I JORNADA LATINOAMERICANA DEL CIMENTO Y HORMIGÓN. Curso: Avances Tecnológicos em el Uso de Cementos y Hormigones. **Anais...** Santiago de Chile: Instituto Profesional de Santiago, 1988.

empregar para a aceleração da corrosão seria o CAIM, com alteração da forma de estímulo elétrico, passando da aplicação de uma voltagem constante para a aplicação de corrente constante.

### 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

De acordo com a estratégia experimental traçada no capítulo 1 para o presente trabalho, a avaliação dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em estruturas de concreto armado foi feita através de uma análise experimental, complementada por uma análise numérica. Neste capítulo são descritos os métodos adotados, os equipamentos e os materiais utilizados para a realização do programa experimental.

#### 3.1 AJUSTE DO MÉTODO DE ACELERAÇÃO DA CORROSÃO

Uma vez definida a utilização do ensaio CAIM como ferramenta para acelerar a corrosão nos corpos-de-prova, uma das principais questões que foi necessário considerar esteve associada à definição da densidade de corrente a empregar. Verificou-se, analisando os estudos de El Maaddawy e Soudki (2003) e Rodriguez *et al.* (1997), que existem faixas de corrente mais apropriadas para acelerar a corrosão nas armaduras de corpos-de-prova de concreto armado. Valores muito elevados da densidade de corrente de corrosão (acima de  $500\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) tendem a fugir da situação real. Os autores explicam que isto se deve ao fato de que quando esta densidade é muito elevada, os produtos de corrosão não dispõem de tempo suficiente para se alojarem nos poros do concreto, provocando um nível de fissuração e de deformabilidade que não corresponde à realidade.

Baseado no trabalho dos autores apresentados anteriormente, a densidade de corrente escolhida para esta pesquisa foi de  $500\mu\text{A}/\text{cm}^2$ . Decidiu-se trabalhar no limite da faixa, pois reduções maiores implicariam em alongar os tempos de ensaio necessários para que se atingissem os graus de corrosão desejados, o que comprometeria o cronograma da pesquisa.

Os equipamentos empregados para aplicar o nível desejado de densidade de corrente foram duas fontes de alimentação ICEL, modelo PS-5000. Cada uma delas apresentava duas saídas, capazes de fornecer corrente ou tensão constante, nas faixas de 0 a 3A, para a corrente, e 0 a 30V para a tensão. Quando ligadas em conjunto, podem fornecer 0 a 6A de corrente e 0 a 60V de tensão, dependendo se ligadas em série ou em paralelo. Na Figura 3.1 é possível visualizar as fontes em operação.



Figura 3.1 – Fonte de alimentação que fornece corrente ou tensão constante.

Os corpos-de-prova são ligados na fonte de alimentação conforme mostrado na Figura 3.2.

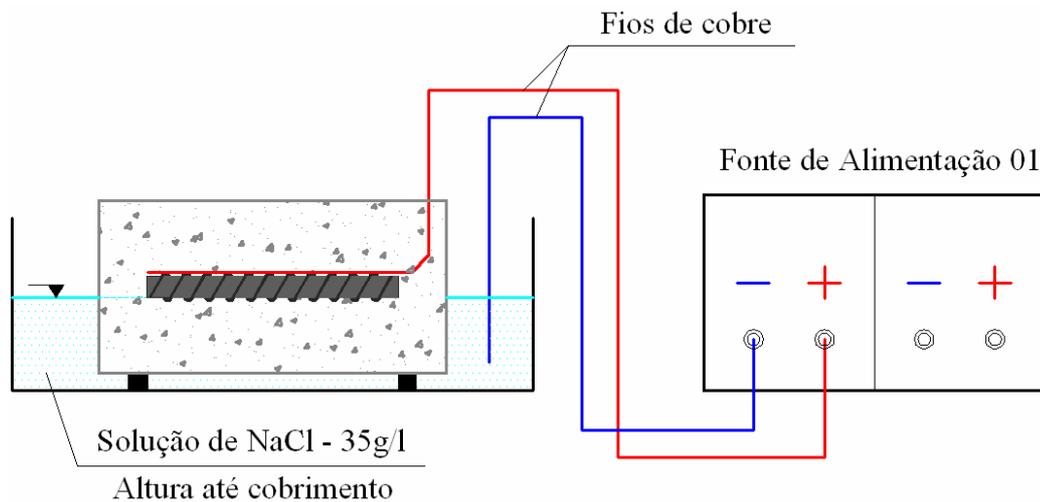


Figura 3.2 – Esquema de ligação dos corpos-de-prova com a fonte de alimentação.

Pode-se observar que os corpos-de-prova ficam parcialmente imersos em uma solução de NaCl de 35g/l, concentração similar à encontrada na água do Oceano Atlântico. A altura da solução no corpo-de-prova corresponde à espessura do cobrimento do concreto, buscando gerar condições para o fácil acesso tanto da umidade quanto do oxigênio.

Um fio de cobre é posicionado acima da barra de armadura, sem contato elétrico, antes da moldagem das amostras. No momento do ensaio o mesmo é conectado ao pólo positivo da fonte – atuando como ânodo no processo eletroquímico. Um outro fio de cobre é colocado na solução e conectado ao pólo negativo da fonte de alimentação – servindo como cátodo no processo eletroquímico. Esta metodologia segue os procedimentos descritos em detalhe por

Torres (2006) para o ensaio CAIM, sendo alterada, todavia, como já mencionado anteriormente, a aplicação de voltagem constante pela aplicação de densidade de corrente constante.

Houve necessidade de ligar em série alguns corpos-de-prova (geralmente em grupos de três), para que um maior número de amostras pudesse ser ensaiado simultaneamente. Adotou-se essa tática baseado no princípio da eletricidade de que, em um circuito em série, a corrente não se altera. Na Figura 3.3 pode ser visualizado o desenho esquemático da ligação dos corpos-de-prova, que para a realização dos ensaios são mantidos no interior de uma câmara confeccionada especialmente para a pesquisa.

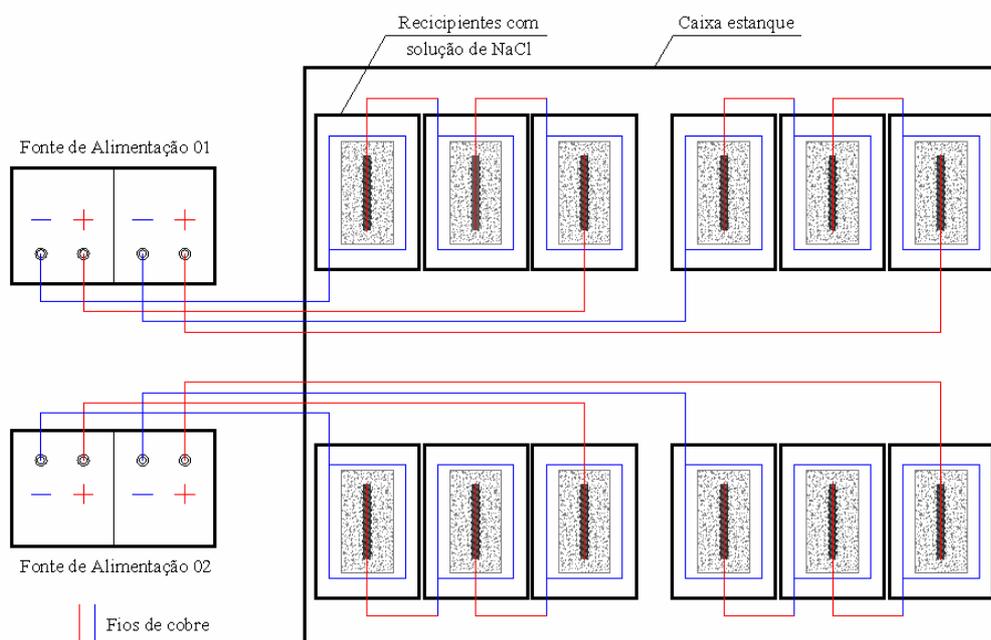


Figura 3.3 – Esquema da ligação em série (vista superior).

A câmara é totalmente estanque, de forma a não permitir a liberação do vapor de cloretos que se forma em seu interior, além de favorecer a criação de uma atmosfera salina para os corpos-de-prova no decorrer dos ensaios. A Figura 3.4 “a” mostra uma visão geral da câmara, que possui dimensões de 1350x1120mm: valores escolhidos de acordo com as diferentes dimensões dos corpos-de-prova a serem empregados no ensaio. A parte superior da câmara foi coberta com vidro, Figura 3.4 “b”, para que seja possível visualizar os corpos-de-prova e os seus respectivos estágios de deterioração no decorrer dos ensaios. Nesta mesma figura percebe-se, através dos vidros embaçados, a ocorrência de condensação de vapores gerados pelo aquecimento da solução de aceleração da corrosão.

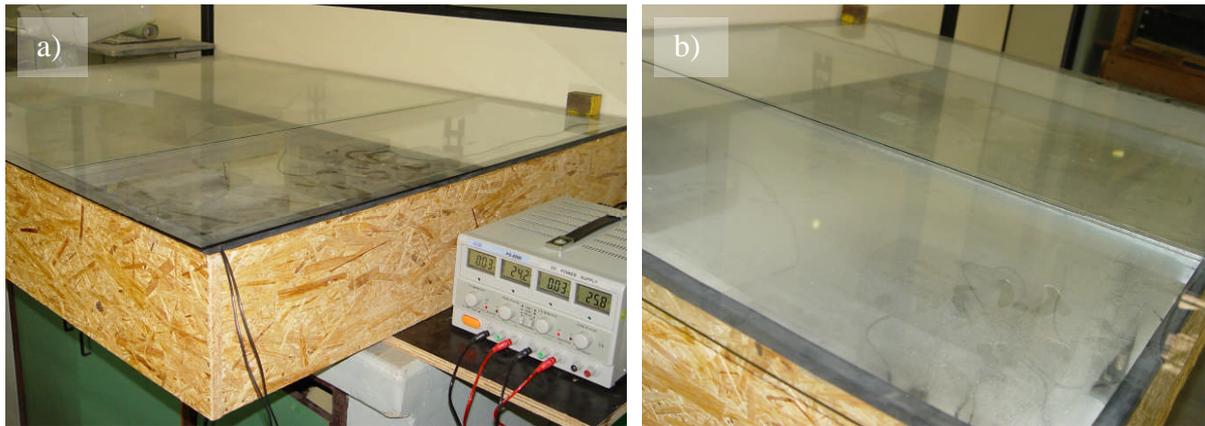


Figura 3.4 – Câmara para aceleração da corrosão.

Outra modificação adotada foi que, para permitir que se realizassem os ensaios de aderência, fez-se utilização de alguns corpos-de-prova nos quais uma porção considerável da barra era deixada para fora do concreto. Para evitar que os trechos desprotegidos fossem corroídos pela atmosfera agressiva existente durante o ensaio, os mesmos foram protegidos com uma camada de adesivo epóxi enriquecido com zinco, que atua como ânodo de sacrifício e isola os trechos expostos da barra, ou seja, o zinco é corroído e a barra se mantém íntegra, como descrito em 3.4.1.

### 3.1.1 Tempo de aceleração: calibração dos graus de corrosão

O tempo necessário para acelerar a corrosão nos corpos-de-prova, com vistas à realização de ensaios específicos posteriores, foram estabelecidos de tal maneira que se obtivessem graus de corrosão de 0, 2, 5, 10 e 20%, determinados pela perda de massa estimada das barras de armaduras.

A teoria utilizada para prever a perda de massa, e conseqüentemente o grau de corrosão, foi a Lei de Faraday, já empregada por muitos autores – Fang *et al.* (2004), Stanish *et al.* (1999), Mangat e Elgarf (1999), Helene (1993) e El Maaddawy e Soudki (2003).

O grau de corrosão previsto pela referida Lei corresponde à área sob a curva de corrente ( $i$ ) do gráfico  $i \times t$ , como mostrado na Figura 3.5.



Figura 3.5 – Ilustração do uso da Lei de Faraday para determinação do grau de corrosão.

Para os casos em que a aceleração da corrosão é feita pela aplicação de corrente constante, essa área pode ser aproximada por um retângulo, sendo o grau de corrosão obtido pela multiplicação simples do tempo pela corrente de corrosão, como descrito na equação 3.1:

$$GC = I \times t \quad (3.1)$$

Onde

$GC$  = grau de corrosão (em Coulomb)

$I$  = corrente aplicada (em Ampere)

$t$  = tempo de aceleração da corrosão (em segundo)

A Lei de Faraday pode ser reescrita de outra maneira, para que a resposta final seja dada em termos da perda de massa:

$$\Delta m = \frac{M \times I \times t}{z \times F} \quad (3.2)$$

Onde

$\Delta m$  = massa de aço consumida (em grama)

$M$  = peso atômico do metal (= 56 para Fe)

$I$  = corrente aplicada (em Ampere)

$t$  = tempo de aceleração da corrosão (em segundo)

$z$  = carga iônica (= 2)

$F$  = constante de Faraday (= 96500 Ampere/segundo)

Esta formulação foi empregada inicialmente para prever o tempo de ensaio necessário para que sejam atingidos os graus de corrosão requeridos. Cabe lembrar, todavia, que um dos objetivos secundários da presente pesquisa era justamente avaliar se a teoria de perda de massa, expressa pela Lei de Faraday, produz estimativas próximas aos valores de perda de massa obtidos experimentalmente.

Portanto, para verificar a validade desta hipótese os tempos de ensaio previstos teoricamente foram calibrados com auxílio de um teste preliminar, no qual se empregaram corpos-de-prova “padrão”, ou seja, com dimensão 100x100x200mm, contendo uma barra de armadura de 12,5mm de diâmetro e 145,0mm de comprimento inserida no centro do corpo-de-prova.

Para avaliar se as estimativas eram adequadas ou se era necessário introduzir ajustes no modelo da equação 3.2, estes corpos-de-prova foram submetidos ao ensaio (utilizando a metodologia descrita em 3.1), durante o tempo previsto pela Lei de Faraday, sendo posteriormente efetuada a verificação da perda de massa efetiva das barras.

Os resultados dos ensaios preliminares, descritos em maior detalhe no item 5.2, indicaram que eram necessários tempos de ensaio maiores que os previstos com a aplicação simples da Lei de Faraday para que se fossem atingidos os graus de corrosão desejados. Isto pode ser decorrente da desconsideração do tempo necessário para migração dos íons e despassivação da armadura, sendo necessários mais ensaios para confirmar esta hipótese.

Para os fins da presente pesquisa, todavia, decidiu-se adotar tempos de ensaio corrigidos, estimados a partir de uma reta de ajuste aplicada aos resultados dos ensaios de calibração, para atingir os graus de corrosão desejados. Os resultados obtidos na série principal de ensaios, descrita no capítulo 5, indicaram que esta decisão foi acertada.

### 3.1.2 Preparação e moldagem

A etapa que antecede a moldagem dos corpos-de-prova é destinada à limpeza das barras de armadura que serão corroídas. Inicialmente, as barras foram lixadas com o auxílio de uma escova elétrica de aço, para eliminar eventuais produtos oxidados ou resíduos que estivessem na superfície do metal. Após a limpeza, as armaduras foram pesadas, sendo registrada a massa inicial.

Um fio de cobre foi então posicionado e fixado sobre todo o comprimento da barra, com auxílio de um espaçador de plástico, que evitava que o fio de cobre estabelecesse contato elétrico com a barra. O conjunto foi então colocado no centro das fôrmas, com auxílio de espaçadores plásticos.

O concreto empregado na moldagem dos corpos-de-prova foi preparado em laboratório, com auxílio de uma betoneira de eixo vertical que garante a homogeneidade da mistura. Após a medição da consistência do concreto através do ensaio de abatimento de tronco de cone (comumente referido como *slump test*) foi efetuada a moldagem dos corpos-de-prova, com cuidado para que o conjunto composto pelo fio de cobre e barra não saísse da posição no centro da fôrma.

A Figura 3.6 mostra uma vista das fôrmas prontas para a moldagem, com a barra e o fio posicionados no centro da forma, e uma vista de alguns corpos-de-prova moldados, com o fio saindo pela parte superior dos mesmos, evitando que o mesmo entre em contato com a solução agressiva, que poderia percolar pelo seu perímetro. O fio de cobre está posicionado sobre a barra, e isolado da mesma através de espaçadores formados pelo próprio capeamento do fio.



Figura 3.6 – Fôrmas antes e após concretagem dos corpos-de-prova de calibração.

Os corpos-de-prova foram desmoldados após 1 dia, e curados em câmara úmida, com temperatura de  $23 \pm 2$  °C e UR > 90%. Decorridos 21 dias da moldagem, os corpos-de-prova foram submetidos aos ensaios de corrosão acelerada, já detalhada no item 3.1. A Figura 3.7 mostra os corpos-de-prova no interior da câmara estanque durante o ensaio.

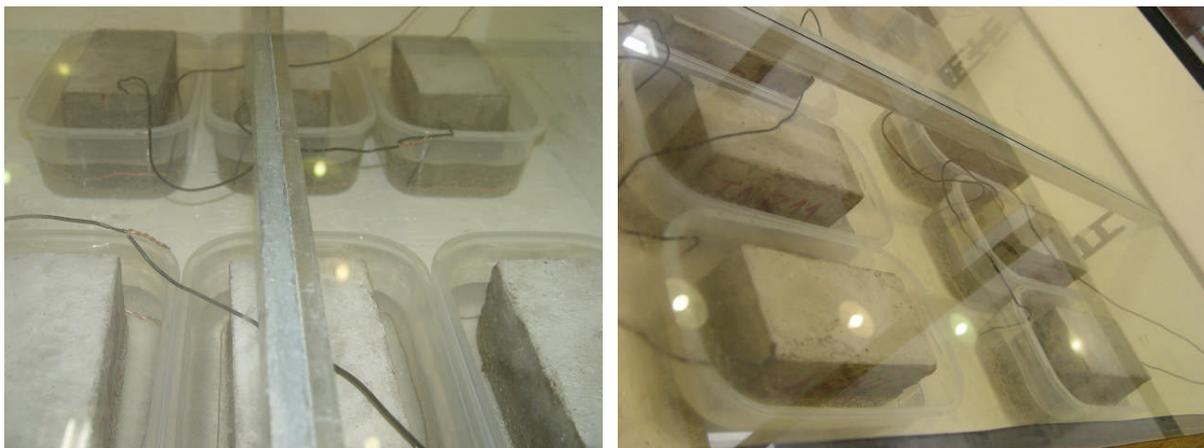


Figura 3.7 – Corpos-de-prova para calibração durante ensaio.

### 3.1.3 Limpeza das barras e determinação da perda de massa

Após a finalização do ensaio de corrosão, os corpos-de-prova foram desligados da fonte de corrente e retirados da solução salina, posteriormente levados à prensa, para retirada da barra corroída através da aplicação de duas cargas concentrada no centro do mesmo, causando uma espécie de compressão diametral que forçava o aparecimento de uma fissura no plano que continha a barra.

O excesso de concreto ao redor da barra foi retirado manualmente, sendo efetuada uma limpeza final da barra através da imersão numa solução contendo 3,5g de hexametileno tetramina diluídos em 500ml de ácido clorídrico e 500 ml água reagente, de acordo com os procedimentos preconizados pela ASTM G1-03 (2003), sendo mantidos na mesma por um período de tempo de 40min.

As barras são retiradas da solução e limpas em água corrente, para que seja eliminado algum resíduo que possa ter permanecido na superfície do metal. Na etapa posterior os fragmentos de barra são colocados em uma estufa, com temperatura média de 25°C, para a secagem das amostras por um período de 30min, ou até que as barras estejam completamente secas. As várias etapas envolvidas nos procedimentos de recuperação e limpeza da barra podem ser vistas na Figura 3.8.

Após a limpeza é feita a pesagem das barras e calculado o valor de perda de massa devido ao processo corrosivo. O grau de corrosão é dado pela porcentagem de massa que foi consumida, em relação à massa inicial da barra de armadura, como mostrado na equação 3.3:

$$GC(\%) = \frac{m_{cons}}{m_{inic}} \times 100 \quad (3.3)$$

Onde

$GC$  = grau de corrosão (em %)

$m_{cons}$  = massa consumida no processo de corrosão (em gramas)

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

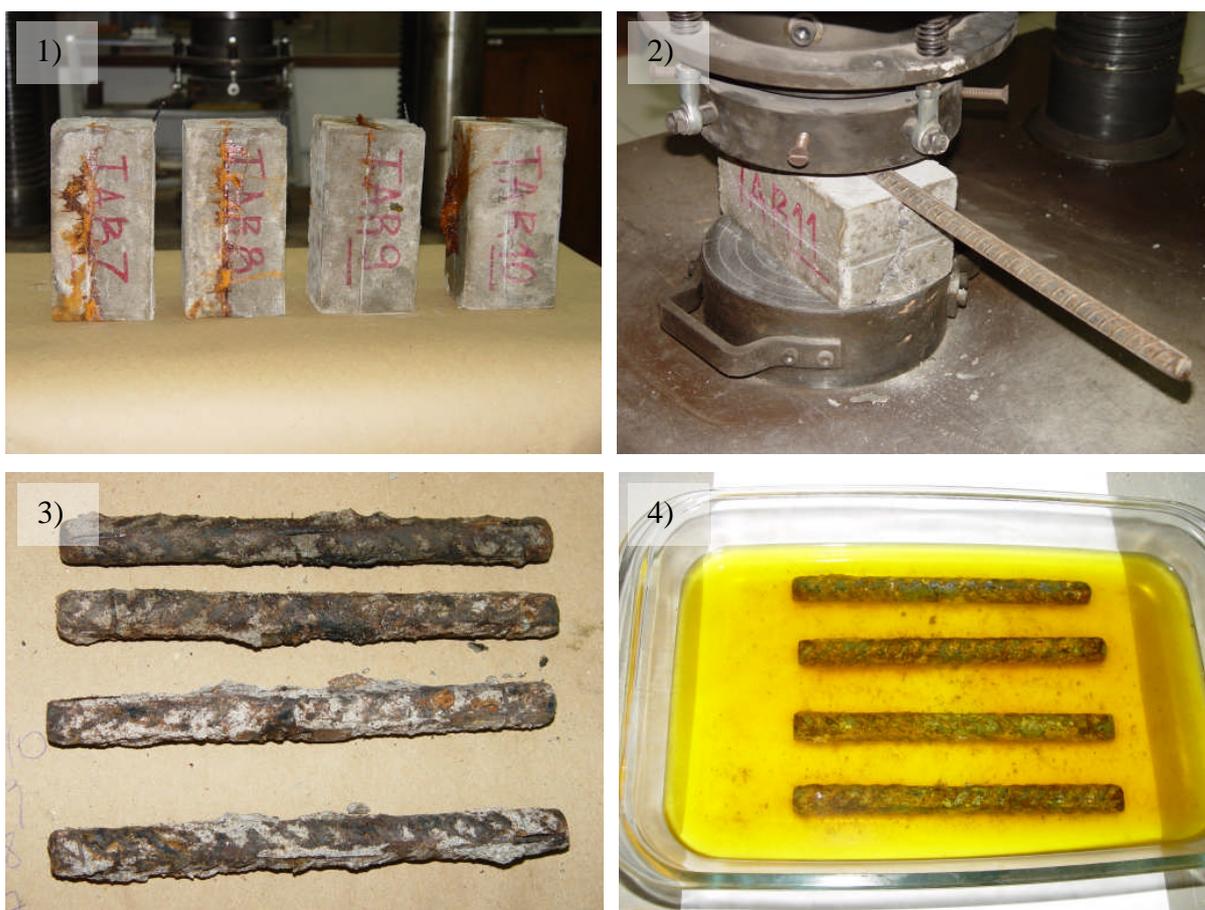


Figura 3.8 – Procedimento para limpeza das barras.

### 3.2 VARIÁVEIS DA PESQUISA

A principal variável de pesquisa foi o **grau de corrosão**, cujos valores foram escolhidos baseados no tempo necessário para acelerar a corrosão até que fossem atingidos os valores requeridos, como descritos em 3.1. Levando em consideração que uma diminuição superior a 20% do diâmetro das barras de armadura condena ou sugere manutenção imediata de uma estrutura, calculou-se que seria necessário um grau de corrosão de 36% para que tal

diminuição do diâmetro ocorra. Entretanto, esta consideração só é válida quando se considera que a diminuição de seção transversal é constante em todo o comprimento da barra. Baseado no estudo de Torres (2006), percebeu-se que um grau de corrosão de 20% proporciona diminuições no diâmetro das barras de armadura, em pontos localizados, superior aos 20%. Além disso, graus de corrosão muito elevados requerem que o ensaio se estenda por uma quantidade de tempo maior, ou demandam o uso de correntes muito elevadas, o que pode tornar o processo corrosivo pouco representativo da condição real. Diante disto, os graus de corrosão foram escolhidos tomando como limite superior o valor de 20% de perda de massa. Adotou-se como limite inferior uma armadura não corroída (grau de corrosão 0% – valor de referência), sendo tomados como pontos intermediários os patamares de 2, 5 e 10%.

Uma outra variável de pesquisa selecionada foi a **resistência do concreto**, para a qual foram definidos os valores de 25 e 50MPa, referentes à resistência média de compressão –  $f_c$ . Justifica-se a escolha desta variável devido ao fato de que o processo corrosivo é função do tipo e qualidade do concreto, como relatado no item 3.3.1. Os patamares de 25 e 50 MPa foram escolhidos porque representam, respectivamente, um nível de resistência de concreto que está sendo empregado em projetos correntes nas obras de Porto Alegre.

Por fim, tomou-se como terceira variável de estudo o **diâmetro da barra de armadura**, pois considerou-se que a relação superfície/área da barra pode influenciar na taxa de diminuição da aderência e da resistência à tração. Para alguns ensaios, incluindo os de calibração dos graus de corrosão, os de diminuição da área de seção transversal e os de determinação das tensões de tração, somente o diâmetro de 12,5mm foi utilizado.

A Tabela 3.1 sumariza as variáveis da pesquisa.

Tabela 3.1 – Resumo das variáveis utilizadas na pesquisa.

Variáveis da pesquisa		Valores
Resistência do concreto		25MPa
		50MPa
Diâmetro barra de armadura	Calibração dos graus de corrosão; Diminuição de área de seção transversal; Determinação das tensões de tração	12,5mm
	Diminuição da resistência à aderência; Resistência à tração	8,0mm
		12,5mm
Grau de corrosão		0%
		2%
		5%
		10%
		20%

### 3.3 DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS

Neste item são apresentados os materiais empregados para confecção dos corpos-de-prova utilizados na parte experimental da pesquisa. São fornecidas informações sobre o traço do concreto e as propriedades de seus componentes (cimento, areia e brita), assim como das barras de armadura inseridas no mesmo.

#### 3.3.1 Concreto

A definição do traço do concreto foi feita de forma a obter os valores da resistência à compressão desejados. Inicialmente, visava-se analisar dois diferentes tipos de concreto, com resistências à compressão de 25 e 50MPa. Por motivos que serão explicados no capítulo 5, o concreto de 50MPa acabou sendo excluído da lista de variáveis da pesquisa.

A escolha das duas resistências de concreto foi definida baseada no fato de que, no Rio Grande do Sul, mais especificamente em Porto Alegre, a maioria do concreto das estruturas construídas apresenta resistência variando neste intervalo (25 e 50MPa). Resistências entre 20 e 30MPa são bastante utilizadas em edifícios em geral.

Já concretos com resistências maiores que este valor são empregados para obras de maior porte ou responsabilidade. É importante salientar que as obras mais antigas, incluindo as obras-de-arte, são as que apresentam maior possibilidade de serem atacadas pela corrosão de armaduras, pois foram construídas em sua maioria com concreto de resistência à compressão inferior a 30MPa.

Os traços que atendem o requisito da resistência à compressão, para os materiais selecionados, estão relacionados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Traços dos concretos utilizados para a moldagem dos corpos-de-prova.

<b>Concreto</b>	<b>Cimento</b>	<b>Areia</b>	<b>Brita</b>	<b>Relação a/c</b>
25MPa	1	2,9	3,6	0,66
50MPa	1	1,6	2,4	0,39

A resistência dos corpos-de-prova foi checada através de ensaios de compressão realizados aos 7 e 21 dias (28 dias para as vigas), cujos resultados estão mostrados na Figura 3.9. A

mesma indica que foram atingidos os valores de resistência  $f_c$  requeridos. As concretagens AX correspondem àquelas realizadas para os ensaios de arrancamento, a concretagem TA é referente à moldagem dos corpos-de-prova de calibração e as concretagens VX correspondem às concretagens realizadas para a confecção das vigas. Os corpos-de-prova foram moldados e rompidos de acordo com os procedimentos da NBR 5738 (2003) e NBR 5739 (1994), respectivamente.

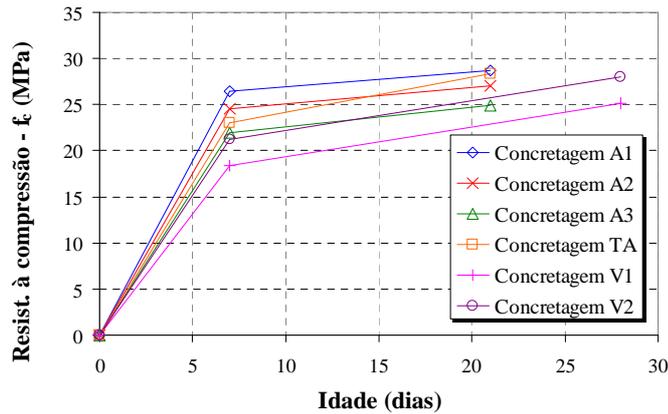


Figura 3.9 – Gráfico com o controle da resistência à compressão.

Para os ensaios das vigas de concreto armado foi necessária a determinação do módulo de elasticidade do concreto, pois este é um parâmetro importante para os cálculos de dimensionamento estrutural e para a análise numérica. O gráfico da Figura 3.10 mostra as curvas de tensão em função da deformação obtidas para os três corpos-de-prova submetidos a ensaios de compressão simples e instrumentados com dois LVDTs.

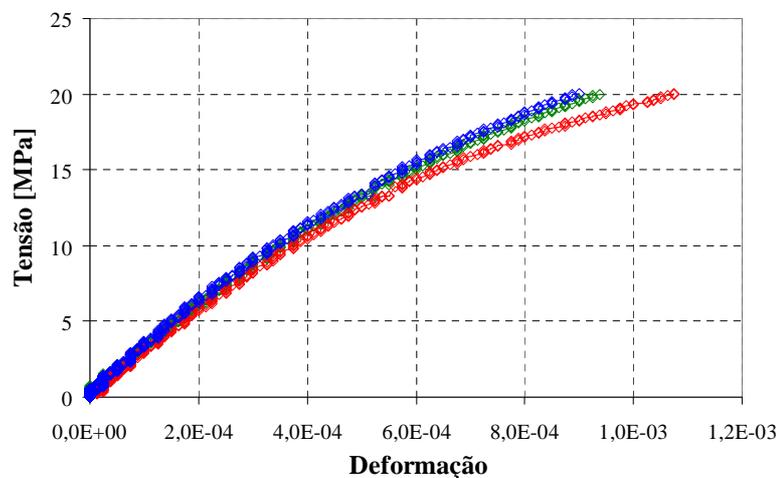


Figura 3.10 – Gráfico da tensão em função da deformação para cálculo do módulo.

As mesmas foram empregadas para determinação dos valores de módulo. O cálculo é baseado na determinação do coeficiente angular da reta que passa pelos pontos correspondentes a 0,5MPa e 40% da tensão última aplicada. O valor médio do módulo, considerando os três corpos-de-prova, foi igual a 25,93 GPa.

### 3.3.1.1 Cimento

Utilizou-se para fabricação do concreto empregado na moldagem dos corpos-de-prova um cimento Portland de alta resistência inicial, classificado como CPV-ARI-RS. Este tipo de cimento diferencia-se do cimento comum em função da dosagem diferenciada da mistura crua, que resulta num maior teor de silicato tricálcico ( $C_3S$ ) e por ser mais fino, o que é conseguido aumentando o tempo de moagem. Sua composição é formada por 95 a 100% de clínquer e gesso e 0 a 5% de calcário e cinza volante.

Os ensaios físicos e mecânicos para este tipo de cimento, de acordo com informações do fabricante com relação ao lote do cimento, estão mostrados na Tabela 3.3, enquanto que os ensaios químicos estão mostrados na Tabela 3.4.

Tabela 3.3 – Ensaio físicos e mecânicos do cimento CPV-ARI-RS [Votorantim Cimentos, 2007].

Finura		Tempo de pega		Expansibilidade	Resistência à compressão (MPa)			
Resíduo na peneira 75mm (%)	Área específica ( $cm^2/g$ )	Início (h)	Término (h)	A quente (mm)	1 dia	3 dias	7 dias	28 dias
0,06	5005	03:28	04:36	0,06	23,86	33,97	38,64	47,87

Tabela 3.4 – Ensaio químicos do cimento CPV-ARI-RS [Votorantim Cimentos, 2007].

Resíduo Insolúvel (%)	Perda ao fogo (%)	SiO <sub>2</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	CaO (%)	MgO (%)	K <sub>2</sub> O (%)	Na <sub>2</sub> O (%)	SO <sub>3</sub> (%)	CO <sub>2</sub> (%)
12,05	3,45	23,04	7,06	3,24	52,65	5,81	1,04	0,07	3,31	2,29

### 3.3.1.2 Agregado miúdo

Foi utilizada areia média proveniente do Rio Jacuí como agregado miúdo. As características granulométricas (de acordo com a NBR 7217, 1997) do mesmo estão descritas na Tabela 3.5 e representadas na Figura 3.11.

Tabela 3.5 – Características físicas e granulométricas do agregado miúdo.

Peneira (mm)	% Retida	% Retida Acumulada
4,8	0	0
2,4	10	10
1,2	13	23
0,6	26	49
0,3	45	94
0,15	6	100
< 0,15	0	100
Diâmetro máximo (mm)	4,75	
Módulo de finura	2,8	
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,62	
Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	1,57	

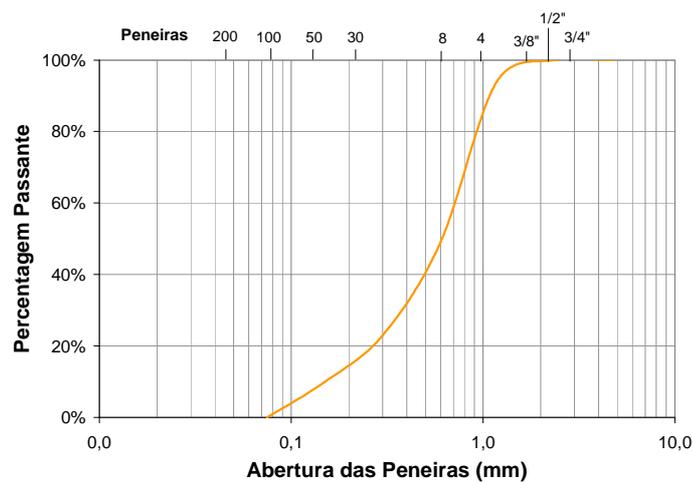


Figura 3.11 – Curva granulométrica do agregado miúdo.

### 3.3.1.3 Agregado graúdo

Foi utilizada, como agregado graúdo, uma rocha basáltica britada. As características físicas e granulométricas do mesmo (determinadas de acordo com a NBR 7217, 1997) são mostradas na Tabela 3.6. A curva granulométrica é representada na Figura 3.12.

Tabela 3.6 – Características físicas e granulométricas do agregado graúdo.

Peneira (mm)	% Retida	% Retida Acumulada
25	0	0
19	1	1
12,5	49	50
9,5	40	90
6,3	10	100
4,8	0	100
< 4,8	0	100
Diâmetro máximo (mm)	19	
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,73	
Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	1,48	
Absorção (%)	2,13	

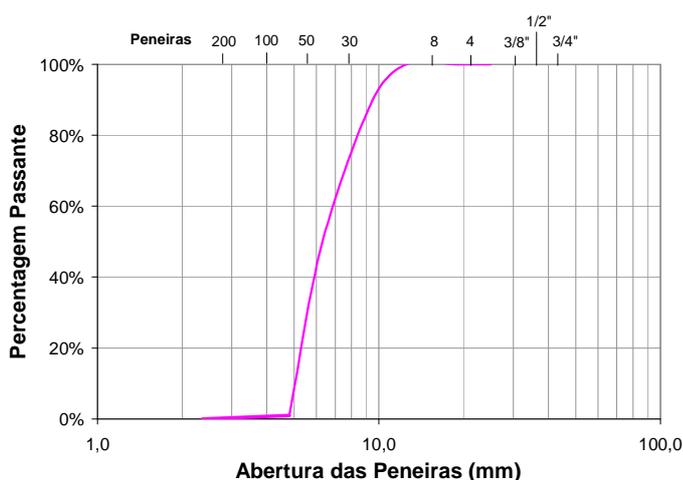


Figura 3.12 – Curva granulométrica do agregado graúdo.

### 3.3.2 Armadura

As barras de armadura utilizadas nos ensaios eram compostas de aço CA-50, que corresponde a uma resistência nominal à tração de 500MPa. O limite da resistência à tração, de acordo com o fabricante, é de  $1,10 \times f_y$ , corresponde a uma tensão de 550MPa. Todavia, durante a realização dos ensaios verificou-se que as barras não corroídas atingiram resistências últimas de cerca de 800 MPa. O alongamento mínimo esperado para este tipo de aço, para uma amostra de comprimento equivalente a dez diâmetros, é de 8%. Todas as barras utilizadas

foram doadas por um mesmo fabricante. O comprimento e o diâmetro das barras variaram de acordo com o tipo de ensaio, como mostra a Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Comprimento e diâmetro das barras de armadura utilizadas nos experimentos.

Tipo de ensaio		Comprimento (mm)	Diâmetro (mm)
Calibração e Diminuição da área de seção transversal		145	12,5
Diminuição de aderência		1030	8,0
		1080	12,5
Vigas – Análise numérica	Armadura longitudinal	1470	8,0
	Armadura de armação	1270	4,2
	Estribos	38	4,2

### 3.4 ENSAIOS - METODOLOGIA

Neste item são apresentados os diversos ensaios empregados na pesquisa para monitorar como a corrosão de armaduras afeta as propriedades estruturais. A combinação de técnicas selecionadas para integrar o programa experimental tinha por objetivo avaliar a diminuição da aderência entre o concreto e o aço, a diminuição da massa e da área da seção transversal das barras de armadura, as alterações na capacidade de resistência à tração do aço e a verificação das tensões radiais de tração que surgem pelo acúmulo dos produtos de corrosão junto às barras.

Como descrito no capítulo 1, além dos ensaios específicos, foi realizado um experimento com vigas de concreto de armado nas quais foram desencadeados processos de aceleração da corrosão. Os dados obtidos serviram para ajuste e comparação com os resultados da análise numérica descrita no Capítulo 4.

#### 3.4.1 Ensaio de diminuição de aderência

Este ensaio buscou determinar a resistência de aderência entre o aço e o concreto para os diferentes graus de corrosão induzidos nos corpos-de-prova, com o intuito de avaliar a influência da corrosão de armaduras nesta propriedade do concreto armado, bem como embasar a simulação de suas conseqüências nos cálculos de dimensionamento.

Não existem, atualmente, normas nacionais ou estrangeiras específicas para este tipo de ensaio. Encontram-se, na literatura, referências a diferentes procedimentos para ensaios de aderência entre o aço e o concreto. Almusallam *et al.* (1996), por exemplo, utilizaram um corpo-de-prova com carregamento que simula uma viga engastada-livre. Eles argumentam que esta configuração simula melhor as condições de tensões e de aderência existentes de uma estrutura real. Já Stanish *et al.* (1999) realizaram ensaios de aderência em lajes de concreto armado.

O RILEM (1973) propõe duas metodologias para realização do ensaio:

- a) ensaio de viga (por flexão): este ensaio consiste na execução de dois blocos paralelepípedicos de concreto armado, interconectados na parte inferior por uma barra de armadura onde a aderência deve ser investigada, e na parte superior por uma dobradiça de metal (que tem a finalidade de evitar a concentração de tensões de compressão na face superior do elemento – e conseqüentemente causar a ruptura do concreto). O corpo-de-prova é submetido à flexão simples pela aplicação de duas cargas de igual magnitude dispostas simetricamente em relação à metade do vão da viga. A carga deve ser aplicada até a ruptura completa da aderência em cada uma das metades da viga e o escorregamento deve ser medido. A metodologia fornece as fórmulas para o cálculo da tensão no aço e conseqüentemente da resistência de aderência.
- b) ensaio de arrancamento direto: esta metodologia está baseada na moldagem de corpos-de-prova cúbicos de concreto com uma barra de armadura incorporada em seu eixo. A altura efetiva da barra envolta no concreto corresponde somente à meia altura do corpo-de-prova: na outra metade a barra não adere ao concreto com a finalidade de reduzir a influência de distúrbios que se formam próximo ao prato da prensa (ver Figura 3.13). A barra que será testada à aderência se estende através dos dois lados do corpo-de-prova. A tensão é aplicada na parte mais extensa da barra que atravessa o corpo-de-prova, e o medidor de deslocamento (LVDT) é posicionado na parte mais curta da barra.

Decidiu-se empregar na presente pesquisa a segunda técnica proposta pelo RILEM, conhecida como ensaio de Pull-Out. Este tipo de ensaio, apesar de não representar fielmente a realidade – por não simular as tensões complexas existentes em um elemento estrutural –, é bastante

difundido, devido à praticidade para moldagem das amostras e realização do ensaio. Além disso, apesar de eventuais ressalvas quanto ao regime de tensões e dimensões do corpo-de-prova, a maioria dos trabalhos encontrados na literatura utiliza este método de ensaio para determinação da aderência.

Fang *et al.* (2004), Lee *et al.* (2002) e Maslehuddin *et al.* (1990), por exemplo, realizaram o ensaio de aderência através do arrancamento direto das barras de um corpo-de-prova cúbico de concreto cujas dimensões variaram de autor para autor. Amleh e Mirza (1999) realizaram este mesmo tipo de ensaio pelo arrancamento direto com corpo-de-prova cilíndrico de concreto. Na própria UFRGS, vários pesquisadores, tais como Ribeiro (1989) e Kirchheim *et al.* (2005), já utilizaram este ensaio, com sucesso.

A metodologia da RILEM para o ensaio de arrancamento direto prevê a execução de corpos-de-prova cúbicos de concreto, com aresta igual a 10 vezes o diâmetro da barra a ser inserida no mesmo. Os dois extremos da barra são deixados protudentes, como mostrado na figura 3.13. O extremo maior é utilizado para aplicar as cargas de tração durante o ensaio. O extremo menor é empregado para fixação de um medidor de deslocamento (LVDT), que mede o escorregamento relativo da barra em relação ao concreto. Um tubo de PVC de comprimento igual a cinco vezes o diâmetro da barra é posicionado sobre parte da armadura, na região mais próxima ao ponto em que será aplicada a carga. Esta luva de PVC impede que haja aderência nesta zona, o que evita que, durante o ensaio, ocorram concentrações de tensões no ponto em que a barra se insere no concreto, o que pode causar rupturas por fendilhamento do concreto, o que não é desejado. Para evitar a penetração de concreto ou cloretos no interior do PVC, o entorno da barra foi selado com silicone.

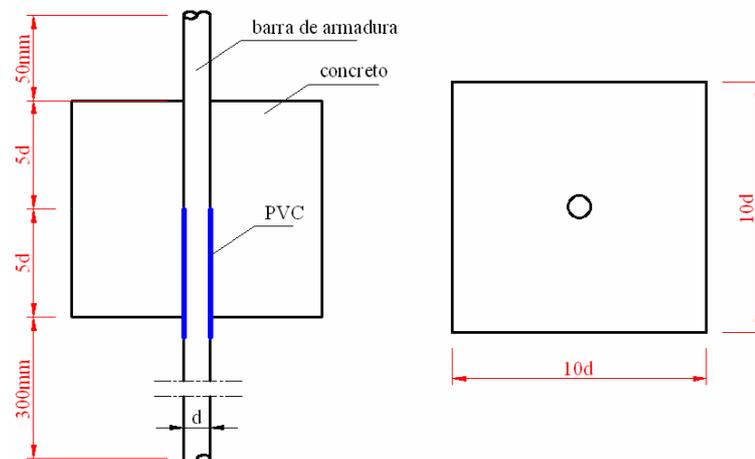


Figura 3.13 – Corpo-de-prova para ensaio de arrancamento direto [RILEM, 1973].

Foi necessário empregar uma barra mais longa que a proposta pelo RILEM (1973), de tal forma que se pudessem efetuar os ensaios na máquina universal de ensaios computadorizada disponível no laboratório. Por isto, a dimensão total da parte mais longa exposta da barra foi alterada de 300mm para 800mm.

Decidiu-se, ainda, que após a indução da corrosão e realização do ensaio arrancamento, seria interessante realizar ensaios de tração direta nas barras corroídas. Para permitir que as barras fossem fixadas nas garras da prensa de forma que a parte inserida no concreto fosse ensaiada foi necessário aumentar de 50mm para 150mm a barra no lado da instrumentação.

A preparação das fôrmas para a concretagem foi iniciada com o posicionamento da barra no centro do corpo-de-prova, juntamente com a colocação e fixação do perfil de PVC. A etapa seguinte consistiu na amarração de um fio de cobre, usado para induzir a migração dos cloretos durante o ensaio de corrosão. O fio foi posicionado na parte superior da barra de aço que se encontra dentro do corpo-de-prova, porém fora da região do PVC.

A Figura 3.14 mostra a preparação das fôrmas para a moldagem dos corpos-de-prova. Pode-se visualizar o tubo de PVC e o fio de cobre na parte superior da barra. Tomou-se cuidado para que o óleo utilizado como desmoldante nas fôrmas não encostasse nas barras, pois este fato poderia prejudicar a aderência com o concreto.

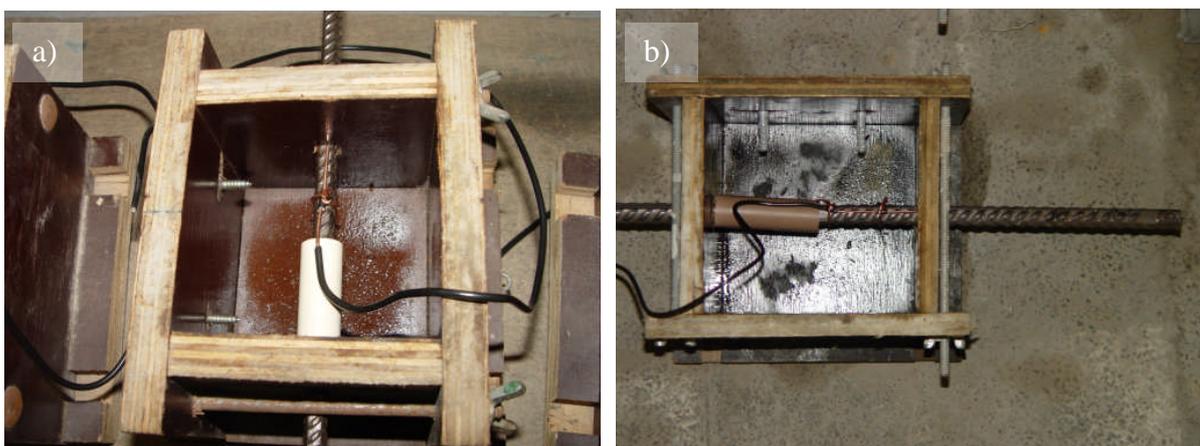


Figura 3.14 – Fôrmas para ensaio de arrancamento prontas para a concretagem.

O concreto foi preparado usando os procedimentos descritos no item 3.1.4. A moldagem dos corpos-de-prova foi efetuada com cuidado para evitar que o fio de cobre mudasse de posição devido ao giro da barra. A Figura 3.15 mostra os corpos-de-prova antes e após a concretagem.

Como mostrado na Figura 3.15, paralelamente à concretagem dos corpos-de-prova para os ensaios, corpos-de-prova cilíndricos foram moldados para que se pudesse realizar um controle da resistência à compressão do concreto.



Figura 3.15 – Corpos-de-prova de arrancamento antes e após a concretagem.

Desejava-se limitar a corrosão somente à parte da armadura inserida no concreto, não coberta pelo tubo de PVC. Portanto, o comprimento da barra de armadura que ultrapassava as dimensões do cubo de concreto foi pintado com um primer à base de epóxi rico em zinco.

Após um período de cura de 21 dias, os corpos-de-prova foram submetidos à aceleração da corrosão, conforme descrito no item 3.1. Decorrido o tempo necessário para atingir o grau de corrosão requerido desejado (2, 5, 10 ou 20%), os corpos-de-prova foram preparados para o ensaio de arrancamento direto.

A primeira medida consistiu na fixação do LVDT, que deve ser feita no próprio cubo de concreto e não no prato da prensa, a fim de evitar a contaminação dos resultados por deslocamentos relativos entre o concreto e a prensa. Para facilitar tal procedimento, no momento da preparação das fôrmas para a concretagem foram colocadas duas buchas em suas laterais para que o suporte fosse aparafusado mais facilmente. O corpo-de-prova foi então posicionado na prensa Shimadzu com capacidade de 2.000kN existente no LEME/UFRGS, como mostrado na Figura 3.16.

O monitoramento do ensaio foi feito com auxílio de um sistema de aquisição de dados conectado a um computador. Foram usados dois canais, um para leitura da carga aplicada e outro para registro das leituras do LVDT, possibilitando assim o posterior traçado da curva carga-escorregamento.

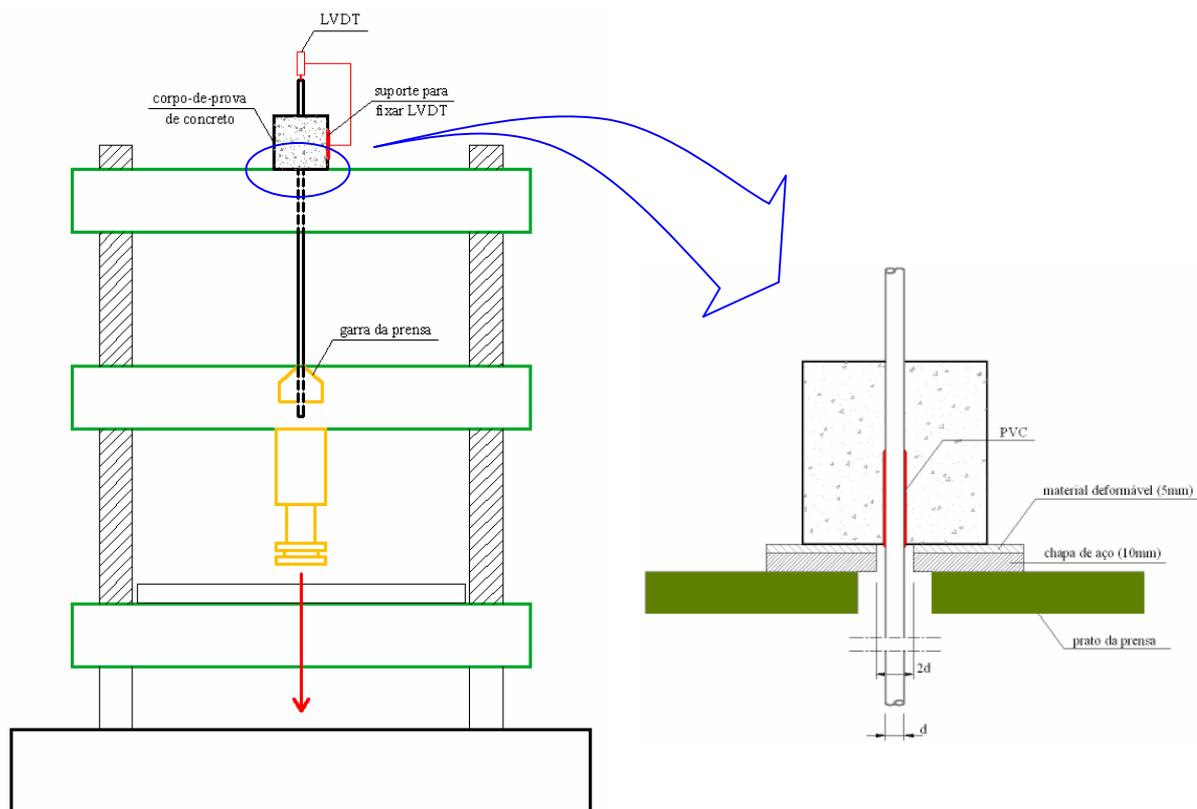


Figura 3.16 – Representação esquemática do *setup* do ensaio de arrancamento.

É importante salientar que, para garantir uma boa distribuição de esforços, entre o corpo-de-prova e o prato da prensa foi colocada uma chapa metálica de 10,0mm de espessura e uma camada de material deformável – que nesta pesquisa foi utilizado couro natural – de 5,0mm de espessura (como mostrado no detalhe da Figura 3.16). A Figura 3.17 item “a” mostra uma visão geral do ensaio de um corpo-de-prova, enquanto no item “b” percebe-se o detalhe do posicionamento do medidor de deslocamento.

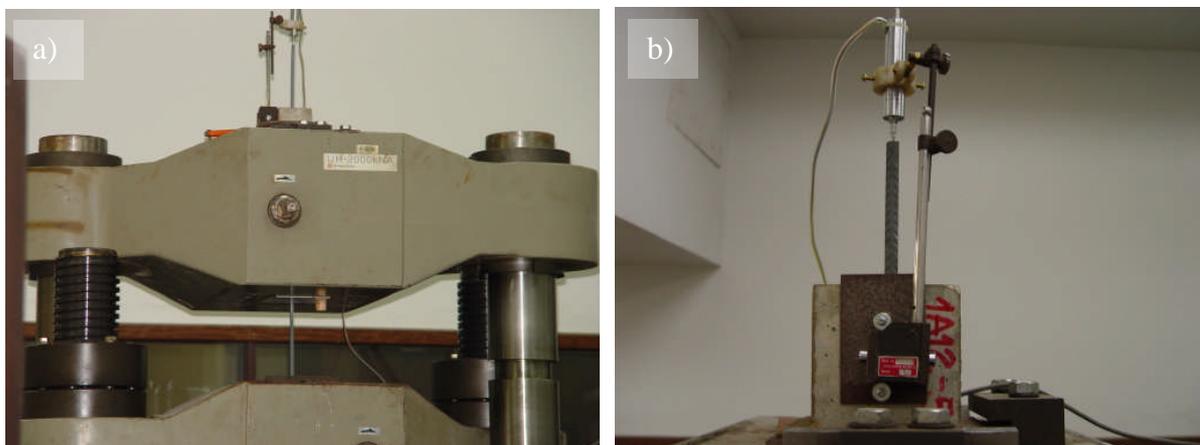


Figura 3.17 – Corpo-de-prova sendo ensaiado ao arrancamento.

A velocidade de aplicação da carga durante o ensaio  $v_p$  (em kN/s), de acordo com a RILEM (1973), deve ser:

$$v_p = \frac{5 \times d^2}{100} \quad (3.4)$$

Onde

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

Com base na equação 3.4, foram determinadas as velocidades de 0,032kN/s e 0,078kN/s, para os ensaios com as barras de 8,0 e 12,5mm, respectivamente. A metodologia de ensaio prevê o uso da seguinte equação para determinar a resistência de aderência  $\tau_p$  (em kN/cm<sup>2</sup>):

$$\tau_p = 0,0637 \times \frac{P}{d^2} \times \frac{3}{\sigma'_{bm}} \quad (3.5)$$

Onde

$P$  = carga máxima de aderência (em kN)

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

$\sigma'_{bm}$  = resistência à compressão do concreto (em kN/cm<sup>2</sup>)

A resistência de aderência também pode ser calculada através da divisão da carga pela área de contato entre o aço e concreto. O CEB (1988) propõe o seguinte equacionamento para o cálculo da resistência média de aderência  $\tau_m$ :

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_{1,0}}{3} \quad (3.6)$$

Onde

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

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

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

O critério adotado neste trabalho para o cálculo da resistência de aderência está baseado na resistência máxima de aderência, de acordo com os procedimentos da NBR 6118 (2003) –

divisão da carga pela área de contato – e na resistência média de aderência, de acordo com o CEB (1988) e com a equação 3.6.

### 3.4.2 Ensaio de diminuição de área da seção transversal

Um dos efeitos colaterais mais importantes do processo corrosivo é a diminuição da seção transversal da barra de armadura. Este efeito foi avaliado por duas maneiras distintas: uma de menor precisão, com o auxílio de um micrômetro, e outra com maior precisão, através de um redimensionamento 3D por laser. Utilizaram-se, para estes ensaios, as barras de armadura recuperadas após os ensaios de calibração do método de aceleração da corrosão (ver item 2.4.2), que apresentavam comprimento de 145,0mm e diâmetro de 12,5mm.

#### 3.4.2.1 Determinação da redução de seção com auxílio do micrômetro

Este procedimento envolveu a medição manual, com auxílio de um micrômetro de precisão de 0,01mm, de quatro medidas da espessura da barra em uma série de seções transversais, espaçadas de 5,0mm (vide Figura 3.18).

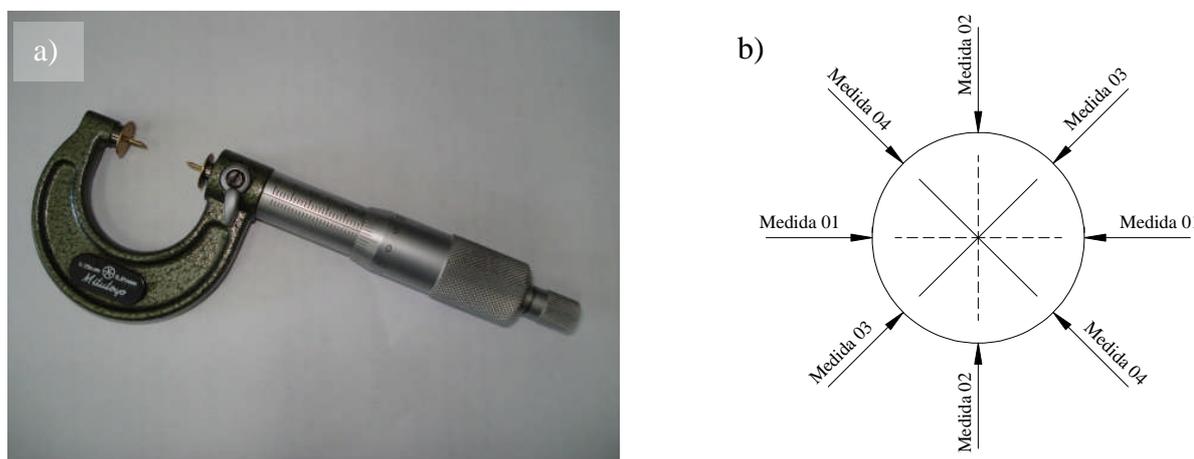


Figura 3.18 – a) Detalhe do micrômetro e b) posicionamento das medidas em cada seção.

Como se pode ver na figura, foram fixados ao micrômetro dois percevejos de metal para que fosse possível efetuar medições nos pontos onde ocorreu corrosão localizada. As leituras efetuadas em uma barra não corroída serviram de referência para a análise dos efeitos nas demais barras.

Para avaliar os resultados foi feita uma média das medidas dos diâmetros de cada seção, seguida pela média dos diâmetros de todas as seções. A partir do valor final médio do diâmetro se calculou a área média das seções das barras. Atenção especial foi dispensada para analisar a intensidade da deterioração nos pontos de corrosão localizada.

#### 3.4.2.2 Determinação da redução de seção com auxílio do redimensionamento a *laser*

A técnica de medição com utilização do micrômetro é uma maneira bastante empírica de se determinar a área nas diversas seções das barras. Por este motivo, as medidas foram complementadas pelo redimensionamento em três dimensões de exemplares de barras corroídas. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Design e Seleção de Materiais (LdSM/UFRGS), que possui um *Scanner Tridimensional* a laser, capaz de gerar nuvens de pontos em ambiente 3D de qualquer superfície. Devido ao elevado tempo necessário para gerar o modelo, foram realizadas análises de apenas uma barra para cada grau de corrosão. O processo permitiu construir um modelo tridimensional muito preciso de cada barra, que pode ser usado para visualizar a barra e determinar, com precisão, a área em qualquer ponto de seção transversal da barra. Para os fins desta pesquisa foram feitas medições em espaçamentos iguais a 5,0mm.

#### 3.4.3 Ensaio de diminuição da resistência à tração da armadura

Foram realizados, ainda, ensaios de tração simples, utilizando-se as barras de armadura recuperadas após os ensaios de perda de aderência entre o aço e o concreto, que apresentavam uma zona corroída com comprimento equivalente a cinco vezes o diâmetro da barra. A barra era posicionada na prensa de tal forma que a parte da barra na qual ficava posicionado o LVDT fosse presa pela garra superior durante o ensaio de aderência. Por uma questão de uniformidade, o comprimento entre as garras da prensa, que corresponde ao comprimento livre da barra, foi mantido constante e igual a 300,0mm. Durante o ensaio foi registrada a resistência à tração e o alongamento máximo das barras.

### 3.4.4 Determinação das tensões de tração no concreto

Não foram encontrados estudos na literatura acerca do tema da medição e determinação das tensões internas e radiais de tração que surgem no interior do concreto armado devido ao aparecimento dos produtos de corrosão, que ocupam volume maior àquele ocupado originalmente pelo aço não corroído.

Para tanto se propôs uma metodologia de ensaio para a determinação destas tensões e da deformabilidade em corpos-de-prova de concreto armado. A etapa inicial foi a escolha da geometria dos corpos-de-prova: optou-se por amostras cilíndricas, cujas dimensões são corriqueiramente utilizadas nos ensaios de determinação da resistência à compressão para o concreto simples, ou seja, de diâmetro igual a 100,0mm e comprimento de 200,0mm, como mostra a Figura 3.19.

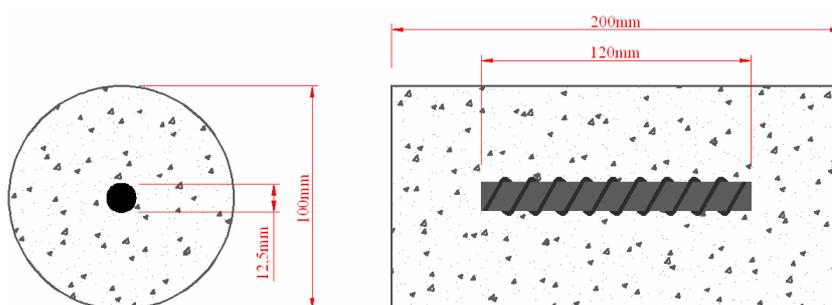


Figura 3.19 – Corpo-de-prova para ensaio de determinação das tensões de tração.

No centro do corpo-de-prova é colocada uma barra de aço de 120,0mm de comprimento e 12,5mm de diâmetro, e sobre o comprimento da barra é colocado um fio de cobre de mesma dimensão para que seja induzida a corrosão na armadura.

Os corpos-de-prova, após o período de 21 dias de cura, são envoltos por uma braçadeira de aço inoxidável posicionada exatamente no centro de seu comprimento. Na braçadeira é colado um extensômetro que permite a leitura das deformações do metal (Figura 3.20).

Após a fixação do anel de aço inoxidável, com aperto suficiente para que ocorra pré-tensão do elemento, os corpos-de-prova são submetidos à aceleração da corrosão pelos mesmos procedimentos já descritos anteriormente. Os extensômetros são conectados a um sistema de aquisição de dados por meio do computador, que permite a medição das deformações do anel em função do tempo de aceleração da corrosão. Por se tratar de um ensaio de longa duração, e

sabendo-se que as deformações ocorrem de maneira muito lenta, foi adotado o intervalo de uma medida para cada dez segundos de ensaio (frequência igual a 0,1Hz).

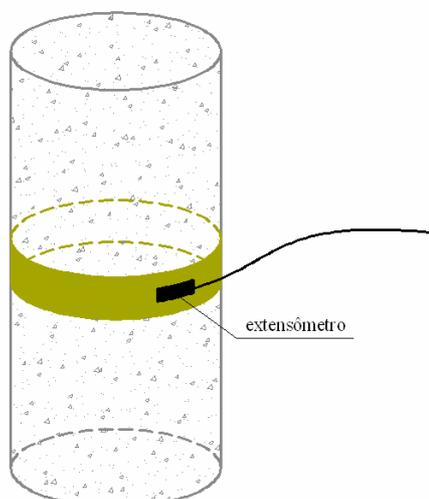


Figura 3.20 – Fixação da braçadeira e do extensômetro no corpo-de-prova.

A etapa inicial consistiu na limpeza das barras com uma escova de aço elétrica, para retirada dos resíduos e produtos de corrosão iniciais. As barras são pesadas e na seqüência um fio de cobre é amarrado sobre todo o comprimento do fragmento de armadura. Este conjunto composto pela barra e pelo fio de cobre é então fixado no centro de uma fôrma cilíndrica de aço com o auxílio de um espaçador de plástico e arame.

O concreto é preparado pelos mesmos procedimentos descritos anteriormente, em uma betoneira de eixo vertical. Os corpos-de-prova são moldados e vibrados cuidadosamente para não movimentar a barra e a posição do fio de cobre. Na Figura 3.21 se visualiza os corpos-de-prova para este tipo de ensaio antes e após a concretagem.



Figura 3.21 – Corpos-de-prova para tensões de tração antes e após a concretagem.

Após os 21 dias de cura, como já mencionado no item precedente, é amarrado no corpo-de-prova um anel de aço inoxidável com um medidor de deformações colado em sua superfície (Figura 3.22 item “a”).

Antes da fixação da braçadeira com a aplicação de uma pré-tensão, a superfície do corpo-de-prova é lixada ligeiramente para retirar pequenas imperfeições decorrentes da concretagem.

Após o posicionamento do anel, as amostras foram colocadas num recipiente, contendo a solução de NaCl, dando início ao processo de aceleração da corrosão (Figura 3.22 item “b”). Tomou-se o cuidado de proteger os extensômetros com aplicação de uma camada de silicone. Além disto, buscou-se posicionar os mesmos fora da solução agressiva.

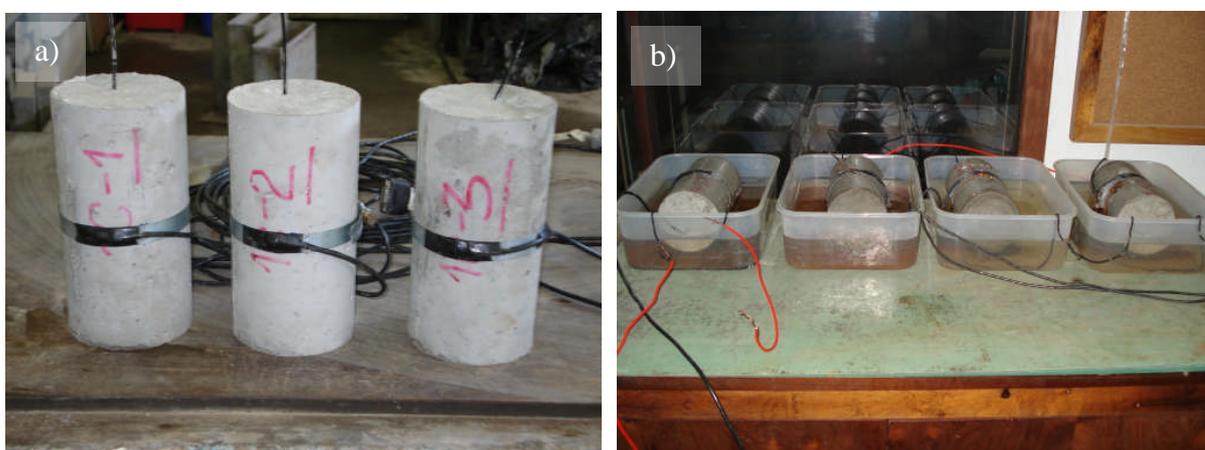


Figura 3.22 – Corpos-de-prova com a braçadeira e durante o ensaio.

O extensômetro é conectado a um sistema de aquisição de dados que, por conseguinte, é ligado ao computador que grava as medidas de deformação. O ensaio não pode ser continuado e é inevitavelmente interrompido quando o extensômetro perde contato com o sistema de aquisição, em geral causado pelo descolamento do sensor com a braçadeira, pela umidade excessiva do local ou até mesmo pela corrosão devido à exposição do mesmo aos agentes agressivos.

### 3.4.5 Ensaio de vigas – dados para análise numérica

A análise numérica desta pesquisa foi feita pela implementação dos efeitos estruturais da corrosão em um programa concebido para analisar vigas de concreto armado. Com a finalidade de se obter a validação da colocação dos efeitos estruturais da corrosão no

programa, foram moldadas vigas de concreto armado para que os valores experimentais possam servir de comparação aos valores gerados pela análise numérica.

Moldaram-se cinco vigas de seção retangular de dimensão 70x140x1300mm (com distância entre apoios de 1200mm) cujo traço de concreto utilizado foi aquele de resistência à compressão de 25MPa, cujas características estão descritas no item 3.3.1. Estas vigas foram curadas por um período de 28 dias e levadas ao processo de aceleração da corrosão até o tempo destinado a se obter os graus de corrosão de 2, 5, 10 e 20%; uma das vigas serviu de referência e não sofreu a indução da corrosão. Somente após o período de aceleração do processo corrosivo é que as vigas foram ensaiadas.

A carga de serviço para a qual a viga foi dimensionada é igual a 21,0kN, sendo a carga última igual a 27,4kN (de acordo com os cálculos de dimensionamento de estruturas de concreto da NBR 6118, 2003).

Estes cálculos foram efetuados considerando-se uma viga bi-apoiada na condição de carregamento em que duas cargas iguais e concentradas são aplicadas nos pontos extremos que delimitam o terço médio do vão, o que gera no comprimento deste trecho médio uma sollicitação de momento fletor máximo e constante, enquanto o esforço cortante é nulo.

O esquema de carregamento é explicado pela Figura 3.23. Na mesma figura encontra-se o detalhamento da armadura utilizada nas vigas, de acordo com os cálculos de dimensionamento.

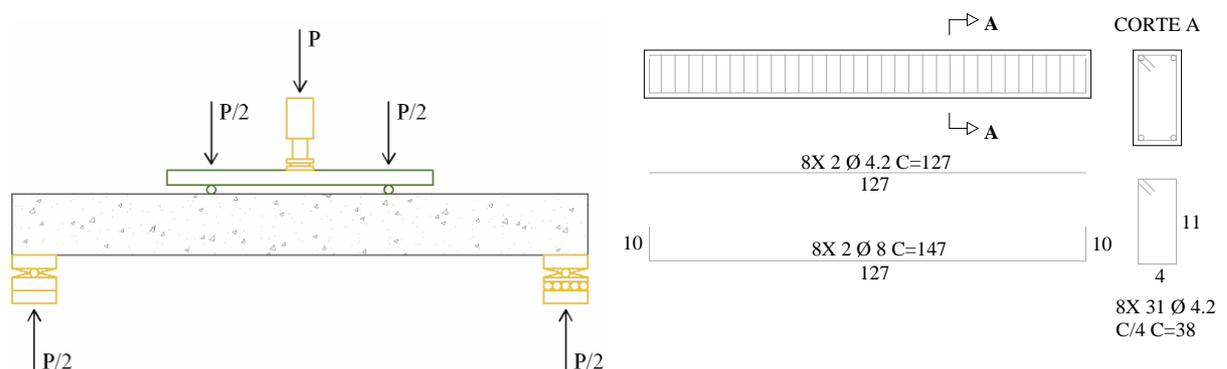


Figura 3.23 – Esquema de carregamento das vigas e detalhamento da armadura.

Antes da concretagem procedeu-se à amarração dos estribos. O aço proveniente do fabricante era cortado e dobrado conforme especificações do detalhamento.

Na Figura 3.24 “a” se visualiza a montagem da armadura que consistiu na amarração dos estribos, enquanto na Figura 3.24 “b” aparece uma imagem do primeiro lote de vigas no instante de sua concretagem.

Devido ao volume de concreto, foi necessário que a concretagem das vigas acontecesse em dois lotes distintos: um com três e outro com duas vigas, devido à capacidade máxima do conjunto de fôrmas existentes no laboratório.

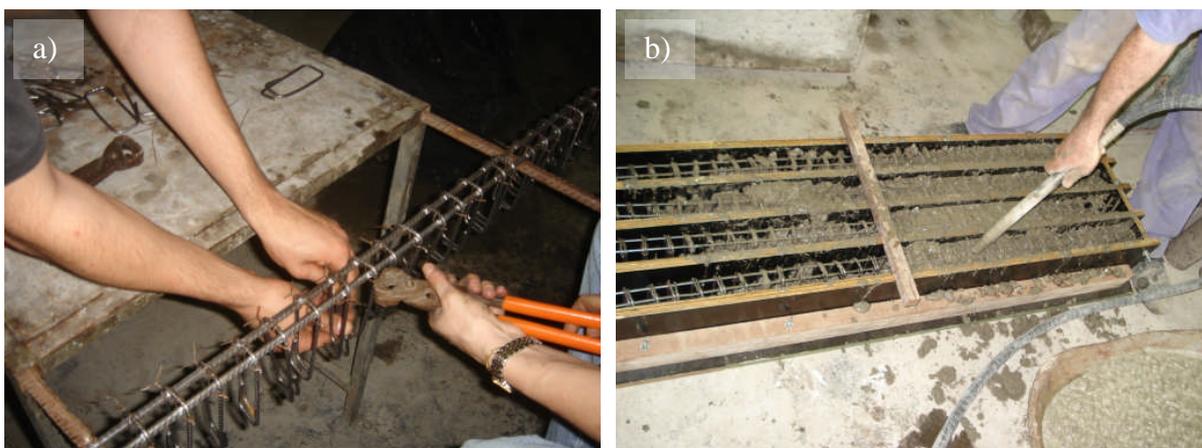


Figura 3.24 – Amarração dos estribos e concretagem das vigas.

O processo de aceleração da corrosão aconteceu de acordo com os mesmos critérios utilizados para os corpos-de-prova dos demais experimentos: adotou-se a mesma densidade de corrente ( $500\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) e a mesma altura de solução de NaCl (até o cobrimento da armadura, que neste caso foi de 15,0mm). O fio de cobre foi posicionado sobre a armadura longitudinal das vigas. As vigas foram colocadas no interior da caixa estanque para receberem a indução da corrosão, como mostra a Figura 3.25.



Figura 3.25 – Vigas em processo de aceleração de corrosão na caixa estanque.

A realização do ensaio, que ocorre após o período de aceleração da corrosão, consiste na aplicação da carga conforme o esquema da Figura 3.23. A carga é aplicada em incrementos de aproximadamente 1,5kN até que ocorra a ruptura total do elemento. O valor da flecha no centro da viga é medido com o auxílio de um relógio comparador digital em todos os incrementos de carga. A comparação com a análise numérica foi realizada através destes valores.

## 4. ANÁLISE NUMÉRICA

Neste capítulo será descrito como foi desenvolvido o estudo numérico, relativo à aplicação de um programa com base no Método dos Elementos Finitos para a modelagem do fenômeno da corrosão em vigas de concreto armado. O referido programa, desenvolvido por D'Ávila (2003) e aperfeiçoado por Brisotto (2006), foi desenvolvido para analisar peças de concreto armado que podem estar submetidas aos esforços de tração e de flexão, como por exemplo, tirantes e vigas de concreto armado.

A análise numérica proposta consiste basicamente na simulação do efeito da degradação por corrosão no programa e posterior comparação com os resultados experimentais obtidos. Para tanto foi necessário implementar rotinas de ajuste das propriedades estruturais afetadas pelo processo corrosivo, como a perda de área de seção transversal das barras de armaduras, perda de resistência de aderência e perda de resistência à tração do aço.

Na seqüência são discutidas as principais características dos modelos empregados pelo programa, bem como se descreve os procedimentos adotados para efetuar as mudanças nos mesmos. Como destacado no Capítulo 1, foram analisados os efeitos estruturais da fase de propagação da corrosão e as suas conseqüências.

### 4.1 DESCRIÇÃO DO MODELO EMPREGADO NO PROGRAMA

O programa empregado foi desenvolvido com base no método dos elementos finitos e trabalha com o modelo de fissura incorporada proposto por Dvorkin *et al.* (1990). O modelo original se baseia na simulação de peças de concreto simples. A consideração da armadura foi inserida na pesquisa de doutorado realizada na UFRGS por d'Ávila, em 2003. Brisotto (2006) adaptou o programa para que elementos de concreto armado submetidos à flexão pudessem ser analisados, pois as versões anteriores somente permitiam a análise de elementos de concreto armado submetidos a esforços normais. As descrições e explicação dos modelos utilizados no programa, apresentadas nos itens seguintes, foram, em sua maioria, baseados no trabalho de Brisotto (2006).

#### 4.1.1 Modelo constitutivo para o concreto

O modelo constitutivo utilizado para simular o comportamento do concreto intacto foi o de Ottosen (1979). De acordo com Campos Filho (2003), este modelo apresenta alguns fatores positivos, como por exemplo: inclui o efeito dos três variantes de tensão, considera a dilatação, prevê realisticamente as tensões de ruptura, fornece curvas tensão-deformação contínuas e é aplicável a todos os estados de tensão. Além disso, é um modelo de fácil utilização e requer, para sua calibragem, unicamente resultados experimentais, obtidos de ensaios uniaxiais tradicionais. É necessário definir três fatores para implementá-lo: uma relação constitutiva, um critério de ruptura e uma superfície de ruptura.

De forma sumária, pode-se descrever o modelo empregado como um modelo elástico não-linear tridimensional, que utiliza valores secantes dos parâmetros do material. O modelo se baseia no conceito do índice de não-linearidade  $\beta$ , que é uma medida da proximidade do estado de tensão com a superfície de ruptura. A determinação do valor de  $\beta$  é feita pela relação entre o valor da tensão atual  $\sigma_3$  pelo valor correspondente da tensão na ruptura  $\sigma_{3f}$ , mantendo-se constantes  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$ . Os valores de  $\beta < 1$ ,  $\beta = 1$  e  $\beta > 1$  correspondem, respectivamente, a estados de tensão localizados dentro, sobre e fora da superfície de ruptura (Figura 4.1).

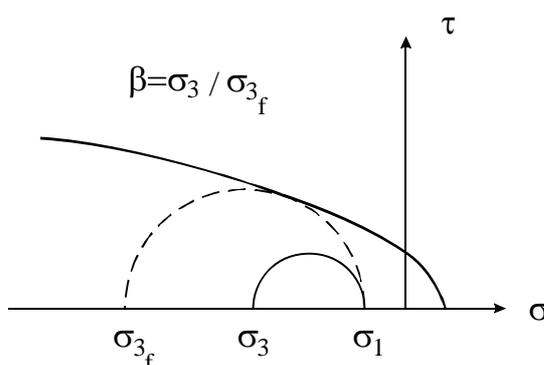


Figura 4.1 – Definição do índice de não-linearidade.

No critério de ruptura de Ottosen (1979), mostrado na Figura 4.2, a superfície de ruptura é suave e convexa, com exceção do vértice, e sua projeção no plano desviador muda de triangular para circular com o aumento da pressão hidrostática. Os meridianos são parabólicos e se abrem no sentido do eixo hidrostático negativo.

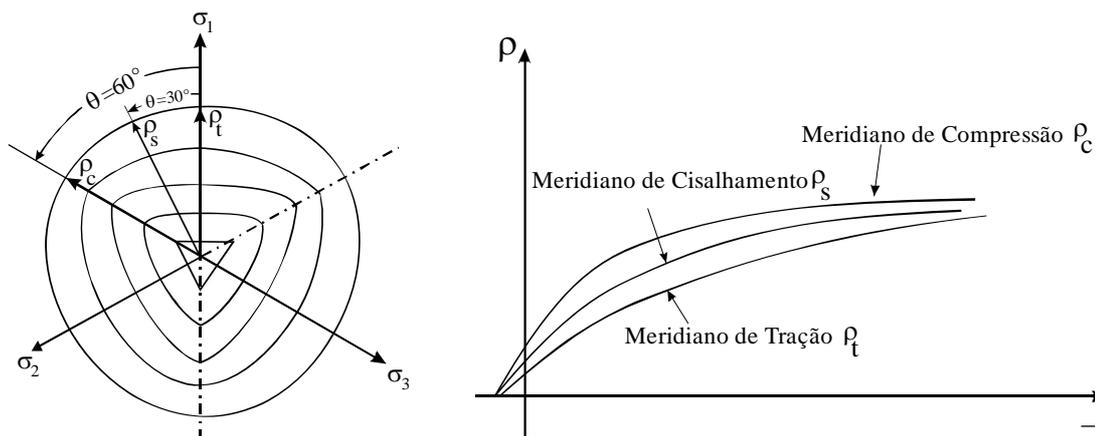


Figura 4.2 – Seções transversais e meridianos da superfície de ruptura de Ottosen (1979).

O modelo de Ottosen (1979) permite avaliar se a ruptura do concreto ocorre por esmagamento (compressão) ou por fraturamento (tração), sendo o seguinte critério adotado:

- a) se  $\sigma_1 \geq \frac{f_t}{2}$  a ruptura é por tração e, deste instante em diante, o ponto em análise passa a se comportar conforme o modelo constitutivo para o concreto fissurado;
- b) se  $\sigma_1 < \frac{f_t}{2}$  a ruptura é por esmagamento e, imediatamente, a tensão no ponto é zerada: o ponto não oferece mais resistência ao carregamento externo.

Onde

$\sigma_1$  = máxima tensão principal de tração

$f_t$  = resistência à tração do concreto

Para representar o comportamento do concreto entre fissuras, emprega-se um modelo elástico linear bidimensional.

#### 4.1.2 Modelo constitutivo para o aço

O modelo constitutivo implementado para simular o comportamento das barras de aço que compõem a armadura foi do tipo elasto-plástico, com endurecimento linear. Emprega-se um modelo unidimensional, pois no modelo de elementos finitos empregado para simular a armadura (modelo de armadura incorporada) as barras de aço resistem apenas a esforços

normais (de tração ou compressão). Na Figura 4.3 se visualiza o modelo constitutivo empregado.

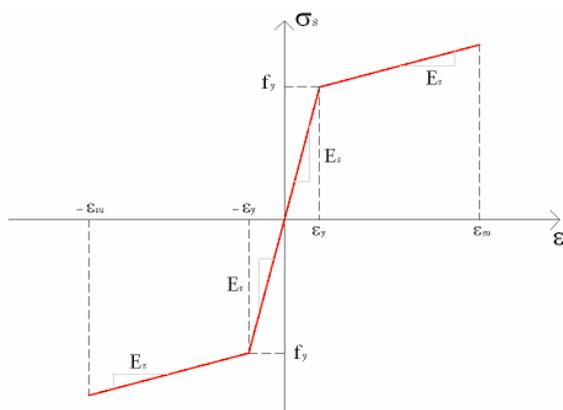


Figura 4.3 – Modelo constitutivo do aço.

#### 4.1.3 Modelos constitutivos para a fissura

Os modelos constitutivos empregados para simular a transferência de tensões através da fissura estão relacionados na seqüência. Foram empregados dois modelos, com amolecimento linear e exponencial, como mostrado na figura 4.4.

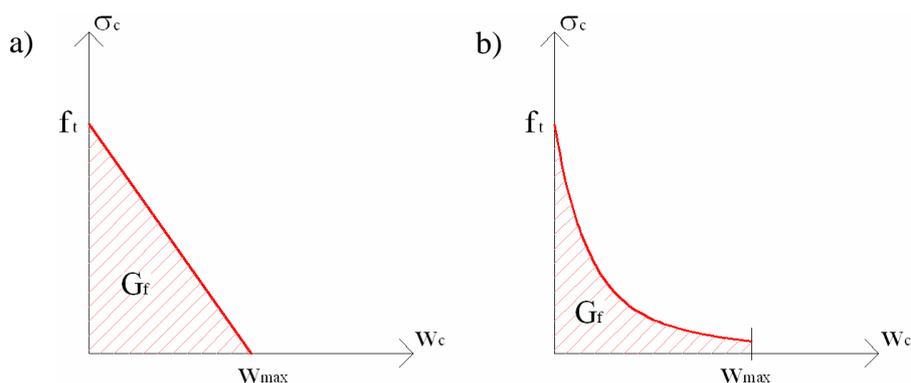


Figura 4.4 – Modelo constitutivo para fissura: a) com amolecimento linear e b) com amolecimento exponencial.

O modelo de amolecimento linear se alinha com os princípios da Mecânica da Fratura, uma vez que a área limitada pela reta do gráfico da Figura 4.4 “a” é igual à energia de fratura do material  $G_f$ . Com isto, a abertura máxima de fissura que permite a transferência de tensões  $w_{max}$  fica dada pela equação:

$$w_{\max} = \frac{2 \times G_f}{f_t} \quad (4.1)$$

E, de acordo com o CEB (1993), a energia de fratura  $G_f$  para concreto com diâmetro máximo de agregado de 16,0mm, é dada por:

$$G_f = 0,0003 \times f_t^{0,7} \quad (4.2)$$

O modelo de amolecimento exponencial também está de acordo com os princípios da Mecânica da Fratura (ver Figura 4.4 item “b”). A curva empregada, porém, é definida, segundo Dvorkin *et al.* (1990), pela equação:

$$\sigma_c = f_t \times \exp(-a \times w_c) \quad (4.3)$$

Onde

$$a = 0,95 \times \frac{f_t}{G_f}$$

O valor da abertura máxima de fissura que permite a transferência de tensões  $w_{\max}$  é determinado impondo-se um limite para o fator  $\exp(-a \times w_c) = 0,05$ .

#### 4.1.4 Modelo de elementos finitos para a armadura

O modelo empregado para representar as barras de aço da armadura é o modelo incorporado desenvolvido por Elwi e Hrudrey (1989)<sup>17</sup>, apud Brisotto (2006). A formulação é desenvolvida visando sua aplicação em análise não-linear de estruturas sob estado plano de tensões com solução em deslocamentos.

Campos Filho (2003) explica que no modelo incorporado a barra de armadura é considerada como uma linha de material mais rígido no interior de um elemento de concreto. Podem existir dentro de cada elemento quantas barras se desejar. Supõe-se, em geral, que exista aderência perfeita entre o aço e o concreto (varia-se então a rigidez do concreto tracionado para incorporar a degradação da aderência). Os deslocamentos ao longo da barra de armadura são expressos em função dos deslocamentos nodais do elemento de concreto. Com isto,

<sup>17</sup> ELWI, A. E.; HRUDREY, M. Finite element model for curved embedded reinforcement. **Journal of Engineering Mechanics**. Vol. 115, no. 4, p. 740-754, 1989.

obtem-se para a armadura uma matriz de rigidez de mesmas dimensões que a matriz de rigidez do concreto. A matriz de rigidez do elemento de concreto armado vai ser a soma das matrizes de rigidez da armadura e do concreto.

Brisotto (2006) explica que as barras de armadura são representadas por elementos unidimensionais isoparamétricos, permitindo-se modelar barras retas e curvas. A geometria das barras retas fica definida por dois pontos, enquanto que, para barras curvas, são necessários três pontos.

#### 4.1.5 Modelo de transferência de tensão por aderência

A descrição do modelo de transferência de tensão por aderência, proposto a partir dos trabalhos de Russo e Romano (1992<sup>18</sup>, apud d'Ávila, 2003), Russo *et al.* (1990<sup>19</sup>, apud d'Ávila, 2003) e Brisotto (2006), está descrito na seqüência.

O mesmo considera que, em peças de concreto armado tracionadas, ocorre um escorregamento relativo entre a armadura e o concreto adjacente sempre que as deformações dos dois materiais têm valores diferenciados. O escorregamento está associado à degradação do vínculo entre os materiais e ao aparecimento de fissuras no entorno da armadura. Basicamente, estas fissuras são devidas à tensão de tração proveniente da transferência de tensões do aço para o concreto pela aderência. O concreto fissura quando, em uma determinada seção, a tensão no mesmo atinge a resistência à tração do concreto  $f_t$ , fazendo com que, conseqüentemente, a deformação máxima de fissuração ( $\epsilon_{ct}$ ) seja atingida.

Assim, o estudo do fenômeno da fissuração deve ser baseado na análise da distribuição das deformações ao longo da peça de concreto armado, pois sempre que a deformação no concreto for igual a  $\epsilon_{ct}$ , uma nova fissura se formará. Devido à formação da fissura, a tensão de tração no concreto imediatamente adjacente à fissura deve cair a zero. Novas distribuições de tensão e deformação no concreto e no aço vão acontecer após a fissuração. Se a carga é incrementada além daquela que causou a primeira geração de fissuras, novas fissuras poderão se formar, até que uma configuração final de fissuras seja estabelecida.

---

<sup>18</sup> RUSSO, G.; ROMANO, F. Cracking response of RC members subjected to uniaxial tension. **Journal of Structural Engineering**. Vol. 118, no. 5, pp. 1172-1190, 1992.

<sup>19</sup> RUSSO, G.; ZINGONE, G.; ROMANO, F. Analytical solution for bond-slip of reinforcing bars in RC joints. **Journal of Structural Engineering**. Vol. 116, no. 2, pp. 336-355, 1990.

Um trecho de uma peça fissurada está representado na Figura 4.5. As equações diferenciais de equilíbrio de forças e compatibilidade de deformações para a peça, de acordo com o boletim número 10 do FIB (2000)<sup>20</sup>, apud Brisotto (2006), são dadas respectivamente por:

$$A_s \frac{d\sigma_s}{dx} = -\tau(s)\Sigma_0 \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_s - \varepsilon_c = -\frac{ds}{dx} = -s' \quad (4.5)$$

Onde

$\sigma_s$  =  $\hat{\sigma}_s[\varepsilon_s(x)]$  – tensão no aço

$\tau$  =  $\hat{\tau}[s(x)]$  – tensão de aderência

$A_s$  = área da seção transversal da barra de aço

$\Sigma_0$  = perímetro da seção transversal da armadura

$\varepsilon_s$  = deformação da barra de aço

$\varepsilon_c$  = deformação do concreto adjacente à interface aço/concreto

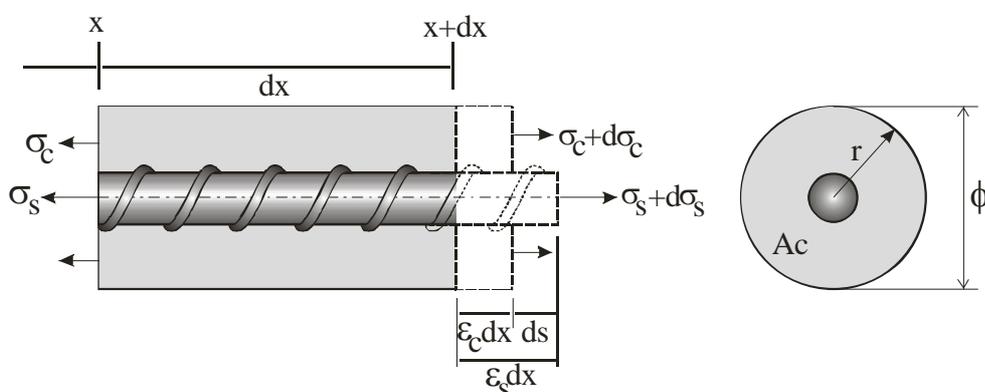


Figura 4.5 – Tensões e deformações na barra de aço e na camada de concreto adjacente.

A transferência de tensão entre o concreto e a armadura pode ser expressa por:

$$A_c \frac{d\sigma_{cm}}{dx} = -A_s \frac{d\sigma_s}{dx} \quad (4.6)$$

<sup>20</sup> FIB. **Bond of reinforcement in concrete.** Bulletin d'Information de la Federation Internationale du Beton. n.10, Lausanne, Switzerland, 2000.

Onde

$A_c$  = área de concreto da seção transversal envolvida na transferência de tensão delimitada por  $r$  (Figura 4.5)

$\sigma_{cm}$  = tensão média no concreto na área  $A_c$

De acordo com Edwards e Picard (1972)<sup>21</sup> *apud* Brisotto (2006), pode-se determinar a relação entre a tensão média  $\sigma_{cm}$  e a máxima tensão no concreto que acontece na camada mais próxima da barra, através da seguinte equação:

$$\Psi = \frac{\int_{A_c} \sigma_c(r) dA_c}{A_c \sigma_{cm}} \quad (4.7)$$

Considerando que  $\psi$  não varie ao longo da barra, isto é, seja independente de  $x$ , a equação 4.6 pode ser reescrita como segue:

$$\Psi A_c \frac{d\sigma_c}{dx} = -A_s \frac{d\sigma_s}{dx} \quad (4.8)$$

O problema referente à equação 4.5 não pode ser resolvido de forma explícita para todas as situações. Para os casos que não existe solução explícita, o problema deve ser resolvido por um processo iterativo, chegando-se a determinadas situações para as quais não existe solução. Assim, é recomendável que se faça uma avaliação qualitativa prévia da possível distribuição de deformações e escorregamento relativo ao longo do elemento antes de tentar resolver o problema.

Em particular, a existência de um ponto ou região onde o escorregamento  $s$  e sua derivada são nulos ( $s = s' = 0$ ) permite o uso de uma expressão explícita na solução do problema, já que nesta região as deformações no aço e no concreto apresentam o mesmo valor. Assim, fazendo esta avaliação prévia, é possível saber qual função ou conjunto de funções deve ser utilizado em cada situação.

As equações 4.9 e 4.10 mostram, de forma implícita, o escorregamento  $s$  como função do comprimento da peça  $x$ :

---

<sup>21</sup> EDWARDS, A. D.; PICARD, A. Theory of cracking in concrete members. **Journal of Structural Engineering**. Vol. 98, p. 2687-2700, 1972.

$$x = B - \frac{1}{\sqrt{2C}} \sum_{k=0}^{\infty} \binom{-1/2}{k} \left(\frac{\gamma}{C}\right)^k \frac{s^{1+k(1+\alpha)}}{1+k(1+\alpha)} \quad \text{para} \quad 0 \leq s < \left|\frac{C}{\gamma}\right|^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (4.9)$$

$$x = B - \frac{1}{\sqrt{2\gamma}} \sum_{k=0}^{\infty} \binom{-1/2}{k} \left(\frac{C}{\gamma}\right)^k \frac{s^{\frac{1-\alpha}{2}-k(1+\alpha)}}{\frac{1-\alpha}{2}-k(1+\alpha)} \quad \text{para} \quad \left|\frac{C}{\gamma}\right|^{\frac{1}{1+\alpha}} < s \quad (4.10)$$

Onde

$B$  e  $C$  = constantes de integração que dependem das condições de contorno

No caso do comportamento de peça longa (quando a peça é longa o suficiente para que a barra de armadura possa transferir para o concreto, por aderência, a força necessária para que ambos os materiais – aço e concreto – tenham a mesma deformação), a constante de integração  $C$  é nula e o escorregamento  $s$ , função de  $x$ , pode ser escrito de forma explícita, como mostra a equação 4.11.

$$s = \left[ -\left(\frac{1-\alpha}{2}\right)\sqrt{2\gamma}(x-B) \right]^{2/(1-\alpha)} \quad (4.11)$$

Finalmente, as deformações no aço e no concreto, em função do escorregamento, são dadas por:

$$\varepsilon_s = \frac{\xi \varepsilon_{s0} + \sqrt{2(\gamma s^{(1+\alpha)} + C)}}{1 + \xi} \quad (4.12)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\xi \varepsilon_{s0} - \xi \sqrt{2(\gamma s^{(1+\alpha)} + C)}}{1 + \xi} \quad (4.13)$$

Onde

$\varepsilon_{s0}$  = deformação no aço na extremidade fissurada

Depois da formação da primeira geração de fissuras, uma segunda geração de fissuras pode ocorrer, para um nível de carga ainda maior. O estado de fissuração estabilizada é atingido quando o comprimento de cada parte não é mais suficiente para permitir que a deformação do concreto atinja o valor de fissuração.

A diferença entre os alongamentos do aço e do concreto na metade da peça é igual ao escorregamento da extremidade carregada,  $s_0$ . A abertura da fissura é dada por  $w = s_{01} + s_{02}$ , sendo  $s_{01}$  e  $s_{02}$  os escorregamentos das extremidades de dois trechos consecutivos.

#### 4.1.6 Modelo de fissura incorporada

O modelo de fissura incorporada para concreto armado, no qual o programa está baseado, é aquele apresentado por d'Ávila (2003), baseado no modelo proposto por Dvorkin *et al.* (1990) para concreto simples.

Os modelos do tipo incorporado se baseiam no conceito de descontinuidades incorporadas dentro de elementos finitos. Os três principais aspectos do modelo utilizado são:

- a) a localização de deformações envolve o elemento completo como domínio mínimo;
- b) considera-se a localização de deformações na forma de uma linha de descontinuidade de deslocamentos, que passa pelo centro do elemento e pode ter qualquer direção;
- c) existem duas equações constitutivas definindo o comportamento pós-localização do concreto simples: uma relação tensão-deslocamento para a linha de descontinuidade e uma relação convencional tensão-deformação para o resto do domínio.

O elemento finito usado é o QMITC (*Quadrilateral with Mixed Interpolation of Tensorial Components*). Trata-se de um elemento quadrilátero bidimensional de cinco nós, baseado no método de interpolação mista das componentes tensoriais. Este elemento adota uma interpolação para os deslocamentos e uma para as deformações e realiza as duas interpolações em conjunto.

O ponto chave deste modelo está na determinação do equilíbrio interno do elemento: as forças transmitidas através da fissura devem estar em equilíbrio com as forças no volume do elemento.

## 4.2 ANÁLISE NUMÉRICA DA PESQUISA

Duas etapas de análise numérica serão realizadas: a primeira referente à alteração das propriedades estruturais em vigas de concreto armado degradadas pela corrosão de armadura, para comparação com os dados experimentais; e a segunda referente à inclusão dos efeitos da corrosão na forma de incrementos de deterioração no programa. Ambas as etapas serão detalhadas na seqüência.

### 4.2.1 Alteração das propriedades estruturais

Esta fase da pesquisa consiste na adequação das propriedades estruturais do programa e do arquivo de entrada de dados, de acordo com os resultados obtidos no programa experimental. As propriedades que foram alteradas para adaptação do modelo são: a perda de área de seção transversal, a diminuição da resistência à tração e da resistência de aderência.

Uma vez que a capacidade do programa se restringe às peças de concreto armado submetidas à flexão e aos esforços normais, escolheu-se para este trabalho analisar vigas de concreto armado expostas a um carregamento de flexão, como enfatizado nos capítulos anteriores.

Foram moldadas vigas de concreto armado de dimensão 70x140x1300mm (com 1200mm de distância entre os eixos dos apoios), que foram submetidas ao processo de aceleração de corrosão e posteriormente levadas à ruptura através de sucessivos incrementos de carga.

Os dados obtidos experimentalmente serviram para subsidiar o ajuste do modelo teórico, permitindo uma análise global do comportamento de vigas de concreto armado afetadas pela corrosão; e, ao mesmo tempo, para comparação com os dados que o programa forneceu.

A diminuição da área de seção transversal e da resistência à tração das barras foi feita através da modificação destas propriedades no arquivo de entrada de dados, enquanto que a alteração da resistência de aderência foi feita diretamente na programação. Para cada um dos cinco graus de corrosão estudados – dados por 0, 2, 5, 10 e 20% de perda de massa –, foi obtido um arquivo de resposta, que contempla o efeito da alteração conjunta das propriedades analisadas. As respostas obtidas nesta etapa estão mostradas no capítulo 5, juntamente com os dados obtidos experimentalmente.

#### 4.2.2 Aplicação de incrementos de deterioração

Como já foi mencionado anteriormente, o programa consiste na aplicação de vários incrementos de carga até que seja atingida a ruptura do elemento. Propõe-se neste trabalho, para simular os efeitos estruturais do processo corrosivo, que se faça uma combinação de incrementos de carga com incrementos de deterioração.

O aumento dos danos devido à corrosão de armaduras acontece, nos casos reais, quando as estruturas se encontram em serviço, com poucas alterações de carregamento – salvo casos específicos de alteração do tipo de utilização.

Desta forma, a avaliação numérica efetuada envolveu, inicialmente, o emprego da metodologia original do programa (incrementos de carga) até que fosse atingida a carga de serviço do elemento – calculada a partir da NBR 6118 (2003) como sendo igual a 21,0kN.

A partir deste instante se iniciou um novo tipo de incremento: o de dano causado pelo processo corrosivo. Estes danos foram implementados através da alteração contínua da área de seção transversal e da alteração, considerando os resultados obtidos experimentalmente, da resistência à tração das barras de armadura e da aderência entre o concreto e o aço. Os efeitos da corrosão através da modificação destas três propriedades estruturais foram analisados individualmente e conjuntamente.

Foram feitas duas considerações sobre a resposta da estrutura no instante em que a corrosão começa a se manifestar, como descrito a seguir:

- a) manutenção da carga de serviço da estrutura quando se iniciam os incrementos de deterioração. Neste caso se deseja determinar a resposta da estrutura, expressa em termos de incrementos nos deslocamentos e na fissuração dos elementos, com a evolução da corrosão – simulando uma situação real;
- b) determinação da carga de serviço admissível para diferentes patamares de deterioração. Neste caso o programa foi utilizado para determinar a perda real da capacidade de suporte de carga com a evolução do processo corrosivo.

As simulações foram feitas tendo-se como base o modelo de viga utilizado para a modelagem do item 4.2.1. Os resultados obtidos nesta etapa serão discutidos no capítulo a seguir.

## 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados de cada experimento de determinação dos efeitos estruturais desencadeados pela corrosão de armaduras. Os dados, além de apresentados, serão discutidos de tal forma a subsidiar as conclusões da pesquisa, que estão relatadas no capítulo final do trabalho.

Serão mostrados também, neste capítulo, as comparações entre os resultados da análise numérica e os obtidos experimentalmente, efetuadas para validar a estratégia de implementação de danos adotada no presente trabalho.

### 5.1 CALIBRAÇÃO DOS GRAUS DE CORROSÃO

Este ensaio foi o primeiro experimento a ser desenvolvido na pesquisa, como descrito no capítulo 3. Os resultados obtidos nesta etapa serviram de base para determinação das condições de ensaio dos demais experimentos, pois definiram os tempos de ensaio necessários para atingir os graus de corrosão desejados – principal variável do estudo.

#### 5.1.1 Concreto de 25MPa

Para esta resistência de concreto foram feitas três concretagens, nas quais foram moldados 22 corpos-de-prova. Os mesmos foram empregados para representar 11 períodos distintos de aceleração da corrosão: cada período foi representado por dois corpos-de-prova irmãos, provenientes da mesma moldagem.

Considerando-se uma densidade de aplicação de corrente igual a  $500\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , a corrente que foi induzida nas barras de 12,5mm de diâmetro e 145,0mm de comprimento foi igual a 28,3mA. Com base neste valor, e tomando como parâmetro o máximo de grau de corrosão que se desejava atingir, estimou-se, pela Lei de Faraday, o tempo necessário para se chegar aos 20% de perda de massa. Pela Lei, seriam necessários aproximadamente 29 dias para que este nível de corrosão se estabelecesse. Cálculos similares foram feitos para os demais patamares de corrosão desejados.

Partindo-se destas informações, previu-se que o período de ensaio para a aceleração não ultrapassaria os 30 dias. Entretanto, os resultados iniciais, obtidos para os graus de corrosão menores, denotaram divergência entre os valores previstos e efetivamente medidos. Foram obtidos graus de corrosão bastante inferiores aos previstos, como se verifica na Tabela 5.1. Atribuiu-se esta diferença ao fato de que, no início, apesar da corrente imposta, a corrosão ainda não ocorria, pois a barra estava passivada. Somente após a chegada da umidade e dos cloretos o fenômeno se instalava de forma plena.

Dado que se desejava atingir graus de corrosão efetivos da ordem de 20%, decidiu-se realizar ensaios mais longos, de 45 e 60 dias. Para tanto foi realizada a moldagem de mais quatro corpos-de-prova, divididos em dois grupos de dois exemplares cada, cujos resultados também estão mostrados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Dados do ensaio de calibração dos graus de corrosão.

CP	Tempo de corrosão (dias)	Massa inicial (g)	Massa final (g)	GC experimental (%)	GC previsto (%)
TAR1	3	134,3	133,9	0,30	2,13
TAR2	3	134,2	134,0	0,15	2,13
TAR3	18	136,6	129,6	5,12	12,77
TAR4	12	134,1	130,3	2,83	8,51
TAR5	18	134,6	128,2	4,75	12,77
TAR6	12	135,1	131,8	2,44	8,51
TAR7	20	134,8	125,7	6,75	14,19
TAR8	20	134,5	124,8	7,21	14,19
TAR9	30	135,3	121,6	10,13	21,28
TAR10	30	134,5	120,6	10,33	21,28
TAR11	5	134,2	133,6	0,45	3,55
TAR12	5	135,4	135,0	0,30	3,55
TA2R1	15	135,3	128,5	5,03	10,64
TA2R2	15	133,8	127,0	5,08	10,64
TA2R3	10	135,1	132,0	2,29	7,09
TA2R4	10	136,7	133,1	2,63	7,09
TA2R5	8	135,2	134,0	0,89	5,68
TA2R6	8	134,3	133,0	0,97	5,68
TA3R1	45	137,6	113,7	16,70	31,93
TA3R2	45	136,4	112,4	17,78	31,93
TA3R3	60	136,5	104,4	24,13	42,57
TA3R4	60	136,7	104,5	23,39	42,57

Todos os resultados foram empregados para montar o gráfico de evolução do grau de corrosão mostrado na Figura 5.1. O gráfico mostra que os valores previstos não correspondem aos encontrados experimentalmente no trecho inicial. Ou seja, o fenômeno é mais lento na prática do que na teoria no início. Apesar de existir boa correlação entre os valores, demonstrada pelo coeficiente de correlação  $R^2$  de 0,9938 quando lançada uma regressão linear, acredita-se que o comportamento real é aquele proposto pelas linhas tracejadas do detalhe da figura. O desenho das linhas tracejadas foi baseado na possível existência de duas fases distintas no ensaio, ou seja, um período de iniciação da corrosão e um período de propagação. As linhas tracejadas lembram o modelo proposto por Tuutti (ver Figura 2.7).

Esta constatação reforçou a impressão de que existe um período de iniciação, no qual os cloretos e a umidade migram da solução para o entorno da barra, causando a sua despassivação. Percebe-se que, no trecho inicial, a perda de massa experimental é muito menor que a calculada pela Lei de Faraday, podendo-se considerar praticamente nula. Acredita-se que nesta fase está ocorrendo a despassivação da armadura, com a chegada dos agentes agressivos que são representados nesta pesquisa pelos cloretos. Este período se estenderia até os oito dias de ensaio, aproximadamente.

A partir daí inicia-se a propagação da corrosão, com influência nas propriedades estruturais dos elementos de concreto armado, que se prolonga, nesta pesquisa, até a última medida realizada. Nesta etapa o fenômeno é governado pela taxa de corrente aplicada e as determinações teóricas e experimentais têm correlação linear, como se verifica no detalhe da Figura 5.1.

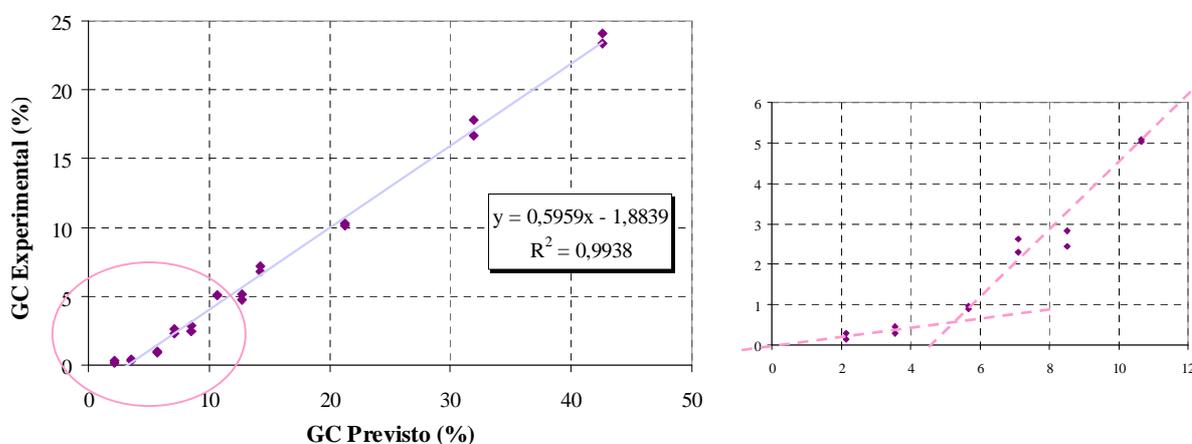


Figura 5.1 – Gráfico GC experimental x GC previsto.

Para os fins desta pesquisa, apesar da boa correlação demonstrada na Figura 5.1, decidiu-se focar a modelagem da relação entre o grau de corrosão previsto e o experimental na fase de propagação, como mostra a Figura 5.2. Foi conseguida uma regressão linear com um alto índice de correlação – e bastante próxima da figura anterior –, expresso pelo  $R^2$  de 0,9942.

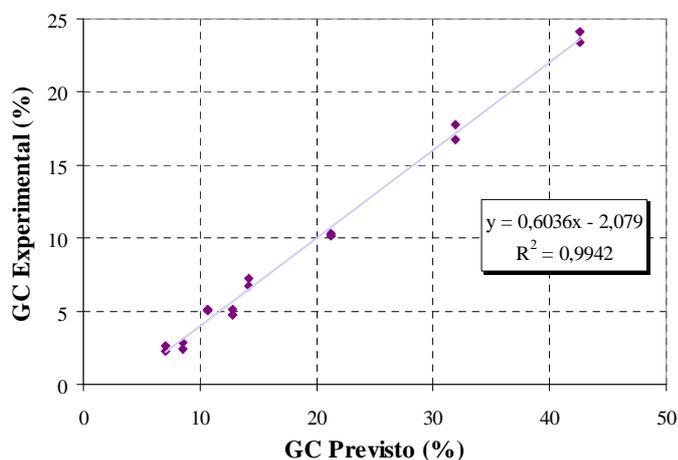


Figura 5.2 – Regressão linear entre os valores de GC previstos e GC experimentais na fase de propagação.

Como na Lei de Faraday o tempo é diretamente proporcional à perda de massa, a partir destes resultados se determinou que o tempo necessário para se obter um determinado grau de corrosão seria dado pela seguinte equação:

$$t_{acel} = t_{LF} \times 1,66 + 3,44 \quad (5.1)$$

Onde

$t_{acel}$  = tempo necessário para aceleração da corrosão

$t_{LF}$  = tempo previsto pela Lei de Faraday

1,66 e 3,44 são provenientes da inversão da regressão mostrada do gráfico

Cabe salientar que esta não é uma equação de uso geral. Acredita-se que a diferença evidenciada entre o tempo de aceleração experimental e o previsto pode estar associada com as condições de ensaio. Neste caso, a relação entre os tempos seria influenciada por parâmetros como o cobrimento da armadura, a altura de solução no corpo-de-prova, a concentração de NaCl da solução, a temperatura de ensaio e a porosidade e/ou qualidade do concreto. A questão de que a quantidade de cloretos aumenta no interior do concreto também pode ser um fator que afete a correlação entre os graus de corrosão experimentais e teóricos.

Mais ensaios seriam necessários para elucidar esta questão e verificar se podem ser obtidas curvas genéricas de correlação entre os tempos de ensaio e os tempos previstos pela Lei de Faraday.

### 5.1.2 Concreto de 50MPa

Moldaram-se inicialmente seis corpos-de-prova que, agrupados de dois em dois, representariam 3 períodos distintos para se efetuar a calibração do tempo de corrosão. Após os 21 dias de cura, o processo de aceleração foi iniciado nos corpos-de-prova. Da mesma maneira que para os demais corpos-de-prova (com resistência à compressão de 25MPa), a corrente aplicada foi de 28,3mA.

Como pela Lei de Faraday a resistência do concreto não é fator influenciável de seu resultado, a idéia inicial seria que se obtivessem valores próximos aos registrados nos corpos-de-prova com menor resistência. Entretanto, o que se verificou foi que a corrente, que no início do ensaio se manteve constante nos 28,3mA, a partir do segundo dia começou a diminuir até o instante em que se verificou, já no quarto dia de ensaio, que os corpos-de-prova não permitiam a passagem de qualquer corrente pelo circuito.

É importante explicar que a fonte de alimentação, quando programada para trabalhar com corrente constante, somente o faz se a resistência do sistema ao qual a mesma está ligada não for muito elevada, a tal ponto de solicitar voltagem maior que 30V, limite do equipamento. Sendo a resistência do sistema de valor compatível, a corrente se manterá constante no valor programado. Caso contrário, se a resistência do sistema se incrementar muito, o valor da corrente irá progressivamente se reduzindo.

Acredita-se que, após o primeiro dia de ensaio, foi consumido o oxigênio e reduzida a umidade no entorno da barra, o que interrompeu o processo corrosivo e aumentou a resistividade do concreto.

Com o intuito de verificar se haveria uma reposição gradual das condições necessárias para o desenvolvimento da corrosão, os corpos-de-prova foram mantidos no ambiente de ensaio – imersos em solução agressiva, com a fonte de alimentação ligada e fornecendo uma d.d.p de 30V para cada amostra. Esperava-se que o estímulo elétrico constante e a imersão prolongada

levassem ao restabelecimento do fenômeno. O procedimento foi mantido por um período de 21 dias, sem que houvesse alteração na corrente, que se manteve nula.

Diante do insucesso em restabelecer o processo corrosivo, as fontes foram reconfiguradas para trabalhar em série, pois como explicado no item 3.1, com esta configuração as mesmas seriam capazes de fornecer corrente considerando uma d.d.p máxima de 60V. Os corpos-de-prova permaneceram submersos nestas condições por mais quatro semanas sem que nenhuma corrente passasse pelo circuito.

Nestas condições, decidiu-se abandonar os ensaios com os concretos de 50 MPa, o que implicou na redução do programa experimental proposto inicialmente. Apesar do prejuízo metodológico, em termos estruturais o resultado obtido é muito positivo, pois indica que concretos com resistência à compressão elevada são muito pouco suscetíveis à corrosão de armaduras, mesmo quando expostos a ambientes muito agressivos. Aparentemente, a reduzida porosidade não permite o acesso de oxigênio e a umidade reduzida dificulta a passagem da corrente para que se desenvolva o processo de corrosão.

Esta constatação vem a confirmar a premissa adotada na tecnologia do concreto atual, segundo a qual o uso de concretos de alta compacidade, com respeito aos cobrimentos especificados na Norma, garante uma baixa permeabilidade e colabora para que o concreto tenha risco praticamente nulo de corrosão.

É interessante notar que o fato de que a taxa de corrente no primeiro dia de ensaio se manteve constante indica que, neste primeiro instante, estavam presentes as três condições básicas para que ocorresse a corrosão: diferença de potencial, eletrólito e oxigênio (que ocupava o espaço dos poros do concreto). Com o início do processo eletroquímico o oxigênio foi se consumindo e, devido à alta densidade do concreto e ao pequeno número de vazios, o oxigênio do exterior não conseguiu ingressar até a armadura: o concreto serviu de barreira para a entrada do oxigênio. Sem este elemento o processo corrosivo foi estancado.

A única maneira encontrada para viabilizar o fluxo de corrente nos corpos-de-prova de alta resistência foi pela fissuração do concreto. Os exemplares foram fissurados com o auxílio da aplicação de carga concentrada ao longo da armadura. O objetivo desta análise complementar foi verificar como se desenvolve a corrosão quando existem fissuras em concretos muito resistentes. Em estruturas reais estas fissuras podem aparecer por diversas razões, tais como

pela retração de secagem e pela dilatação térmica. Os corpos-de-prova fissurados apresentaram correntes de corrosão intensas e foram desligados aos 9 dias (devido à ruptura do fio de cobre), aos 16 dias e aos 30 dias. Os graus de corrosão obtidos foram de 2,53% para a primeira barra (desligada aos 9 dias), 6,03% para a segunda (desligada aos 16 dias) e uma média de 13,41% para as últimas quatro barras (desligadas aos 30 dias). A corrosão neste caso ocorreu de forma mais localizada que para os casos onde os corpos-de-prova não foram fissurados. Em alguns pontos o dano foi tão acentuado que provocou diminuição do diâmetro das barras da ordem de 60%. Embora esta avaliação não fosse objeto do programa experimental, a mesma indica a importância do controle da fissuração para assegurar a durabilidade das estruturas de concreto de alta resistência.

## 5.2 ENSAIO DA DIMINUIÇÃO DA ADERÊNCIA

Após o processo de aceleração da corrosão, os corpos-de-prova foram ensaiados ao arrancamento direto, conforme as especificações descritas no item 3.4.1.

Os valores de carga fornecidos pelo sistema de aquisição de dados (em kN) foram transformados em resistência de aderência (em MPa) por meio da divisão pela área de contato da barra com o concreto. Esta área consiste no perímetro lateral de um cilindro com altura equivalente a cinco vezes o diâmetro da armadura inserida no corpo-de-prova cúbico.

O RILEM (1973) sugere que o cálculo da resistência de aderência seja feito de acordo com a equação 3.5. Foram comparados os valores de resistência utilizando-se os dois métodos: divisão pela área de contato e metodologia do RILEM (1973), como mostra a Tabela 5.2. Os valores de resistência descritos na tabela são fictícios, baseados em uma carga máxima de aderência de 1kN e servem, portanto, somente para um comparativo entre os dois métodos.

Tabela 5.2 – Comparação de cálculos para a resistência de aderência considerando concreto de 25MPa.

Diâmetro (mm)	Carga máxima de aderência (kN)	Resistência máxima de aderência (MPa)	
		Divisão pela área	RILEM (1973)
8,0	1,0	0,99	1,19
12,5	1,0	0,41	0,49

O que se percebe na tabela é que a metodologia do RILEM (1973), considerando o concreto de 25MPa, aponta valores de resistência de aderência maiores que o método direto. Em contrapartida, quando a resistência à compressão do concreto é superior à 30MPa, os valores propostos pelo RILEM (1973) se tornam menores que aqueles obtidos pelo método direto. Em termos de segurança, e considerando a resistência do concreto de 25MPa, acredita-se que a melhor escolha para o cálculo da resistência seja aquele que forneceu valores menores: que no caso foi o de divisão pela área de contato. Outro fator que motivou a escolha deste método para análise dos resultados foi que a NBR 6118 (2003) baseia seus cálculos neste princípio. O comprimento mínimo de ancoragem, por exemplo, é consequência do cálculo de resistência de aderência, efetuado pela divisão da carga pela área de contato.

Para efeitos de comparação, cabe lembrar que, de acordo com a NBR 6118 (2003), a resistência de aderência mostrada na equação 2.2, para as barras de 8,0 e 12,5mm de diâmetro e concreto de 25MPa de resistência característica à compressão, é igual a 2,89MPa, se considerarmos o valor de  $\eta_1$  igual a 2,25 e os valores de  $\eta_2$  e  $\eta_3$  iguais a 1,0.

Com o intuito de organizar a discussão, este item será dividido em duas seções: uma descrevendo os resultados obtidos para as barras com diâmetro de 8,0mm e outra descrevendo os resultados das barras com diâmetro de 12,5mm.

### 5.2.1 Aderência nas barras de 8,0mm de diâmetro

Os gráficos obtidos de resistência à aderência x escorregamento das barras de 8,0mm estão mostrados na seqüência, para valores crescentes do grau de corrosão. Foram realizados ensaios em três corpos-de-prova para cada grau de corrosão, com exceção das barras não corroídas, para as quais se obtiveram 6 corpos-de-prova com a finalidade de se verificar a funcionalidade do ensaio.

- a) GC = 0%: As curvas se mostram bastante comportadas, principalmente no ramo descendente, onde se percebe que a perda de capacidade de carga do sistema se dá de forma suave. Todas as barras escorregaram do concreto, não ocorrendo ruptura frágil e brusca do mesmo. O valor médio da resistência máxima de aderência foi de 14,36MPa, com desvio padrão de 1,46MPa. O escorregamento neste ponto teve média de 0,21mm (Figura 5.3).

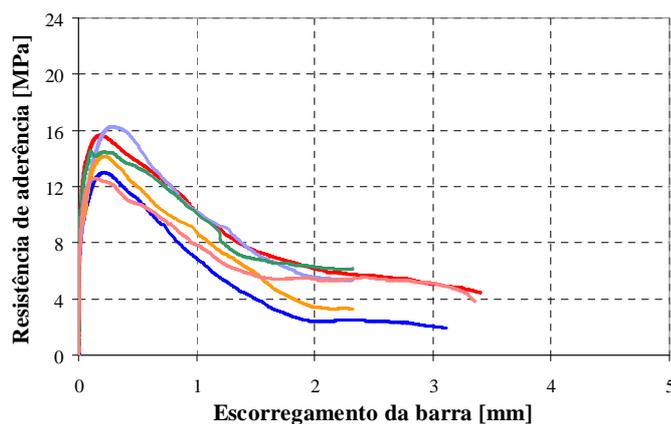


Figura 5.3 – Gráfico da aderência x escorregamento para 0% de GC.

- b) GC = 2%: Dois corpos-de-prova apresentaram o mesmo comportamento, com o ramo descendente bastante suave e mostrando elevada capacidade de manutenção de carga residual. Um dos corpos-de-prova apresentou ruptura brusca do concreto e, portanto, não se registrou o ramo descendente da curva (Figura 5.4). O valor médio da resistência máxima de aderência foi de 20,84MPa com desvio padrão de 2,05MPa, enquanto a média do escorregamento foi de 0,12mm, bastante inferior ao registrado nas barras não corroídas.

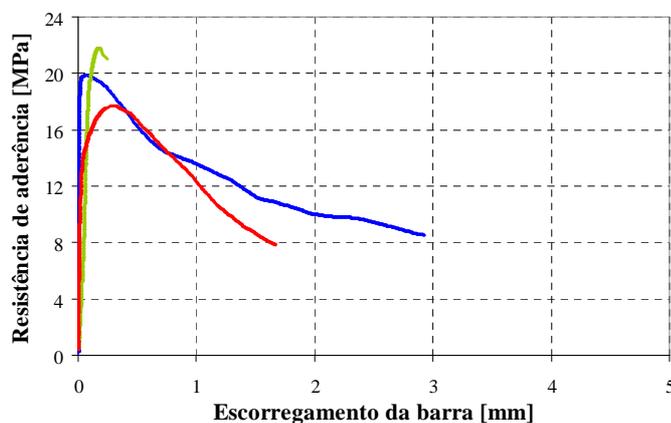


Figura 5.4 – Gráfico da aderência x escorregamento para 2% de GC.

Na Figura 5.5 item “a” é apresentada uma imagem, tomada após o ensaio de aderência, do corpo-de-prova que representa a curva em vermelho, na qual ocorreu o escorregamento da barra. Já na Figura 5.5 “b” apresenta-se o corpo-de-prova para o qual se obteve a curva em verde, no qual ocorreu o fendilhamento do concreto. Pode-se visualizar, na figura, a presença da fissura indicativa da ruptura do concreto.



Figura 5.5 – Corpos-de-prova de 2% de GC após o arrancamento.

- c) GC = 5%: Dois corpos-de-prova apresentaram ruptura brusca do concreto após atingir a resistência de aderência máxima e, como ocorreu em um exemplar com 2% de grau de corrosão, não apresentaram o ramo descendente do gráfico (vide Figura 5.6). O corpo-de-prova que apresentou escorregamento mostra o ramo descendente com forma suave. O valor médio da resistência máxima de aderência para estas amostras foi de 18,53MPa, com desvio padrão de 2,08MPa. A média de valores de escorregamento para a resistência máxima ficou em 0,07mm, novamente bastante inferior aos registrados em corpos-de-prova com graus de corrosão menores.

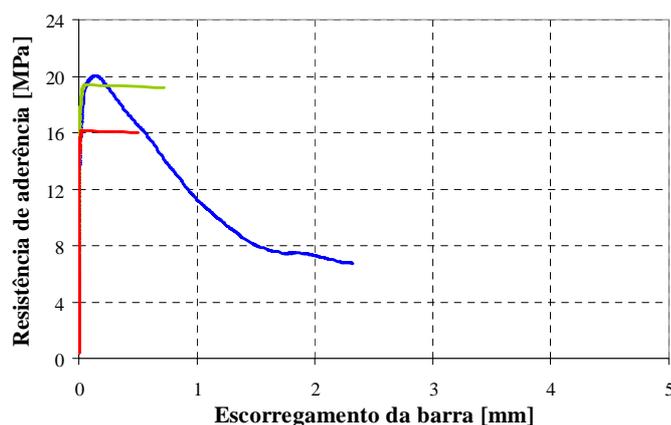


Figura 5.6 – Gráfico da aderência x escorregamento para 5% de GC.

- d) GC = 10%: Diferentemente do comportamento observado anteriormente, os ramos descendentes de dois corpos-de-prova não apresentaram comportamento suave, e sim uma queda ligeira da carga suportada pelo sistema, que ocorreu logo após se atingir o pico da resistência máxima de aderência (vide Figura 5.7). Uma das amostras

apresentou ruptura por fendilhamento do concreto, enquanto as demais sofreram escorregamentos da barra. Para este conjunto de barras, o valor médio da resistência de aderência máxima foi de 8,00MPa, com desvio padrão de 1,45MPa. Observa-se no gráfico que, em geral, o escorregamento registrado quando se atingiram os pontos de resistência máxima de aderência foi muito pequeno, sendo praticamente nulos em dois corpos-de-prova. O valor determinado para o escorregamento médio foi de somente 0,04mm. É importante destacar que, neste grupo, os corpos-de-prova já se achavam bastante deteriorados, com presença marcante de fissuração no concreto, ao final do ensaio de corrosão, antes do ensaio de arrancamento.

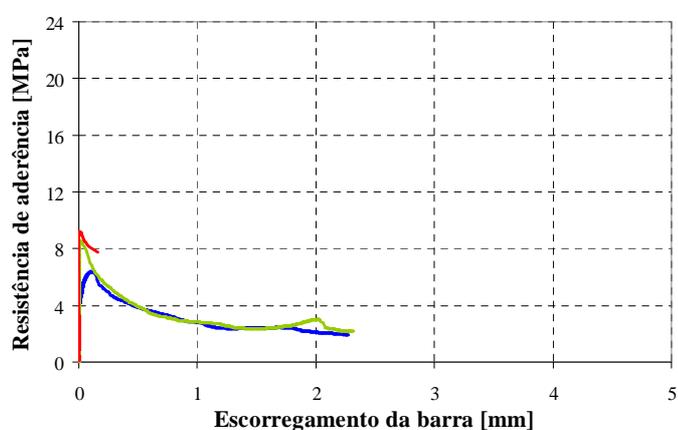


Figura 5.7 – Gráfico da aderência x escorregamento para 10% de GC.

Na Figura 5.8 se observa os corpos-de-prova ao final do ensaio de aceleração da corrosão, antes de os mesmos serem retirados da solução de NaCl. As imagens da Figura 5.9 mostram a aparência dos corpos-de-prova antes e após o ensaio de arrancamento.



Figura 5.8 – Corpos-de-prova ao final do processo de aceleração com 10% de GC.



Figura 5.9 – Corpos-de-prova de 10% de GC antes e após o arrancamento.

- e) GC = 20%: Neste ensaio verificou-se uma ocorrência particular: durante o ensaio, um dos corpos-de-prova (representado pela linha azul na Figura 5.10) apresentou ruptura por tração no aço, devido ao alto grau de corrosão, que diminuiu de forma considerável a seção da armadura, fazendo com que a resistência à tração suportada pelo aço na seção corroída fosse inferior à resistência de aderência. Os outros dois corpos-de-prova apresentaram, da mesma forma que para o grau de corrosão de 10%, uma queda ligeira na capacidade de suportar carga após ser atingida a resistência máxima de aderência. O valor médio da resistência máxima de aderência, para este grupo, foi de 10,16MPa, com desvio padrão de 1,34MPa. O valor médio do escorregamento para o pico de aderência foi de 0,07mm.

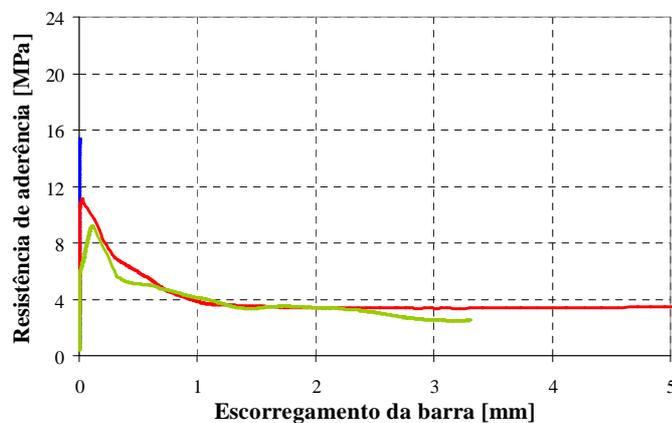


Figura 5.10 – Gráfico da aderência x escorregamento para 20% de GC.

Para determinação destes valores não foi considerado o resultado do corpo-de-prova que apresentou ruptura no aço, uma vez que a carga última computada ao mesmo corresponde à resistência à tração residual da barra e não à resistência de aderência entre o aço e o concreto.

A visualização dos corpos-de-prova deste grupo após a aceleração da corrosão e após a ruptura pode ser feita na Figura 5.11. Na primeira imagem do grupo após a ruptura pode se perceber claramente a ocorrência de ruptura da barra devido à gravidade da deterioração causada pelo elevado grau de corrosão.



Figura 5.11 – Corpos-de-prova com 20% de GC antes e após o arrancamento.

### 5.2.2 Aderência nas barras de 12,5mm de diâmetro

Os gráficos da resistência à aderência x escorregamento das barras de 12,5mm, para os diferentes Graus de Corrosão induzidos, estão mostrados a seguir.

- a) GC = 0%: Percebe-se, nos gráficos, o mesmo comportamento observado nas curvas de 0% de corrosão das barras de 8,0mm. Nas barras não corroídas, a perda de capacidade de carga do sistema ocorre de forma suave (Figura 5.12). Todas as barras escorregaram do concreto, sem que ocorresse a ruptura do mesmo. O valor médio da resistência máxima de aderência foi de 14,28MPa, com desvio padrão de 1,21MPa. O escorregamento equivalente ao pico de aderência teve valor médio de 0,42mm.

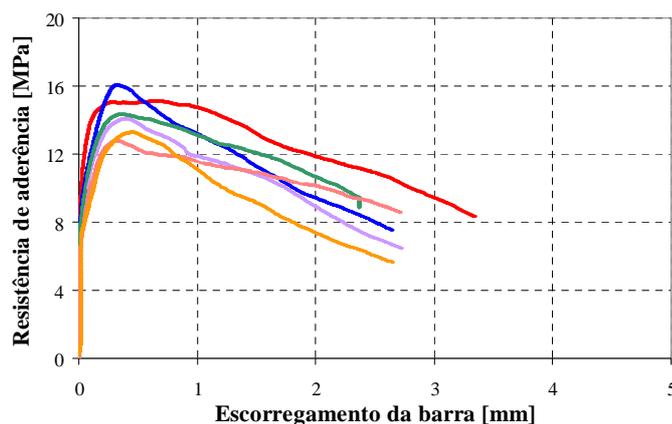


Figura 5.12 – Gráfico da aderência x escorregamento para 0% de GC.

- b) GC = 2%: Neste grupo, um dos corpos-de-prova apresentou ruptura por fendilhamento do concreto após ser atingida a resistência máxima de aderência, no início do ramo descendente da curva. Os outros dois corpos-de-prova mostraram comportamento bastante semelhante, com ramos descendentes das curvas bastante suaves, como mostra a Figura 5.13. A média dos valores de resistência máxima de aderência foi de 17,69MPa, com desvio padrão de 1,46MPa. Ou seja, obteve-se uma resistência de aderência superior à registrada com as barras não corroídas, assim como ocorreu para as barras de 8,0mm. Já o escorregamento no ponto da resistência máxima teve média de 0,19mm, cerca de metade do deslocamento registrado para as barras não corroídas.

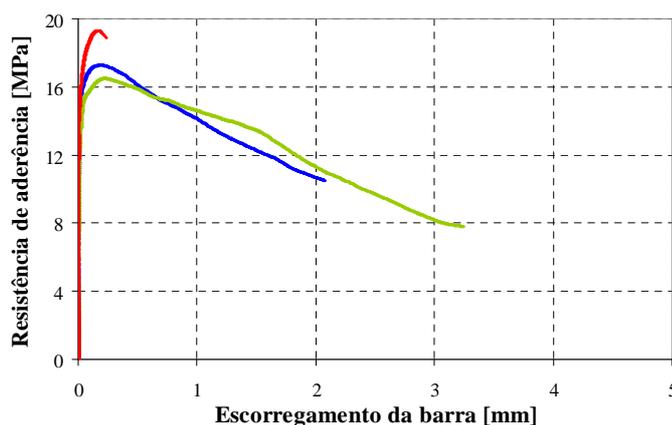


Figura 5.13 – Gráfico da aderência x escorregamento para 2% de GC.

As imagens da Figura 5.14 mostram um corpo-de-prova com 2% de grau de corrosão antes e após o ensaio de arrancamento. Observa-se que a barra deslizou em relação ao concreto e foi parcialmente arrancada do bloco.



Figura 5.14 – Corpos-de-prova com 2% de GC antes e após o arrancamento.

- c) GC = 5%: Dois corpos-de-prova romperam por fendilhamento no concreto, após ser atingida a resistência máxima, como mostra as curvas representadas pelas cores verde e azul na Figura 5.15. A barra do outro corpo-de-prova apresentou um escorregamento suave, o que demonstra boa capacidade de manutenção de carga residual após o pico da resistência. O valor médio da resistência máxima de aderência foi de 17,09MPa, com desvio padrão de 3,27MPa. O escorregamento médio das barras para o ponto de pico de aderência foi de apenas 0,07mm.

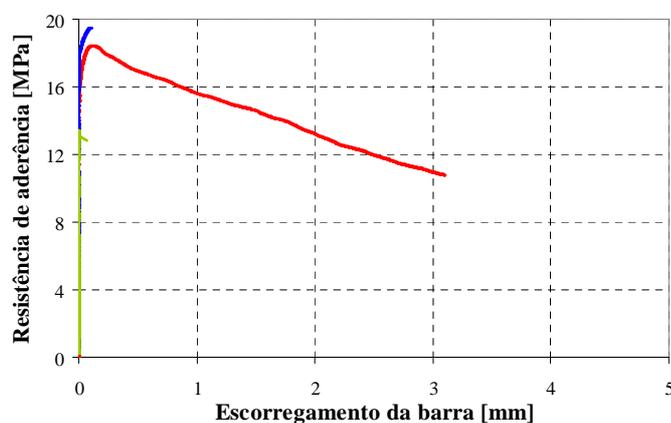


Figura 5.15 – Gráfico da aderência x escorregamento para 5% de GC.

- d) GC = 10%: Analisando-se o gráfico da Figura 5.16, percebe-se que os três corpos-de-prova apresentaram ruptura brusca por fendilhamento do concreto. O escorregamento das barras foi praticamente nulo nestes pontos, demonstrando que não houve deslizamento relativo. A resistência média de aderência foi de 12,73MPa, com desvio padrão de 4,21MPa. O escorregamento foi de 0,02mm.

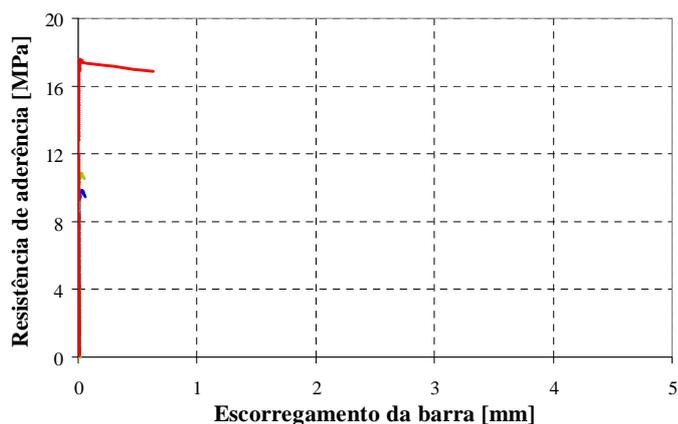


Figura 5.16 – Gráfico da aderência x escorregamento para 10% de GC.

- e) GC = 20%: Diferentemente do que aconteceu no gráfico anterior para o grau de corrosão de 10%, todas as barras apresentaram escorregamento (Figura 5.17). Observa-se uma semelhança de formato das curvas com as de mesmo grau de corrosão das barras de 8,0mm. Percebe-se uma ligeira queda da resistência de aderência após ser atingido seu pico, o que demonstra uma redução na capacidade de suporte de carga do conjunto. A média da resistência máxima foi de 6,10MPa, com desvio padrão de 2,38MPa, enquanto o escorregamento médio foi de 0,06mm.

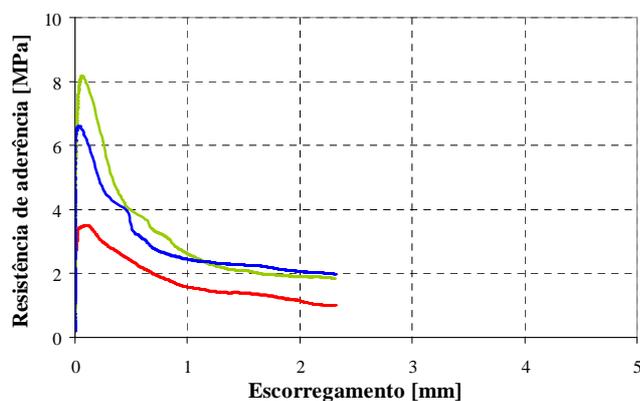


Figura 5.17 – Gráfico da aderência x escorregamento para 20% de GC.

Como no caso das barras de 8.0mm, os corpos-de-prova deste grupo se encontravam bastante deteriorados antes do ensaio de aderência. Na Figura 5.18 se observa o estado dos corpos-de-prova após a aceleração da corrosão, com presença de fissuras e manchas abundantes, denotando a formação de um grande volume de produtos de corrosão. Acredita-se que a formação de um anel superficial de metal corroído em torno da barra seja uma das razões para

a alteração do modo de ruptura destes corpos-de-prova, pois a mesma permite que o núcleo da barra, ainda íntegro, deslize mais facilmente, apesar do aumento de atrito gerado pela deposição dos produtos de corrosão no entorno da barra, como discutido a seguir.



Figura 5.18 – Corpos-de-prova com 20% de GC antes do arrancamento.

### 5.2.3 Comparação dos resultados entre os diâmetros de 8,0 e 12,5mm

Optou-se por fazer uma comparação entre os valores obtidos no ensaio de arrancamento para as barras de 8,0 e 12,5mm de diâmetro. Estes valores foram comparados com base nos resultados da resistência máxima de aderência em função do grau de corrosão, como mostra o gráfico da Figura 5.19.

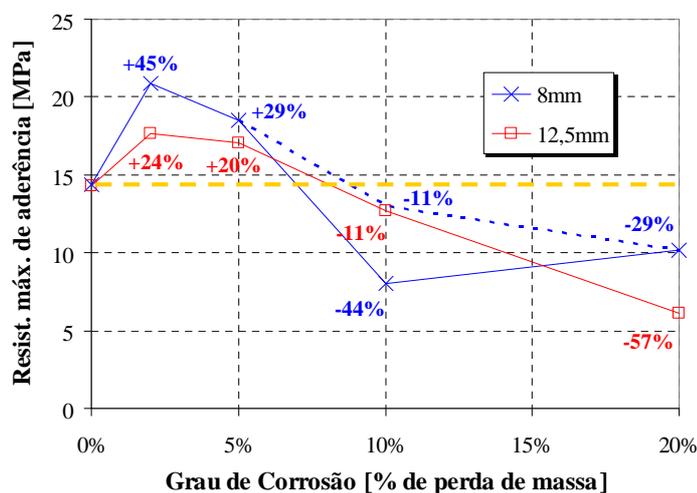


Figura 5.19 – Gráfico da resistência máxima de aderência x GC.

A análise do gráfico mostra que, quando as barras não estão corroídas (GC = 0%), a resistência de aderência apresentou basicamente o mesmo valor para os dois diâmetros, o que denota a funcionalidade do ensaio. Percebeu-se também, nos dois diâmetros, um valor

aceitável para os desvios padrão (em torno de 10% de variabilidade), o que colabora para a validação do ensaio. Entretanto, à medida que aumenta o grau de corrosão, se percebe uma maior variabilidade nos dados encontrados, comprovados pelo incremento no valor do desvio padrão. Isto é compreensível dada a não-uniformidade da corrosão, que contribui para o aumento da variabilidade nos resultados.

É interessante notar no gráfico que, para os graus de corrosão de 2 e 5%, ocorre um aumento da resistência de aderência, em relação às barras não deterioradas. Este fenômeno foi atribuído ao acúmulo dos produtos de corrosão nos poros do concreto, que contribuem para aumentar a fricção entre a armadura e o concreto, fato relatado na literatura, como discutido no item 2.3.1, onde foi registrado que vários autores (Fu e Chung, 1997; Coronelli, 2002; Fang *et al.*, 2004 e Almusallam *et al.*, 1996) descrevem experimentos nos quais tal fenômeno de fato ocorre.

O fenômeno progride até o instante que a quantidade dos produtos de corrosão é grande o suficiente para provocar a fissuração do concreto. A partir deste instante ocorre o processo contrário: verifica-se a diminuição da resistência de aderência para os graus de corrosão de 10 e 20% do gráfico da figura acima.

Considerando estas tendências, as curvas da Figura 5.19 tendem a apresentar o mesmo comportamento, exceto pelo ponto que corresponde ao grau de corrosão de 10% para a barra de 8,0mm de diâmetro. Acredita-se que, neste caso, houve algum problema experimental que afetou o valor encontrado, que parece estar muito abaixo do esperado considerando as tendências mostradas pela curva de 12,5mm e pela própria curva de 8,0mm. Uma provável causa pode ter sido a ruptura por fendilhamento do concreto (evidenciado pelo escorregamento, praticamente nulo, de 0,04mm no ponto máximo de aderência) ou, ainda, a contaminação da barra com o óleo utilizado como desmoldante, durante a preparação das fôrmas, que pode ter prejudicado a aderência. Por este motivo, para evitar distorções, e baseado na tendência de comportamento de ambas as curvas, se utilizará neste trabalho, para a armadura de 8,0mm e 10% de grau de corrosão, o valor da resistência de aderência máxima destacado pela linha tracejada no gráfico, correspondente a 11% de perda de resistência de aderência.

Calculou-se também a resistência média de aderência, baseada na formulação proposta pelo CEB (1988) e apresentada anteriormente no item 3.4.1 (equação 3.6). O gráfico da Figura

5.20 mostra os resultados. É possível se observar um comportamento bastante semelhante ao do gráfico anterior, com valores de aderência menores àqueles observados para a resistência máxima de aderência. O ponto referente aos corpos-de-prova com 10% de grau de corrosão e 8,0mm de diâmetro parece estar, novamente, claramente incompatível com o restante dos dados.

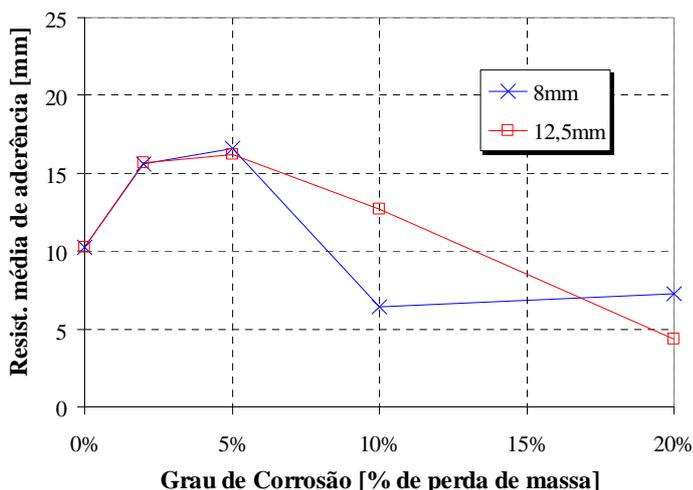


Figura 5.20 – Gráfico da resistência média de aderência x GC.

Foi feita, adicionalmente, uma análise referente ao tipo de ruptura observada nos corpos-de-prova, com relação ao grau de corrosão e ao diâmetro das barras, conforme se observa na Figura 5.21.

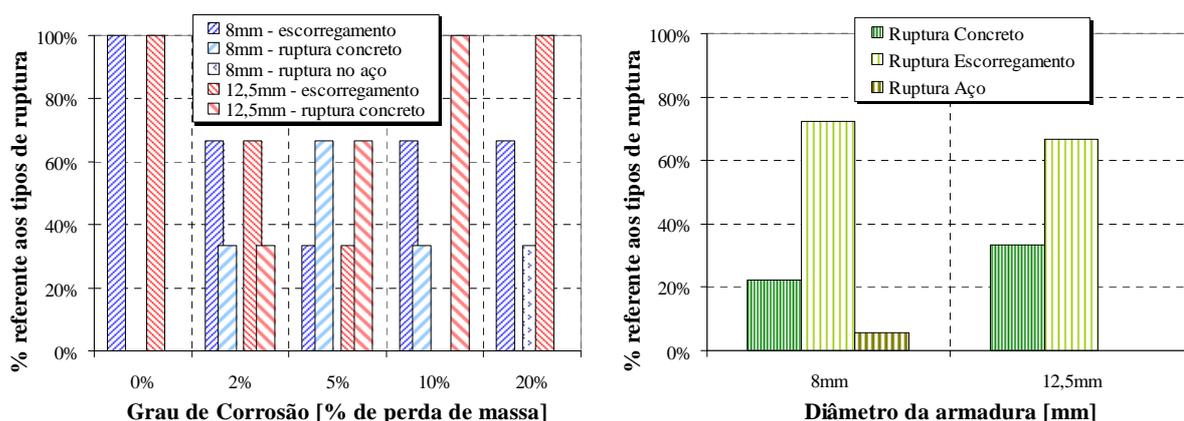


Figura 5.21 – Tipos de ruptura observados nos corpos-de-prova.

Verifica-se, analisando as figuras, que as rupturas por escorregamento são mais comuns em barras não corroídas e muito corroídas. Nas barras com grau de corrosão até 10%, o acúmulo

de produtos de corrosão, com conseqüente aumento do atrito, tende a induzir mais rupturas por fendilhamento. Quando a corrosão é mais intensa, todavia, especula-se que possa ocorrer um cisalhamento na camada mais superficial, separando o núcleo da capa corroída e facilitando seu deslizamento. Em relação aos diâmetros e apesar dos poucos dados, existe uma pequena tendência de aumento das rupturas por fendilhamento para as barras maiores. A única ruptura por esgotamento da capacidade de tração da barra aconteceu na barra menor, como seria esperado.

O CEB (1988) explica que é comum acontecer a ruptura brusca do concreto por fendilhamento quando se emprega a metodologia de ensaio de arrancamento direto. O mesmo explica que este tipo de ruptura é fortemente influenciado pela resistência do concreto, ou seja, um concreto com resistência maior reduz a possibilidade deste tipo de ruptura. Também é explicado que, para diâmetros mais elevados, a tendência é que ocorra uma quantidade maior deste tipo de ruptura.

É importante ressaltar que se tomou o cuidado de conferir o grau de corrosão nas barras após o ensaio de arrancamento. Estes testes foram realizados em oito barras, com graus de corrosão de 2 e 5%, para os diâmetros de 8,0 e 12,5mm (duas barras para cada diâmetro e grau de corrosão). Os dados podem ser observados na Tabela 5.3. Para tanto foram segmentados e pesados os trechos corroídos da barra, e determinada a perda de massa em relação a um trecho teórico de barra íntegra com comprimento equivalente. Como os resultados foram compatíveis com o previsto, decidiu-se não efetuar esta verificação em todas as barras, permitindo que as mesmas fossem utilizadas para o ensaio de resistência à tração.

Tabela 5.3 – Verificação dos graus de corrosão das barras submetidas ao arrancamento.

CP	Diâmetro (mm)	Massa inicial proporcional (g)	Massa final (g)	GC experimental (%)	Média GC experimental (%)	GC previsto (%)
1A8-1	8,0	13,9	13,7	1,78	2,30	2,0
1A8-3	8,0	15,2	14,8	2,83		
1A8-2	8,0	14,9	14,1	5,05		
1A8-4	8,0	12,2	11,5	5,69		
1A12-1	12,5	57,4	56,1	2,32	2,38	2,0
1A12-3	12,5	52,9	51,6	2,44		
1A12-2	12,5	56,3	54,1	3,99		
1A12-4	12,5	55,7	52,7	5,44		

Um aspecto importante de se analisar é o valor de cálculo da resistência de aderência proposto pela NBR 6118 (2003). O valor calculado seguindo os critérios da Norma é igual a 2,89MPa, enquanto que os experimentos mostraram que a resistência de aderência encontrada foi da ordem de 14,3MPa (considerando um valor intermediário entre os dois diâmetros estudados), o que significa um valor cerca de 5 vezes maior que o admitido pela norma.

A norma leva em consideração a resistência característica à tração do concreto, com seus devidos coeficientes de minoração, bem como outros coeficientes já descritos na equação 2.4, sem levar em consideração, entretanto, a qualidade e o traço do concreto. Percebe-se que o procedimento atual tende a subestimar de forma considerável a aderência.

O valor da resistência de aderência é importante para o cálculo do comprimento mínimo de ancoragem necessário para que o aço entre em escoamento antes de provocar o escorregamento da barra com o concreto (descrito na equação 2.5), colaborando para a funcionalidade do princípio da transferência dos esforços do concreto para a armadura. Valores minorados da resistência de aderência coincidirão com valores majorados do comprimento mínimo de ancoragem, o que mostra que a Norma está a favor da segurança, ainda que com elevado coeficiente.

Um dado interessante de se analisar, portanto, é a variação no comprimento mínimo de ancoragem  $l_b$  estabelecido pela NBR 6118 (2003), considerando a corrosão. A figura 5.22 mostra dois gráficos com o valor do comprimento mínimo de ancoragem em função do grau de corrosão das barras. O cálculo foi feito com base nos valores de resistência máxima de aderência mostrados na Figura 5.19. A linha tracejada de ambos os gráficos denota o valor especificado para o comprimento de aderência pela Norma Brasileira.

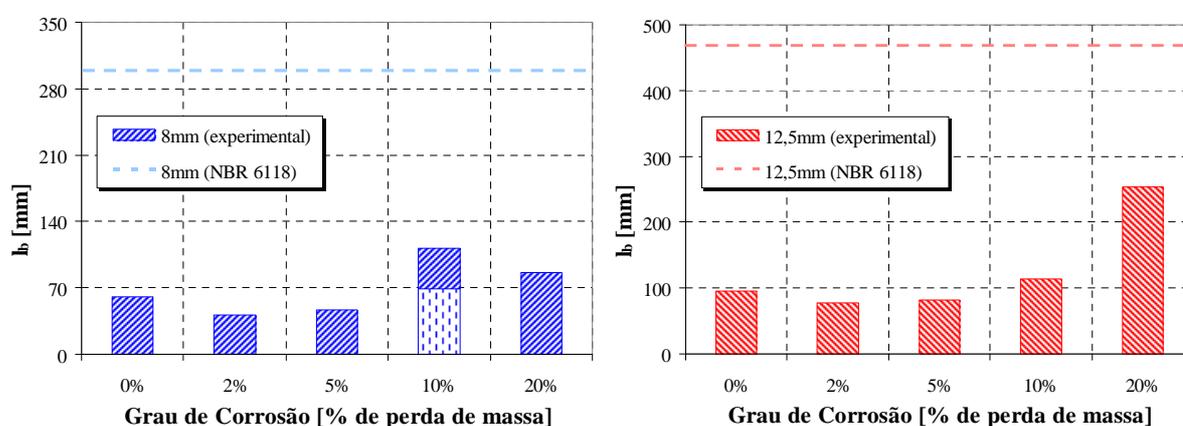


Figura 5.22 – Gráficos do  $l_b$  experimental comparado com o  $l_b$  da NBR 6118 (2003).

Obviamente, quanto maior o grau de corrosão, maior deve ser o comprimento mínimo de ancoragem. Este fato se verifica em ambos gráficos, para os diâmetros de 8,0 e 12,5mm. Da mesma maneira que descrito anteriormente, acredita-se que o valor referente a 10% de grau de corrosão para a barra de 8,0mm encontra-se acima do que se previa com base no comportamento da curva correspondente ao diâmetro de 12,5mm e do próprio comportamento da curva da barra de 8,0mm (valor ideal representado pela coluna tracejada no gráfico). Verifica-se também que o comprimento mínimo de ancoragem previsto pela Norma é bastante superior aos valores experimentais calculados. Ou seja, ainda que uma barra de armadura esteja corroída em um nível de 20% de perda de massa, o comprimento mínimo de ancoragem ainda estaria dentro dos limites de segurança propostos pelo dimensionamento de estruturas de concreto armado da NBR 6118 (2003). Para exemplificar esta afirmação, o gráfico da Figura 5.23 mostra a proximidade do valor de  $l_b$  com o valor da norma, em termos de porcentagem (a coluna hachurada com linhas tracejadas representa o valor esperado para o grau de corrosão de 10% e diâmetro de 8,0mm). Nota-se que a diferença entre os valores de  $l_b$ , que inicialmente eram de 5 vezes menor que o proposto pela Norma, após 20% de corrosão, são 3,48 e 1,85 vezes menor, para os diâmetros de 8,0 e 12,5mm, respectivamente.

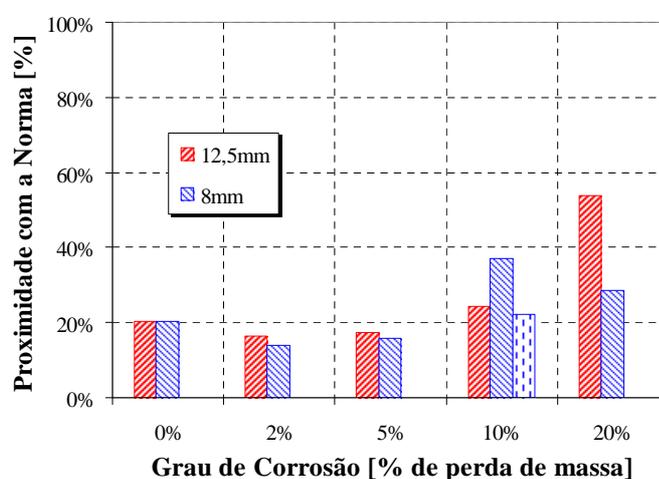


Figura 5.23 – Proximidade do valor de  $l_b$  com o valor da Norma, em porcentagem.

Os valores do escorregamento no ponto de máxima aderência estão mostrados na Figura 5.24. O mesmo comportamento foi observado com ambos os diâmetros: um valor mais elevado de escorregamento quando não há corrosão na armadura, seguido de uma queda brusca à medida que a perda de massa aumenta até atingir os 10% – especialmente com o diâmetro de 12,5mm; com 20% se percebe um leve aumento do escorregamento. O que se percebe é que

existe uma forte tendência do escorregamento na aderência máxima diminuir à medida que a corrosão se propaga no sistema, mostrando que o sistema começa a funcionar de forma frágil.

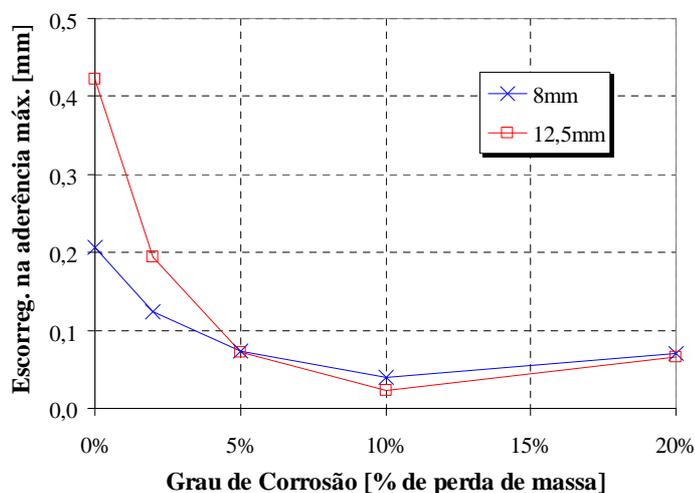


Figura 5.24 – Gráfico do escorregamento no ponto de máxima aderência x GC.

As tabelas com os dados representados nos gráficos das Figura 5.19, Figura 5.20, Figura 5.22 e Figura 5.24 estão apresentadas no Anexo 01.

#### 5.2.4 Análise estatística

As análises estatísticas apresentadas foram efetuadas com uso do programa computacional Microsoft Excel ®. Foram realizadas análises de variância (ANOVA) com fator duplo. Para todos os casos analisados, um dos fatores foi o diâmetro da armadura. O outro foi o efeito em estudo, a saber, o grau de corrosão. A análise foi feita para a resistência máxima e média de aderência e para o escorregamento no ponto de aderência máxima. Os resultados estão mostrados na tabela abaixo.

Tabela 5.4 – ANOVA realizada para os resultados do diâmetro da barra em função do grau de corrosão.

Fonte da Variação	GL	Resistência máxima de aderência		Resistência média de aderência		Escorregamento na máxima aderência	
		F	F crítico	F	F crítico	F	F crítico
Diâmetro da barra	1	0,54	4,35	1,15	4,35	0,54	4,35
Grau de corrosão	4	25,71	2,87	24,83	2,87	25,71	2,87
Interação	4	3,30	2,87	3,80	2,87	3,30	2,87

Observa-se, a partir dos resultados da análise de variância, apresentados na Tabela 5.4, que o grau de corrosão apresentou  $F > F$  crítico, o que demonstra que a resistência de aderência (tanto a máxima quanto a média) e o escorregamento da barra são fortemente influenciados por esta variável. Já em relação ao diâmetro da barra, como o valor de  $F < F$  crítico, estatisticamente esta variável não é significativa nos resultados obtidos. Ou seja, a análise indica que se pode estimar as perdas de aderência com boa precisão considerando apenas o grau de corrosão e não o diâmetro da barra. Entretanto é interessante comentar que a interação também é significativa, ou seja, o grau de corrosão afeta diferentemente as barras com diâmetro diferente.

### 5.3 ENSAIO DE DIMINUIÇÃO DE ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Esta análise está dividida em duas etapas: uma referente à medição manual da perda de seção com auxílio de um paquímetro e outra com relação ao redimensionamento em 3D das barras. Os fragmentos de armadura corroídos utilizados para as medições são provenientes do ensaio de calibração dos graus de corrosão: cada barra tem 145,0mm de comprimento e 12,5mm de diâmetro. Ao final são descritas as conclusões gerais sobre a perda de área de seção transversal baseado na união e análise de ambas as técnicas.

#### 5.3.1 Micrômetro – medição manual

As medições foram feitas para um conjunto de duas barras para cada grau de corrosão. A área de cada seção foi calculada pela média de quatro medidas de diâmetro realizadas. Na Tabela 5.5 se verifica o diâmetro e área média das seções transversais ao longo do seu comprimento (considerando a média das duas barras medidas) para cada grau de corrosão, bem como a parcela referente de perda de área comparada à barra não corroída.

Tabela 5.5 – Cálculo geral da perda de área das seções (micrômetro – medição manual).

<b>Grau de corrosão (%)</b>	<b>Média dos diâmetros (mm)</b>	<b>Média das áreas (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Desvio padrão</b>	<b>% de perda de área</b>
0%	12,09	114,84	4,49	-
2%	11,87	110,58	3,58	3,71%
5%	11,63	106,26	3,86	7,47%
10%	11,23	99,07	5,44	13,73%
20%	10,46	85,88	8,88	25,21%

A tabela mostra que a porcentagem de perda de área de seção transversal aumenta à medida que a corrosão se desenvolve nas armaduras. Apesar de se tratar de um método em que existem muitas variáveis que podem alterar o resultado das medidas, como por exemplo, o posicionamento exato do micrômetro na dimensão do diâmetro das barras, os valores encontrados parecem ser bastante coerentes, pois a perda de área acompanha a perda de massa das barras. Lançando-se os dados acima em um gráfico e traçando-se uma tendência linear nos resultados (Figura 5.25) se percebe uma correlação bastante forte entre os resultados, comprovada pelo valor do  $R^2$  de 0,9995.

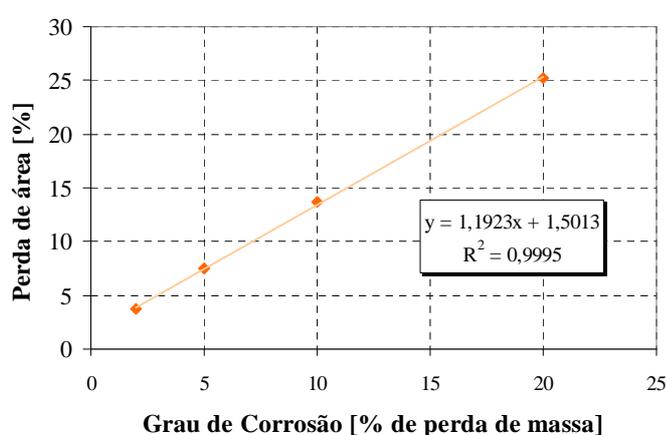


Figura 5.25 – Gráfico da perda de massa em função da perda de área das seções transversais.

Uma análise das seções mais danificadas das barras também foi realizada. Nesta análise foram plotados os dados de perda de massa pontual para cada seção, como mostram os gráficos das Figura 5.26 (2 e 5% de perda de massa) e Figura 5.27 (10 e 20% de perda de massa). Observa-se claramente que a diminuição de seção não é uniforme ao longo das barras. Na barra com 2% de perda de massa existiram pontos nos quais a perda de seção atingiu cerca de 11%, embora a média das leituras se mantivesse em 3,71%.

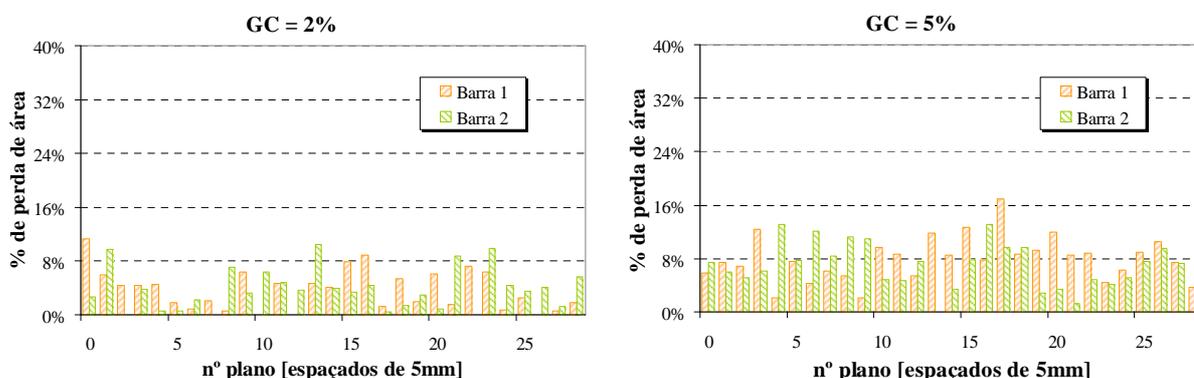


Figura 5.26 – Gráficos da perda de área por seção analisada (micrômetro – 2 e 5% de GC).

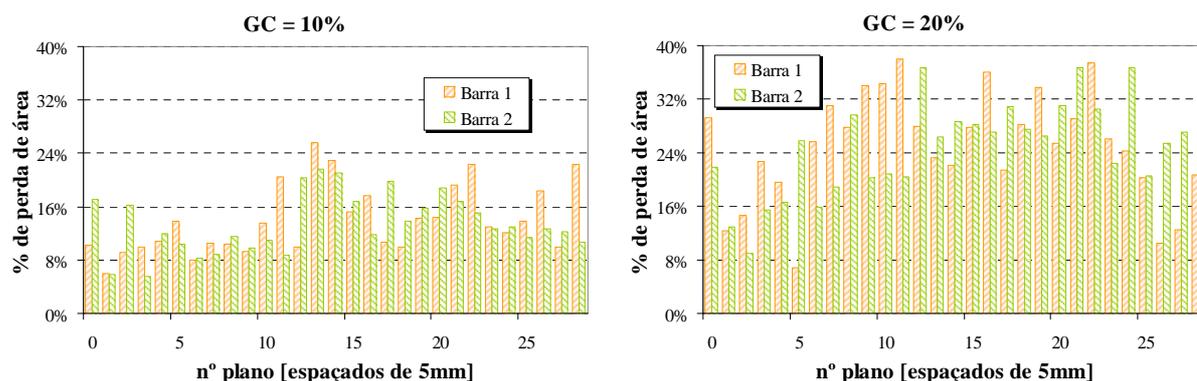


Figura 5.27 – Gráficos da perda de área por seção analisada (micrômetro – 10 e 20% de GC).

Nas barras com 5% de perda de massa se percebeu um ponto com 17% de perda de seção. Nas barras com 10% de grau de corrosão, a maior perda de seção ficou em torno de 25%. Por fim, nas barras com 20% de grau de corrosão, a diminuição máxima de seção foi de 38%. Nestes pontos de corrosão localizada ocorre o maior perigo em termos de segurança para a estrutura. Os valores da média da área de cada seção estão mostrados no Anexo 02.

### 5.3.2 Redimensionamento em 3D

O estudo propiciou a averiguação da área exata das barras de armadura em intervalos de 5,0mm, e foi realizada com o auxílio de um *scanner* que digitalizou a superfície das barras de armadura tridimensionalmente através de uma varredura com raios laser.

As imagens mostradas nas Figura 5.28 e Figura 5.29 mostram vistas dos modelos 3D obtidos com o redimensionamento da barra antes e após a corrosão.

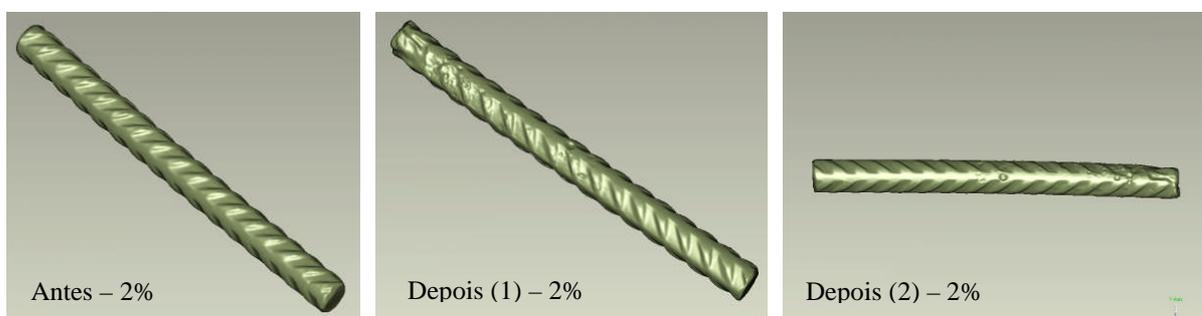


Figura 5.28 – Imagens digitalizadas antes e após a corrosão (GC = 2%).

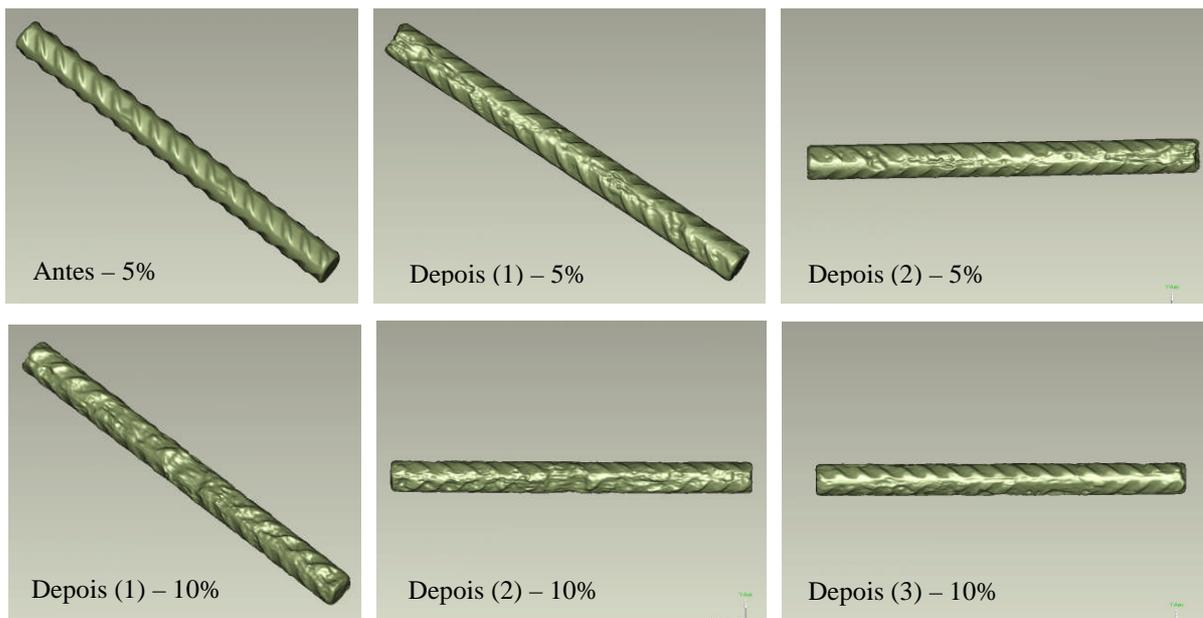


Figura 5.29 – Imagens digitalizadas antes e após a corrosão (GC = 5 e 10%).

Para permitir uma melhor análise, usou-se o software para determinar as áreas transversais em pontos localizados em intervalos de 5,0mm, antes e após o processo corrosivo. A figura 5.28 mostra os resultados obtidos, para os graus de corrosão de 2, 5 e 10%, respectivamente.

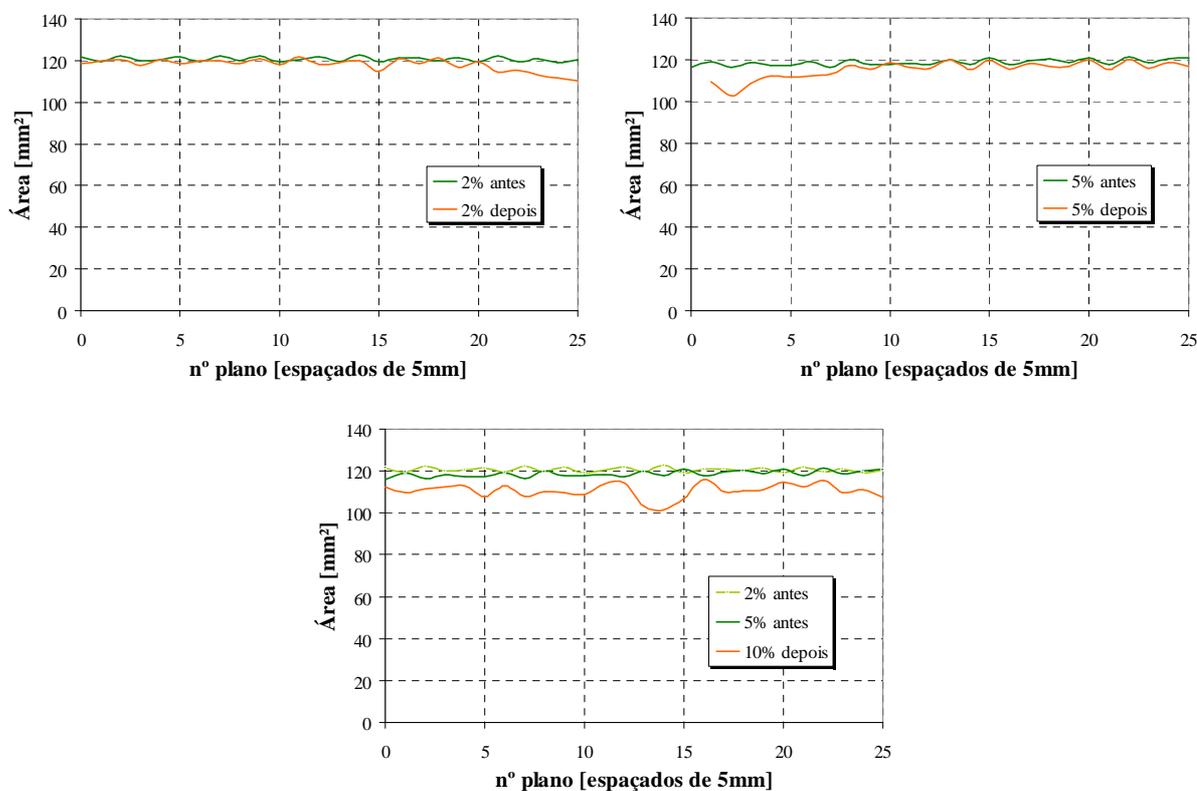


Figura 5.30 – Gráficos da área de cada seção em função do comprimento da barra.

Observa-se que a barra com 20% de perda de massa não pôde ser ensaiada devido à limitação de tempo da pesquisa. É importante destacar que a barra com 10% de grau de corrosão, também devido a problemas experimentais, não foi analisada antes de ser submetida à aceleração. Os valores mostrados na seqüência para esta barra estão baseados na média das duas barras que foram analisadas antes da corrosão, com 2 e 5%.

A Tabela 5.6 mostra a média das áreas de todas as seções analisadas nas barras, juntamente com o desvio padrão e a porcentagem geral de perda de área. Percebe-se, nos gráficos da Figura 5.30 e na tabela abaixo que, para 2 e 5% de perda de massa, a área das seções não diminuíram de forma considerável e foram muito parecidas (em torno de 2,5%), enquanto que, para GC = 10%, ocorre um elevado aumento na perda de área (mais de 7%, aproximadamente 3 vezes maior que o observado para os graus de corrosão de 2 e 5%). Em alguns pontos dos gráficos da Figura 5.30 se percebe que a curva antes da corrosão apresenta pontos que sobresscrevem a curva que representa a barra após a corrosão, que é consequência de um eventual desencontro das seções no instante do posicionamento das barras para a varredura de raios *laser*.

Tabela 5.6 – Cálculo geral da perda de área das seções (redimensionamento em 3D).

Grau de Corrosão		Média das áreas (mm <sup>2</sup> )	Desvio padrão	% de perda de área
2%	Antes	120,64	1,14	2,20
	Depois	117,98	2,98	
5%	Antes	118,75	1,54	2,75
	Depois	115,49	4,16	
10%	Antes	119,66	0,55	7,64
	Depois	110,52	3,49	

A perda de área para cada seção analisada, da mesma forma que feito anteriormente para os dados com o micrômetro, está mostrada nos gráficos da Figura 5.31. Os valores da área de cada seção estão mostrados no Anexo 02.

As barras de 2 e 5% de grau de corrosão obtiveram a maior diminuição de área próximo à uma das extremidades, como mostram os gráficos das Figura 5.30 à Figura 5.31, sendo obtidos valores máximos da ordem de 8% para o grau de corrosão de 2% e da ordem de 12% para 5% de perda de massa. Para 10% de grau de corrosão a maior perda de área se concentrou no centro da amostra, com picos de 16% de redução de área.

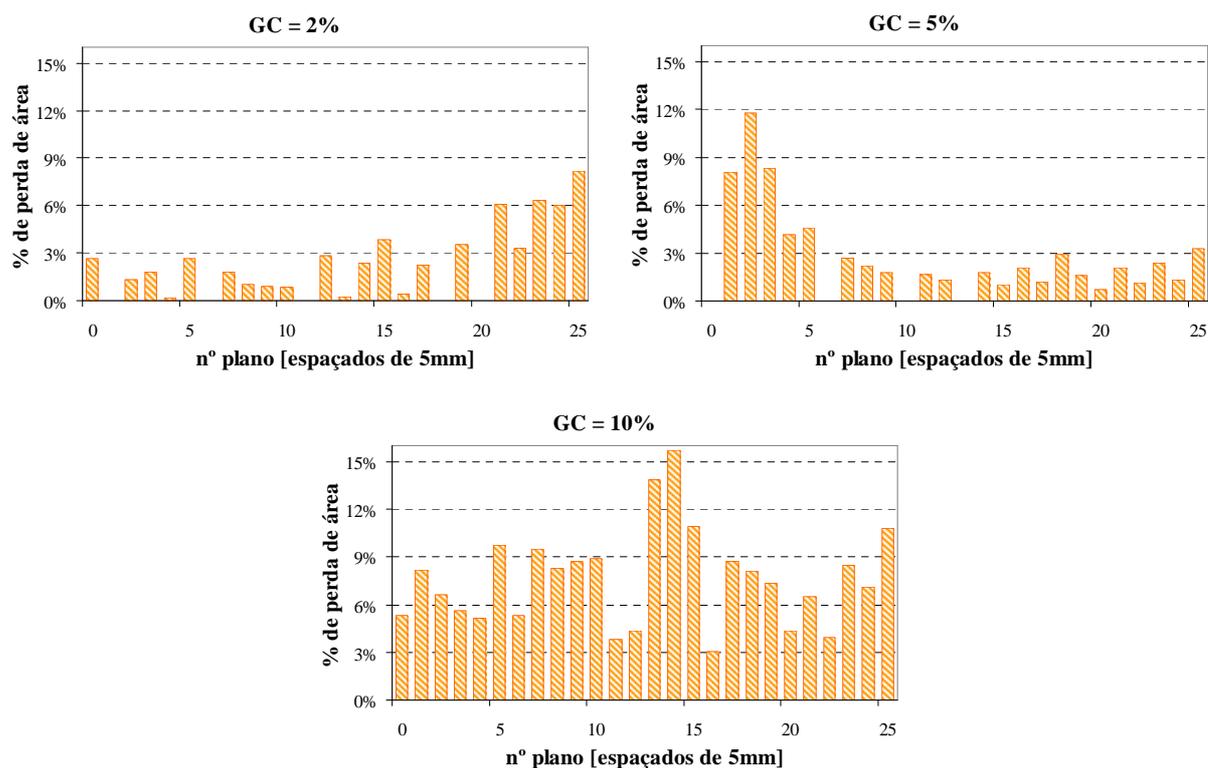


Figura 5.31 – Gráficos da perda de área por seção analisada (redimensionamento em 3D).

Nota-se uma diferença entre os dados obtidos através das medidas manuais com o auxílio do micrômetro e os dados obtidos pelo redimensionamento com raios laser, sendo que os últimos tendem a apresentar valores menores. Esta diferença pode ser parcialmente explicada pelo fato de que as seções estudadas por um método diferem das seções analisadas pelo outro, o que gera variações, dada a forte descontinuidade da corrosão. Tanto o micrômetro como o redimensionamento partiram de seções espaçadas de 5,0mm, sendo as demais seções não analisadas. Ou seja, ambos os métodos desconsideram boa parte da barra e podem conter erros. Além disto, a presença das nervuras é um fator que pode distorcer as medidas manuais com o micrômetro, pois a área considerada como íntegra é tomada como uma circunferência, o que não representa de forma acurada a realidade.

Acredita-se que, pela maior possibilidade de erros inerentes às medidas com o micrômetro, os resultados obtidos com o mesmo são menos confiáveis do que os obtidos pelo método de varredura com raios laser. De qualquer forma, acredita-se que a consideração de um coeficiente de majoração para considerar perdas de área localizadas é fundamental. Recomenda-se que seja efetuado um maior número de ensaios com ambos os métodos para determinar sua potencialidade e definir uma faixa de valores esperados para a máxima redução, considerando diferentes graus de corrosão.

## 5.4 ENSAIO DE DIMINUIÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DA ARMADURA

Este ensaio foi realizado, como já descrito anteriormente, com as barras resultantes do ensaio de arrancamento direto. Os valores obtidos no ensaio foram o de carga máxima e de deslocamento máximo na ruptura. Os gráficos das Figura 5.32 e Figura 5.33 mostram os resultados obtidos para a diminuição da resistência à tração.

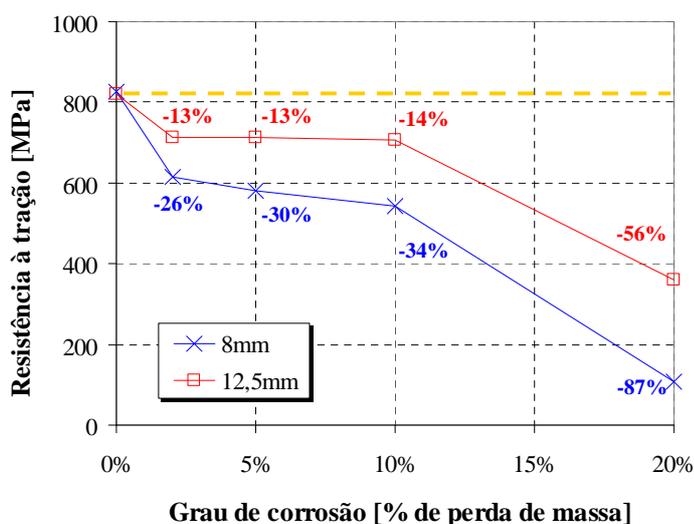


Figura 5.32 – Resistência à tração da armadura em função do GC.

O que se verifica inicialmente no gráfico acima é que, para ambos os diâmetros de armadura, se obtiveram valores muito próximos de resistência à tração, quando não há corrosão nas barras, o que serve para validar a técnica de ensaio, da mesma maneira que ocorreu para a resistência de aderência. Como pode ser conferido no Anexo 03, os valores da resistência à tração nestes pontos foi de 826,3 e 818,7MPa, para as barras de 8,0 e 12,5mm, respectivamente. É importante observar que as barras com grau de corrosão igual a 0% não foram as mesmas utilizadas no ensaio de arrancamento. Para este caso foram ensaiadas barras novas.

De forma geral, em relação às barras corroídas, percebe-se o mesmo comportamento para as duas curvas, ou seja, a resistência à tração sofre inicialmente uma considerável queda em ambos os diâmetros. Com 2, 5 e 10% de grau de corrosão se percebe que o patamar da curva praticamente se mantém estável, em especial para as barras de 12,5mm. A principal queda de resistência é observada quando a armadura atinge o grau de corrosão de 20%.

A queda da resistência à tração mostrada na Figura 5.32 foi determinada considerando puramente o valor da carga de ruptura, desconsiderando a perda de seção transversal da barra. Ou seja, considerou-se, para o cálculo da resistência, a área de seção original do aço, pois isto representaria o que se esperaria no momento do projeto da estrutura, permitindo avaliar como a corrosão afeta o desempenho esperado.

Sabe-se, todavia, que a determinação do valor real da tensão de tração em barras corroídas deve considerar a perda de área que ocorre à medida que se desenvolve o processo corrosivo. Desta maneira, considerando a diminuição de área da seção da armadura, o cálculo da resistência à tração para os graus de corrosão analisados na pesquisa acontece de acordo com a Figura 5.33, para as medições de área com micrômetro e com redimensionamento, respectivamente. No segundo gráfico as medidas foram feitas até 10% de grau de corrosão.

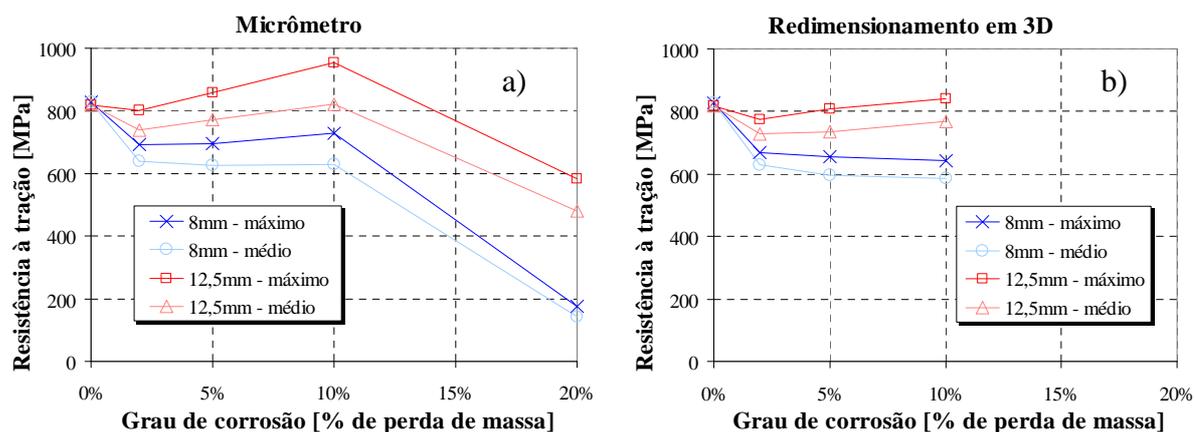


Figura 5.33 – Resistência à tração da armadura em função do GC, considerando a diminuição máxima e média de área da seção a) pelo micrômetro e b) pelo redimensionamento em 3D.

Nos gráficos estão plotados os valores da resistência à tração das barras considerando-se a perda média e máxima de seção ao longo das barras de armadura. Nota-se que existe um aumento da resistência à tração quando são consideradas nos cálculos as perdas médias de área da seção transversal.

Nos gráficos se percebe, especialmente naquele referente ao diâmetro de 12,5mm, que há uma tendência bastante forte de não existir diferença significativa entre as resistências à tração quando o grau de corrosão é menor ou igual a 10% de perda de massa. Armaduras com mais de 20% de grau de corrosão apresentam, em todos os resultados, uma considerável perda de resistência à tração, que deve ser levada em consideração nas vistorias e obras de manutenção.

Isto pode ser atribuído ao fato de que não se consegue medir, acuradamente, a perda de seção, devido à dificuldade de retirar todo o material adulterado da superfície da barra. Ou seja, os resultados indicam que a avaliação da redução de diâmetro de uma barra bastante corroída em campo pode subestimar consideravelmente a perda de área. Outro fator que pode estar associado a esta diminuição no valor de resistência à tração das barras com 20% de grau de corrosão é a irregularidade das seções transversais – a formação dos pites –, favorecendo o surgimento de tensões concentradas que favoreçam a ruptura e/ou desestabilização do elemento prematuramente.

A Figura 5.34 mostra os resultados obtidos para o alongamento das barras até a ruptura.

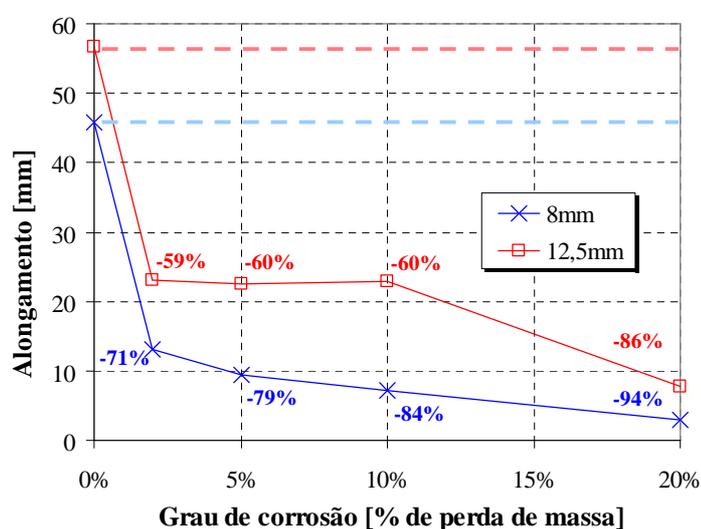


Figura 5.34 – Alongamento máximo na ruptura em função do GC.

A análise do gráfico do alongamento da barra mostra o mesmo comportamento observado no gráfico da resistência à tração. Ou seja, percebe-se uma queda considerável do alongamento das barras para 2% de perda de massa. Essa queda, conforme mostra o gráfico, é da ordem de 71% para as barras de 8,0mm de diâmetro e de 59% para as barras de 12,5mm. O alongamento se mantém no mesmo patamar até ser atingido o grau de corrosão de 10% para a armadura de 12,5mm de diâmetro, e apresenta queda ainda mais significativa para 20% de perda de massa. Com a barra de 8,0mm de diâmetro se percebe que, após os 2% de perda de massa, a queda do valor do alongamento ocorre de forma suave, sem apresentar patamares como aquele verificado com a barra de outro diâmetro. Este gráfico é um indício bastante forte de que a corrosão nas armaduras diminui a ductilidade do material. Ou seja, o aço quando corroído tende a se comportar de maneira mais frágil do que quando intacto. Esta

característica já foi observada na revisão bibliográfica através das citações de Apostolopoulos *et al.* (2006), Almusallam (2001) e Andrade e Martinez (2005).

## 5.5 DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES DE TRAÇÃO NO CONCRETO

Devido à falta de ensaios semelhantes na literatura e por não existir normalização específica, foi necessário tentar estabelecer uma metodologia de ensaio. A falta de parâmetros estabelecidos para analisar este tipo de ensaio dificulta a análise dos resultados. Além disto, não se tem ainda uma idéia consolidada dos fatores intervenientes que podem afetar os experimentos. A idéia inicial era que se determinasse a tensão máxima radial de tração para cada grau de corrosão estudado na pesquisa. Entretanto, com a análise dos primeiros resultados, se optou por manter o ensaio até o descolamento total do extensômetro, que em todos os casos aconteceu prematuramente. Ou seja, em nenhum dos casos foi atingido um grau de corrosão maior que 10%.

As condições desfavoráveis do ensaio, como por exemplo, a exposição do extensômetro ao clima agressivo gerado pelos cloretos da solução e a corrosão da braçadeira de aço, levaram à adoção de alguns cuidados extras para a realização do ensaio.

Para evitar a corrosão da braçadeira algumas medidas foram tomadas, como a pintura do anel com primer à base de epóxi rico em zinco, medida que não teve resultados satisfatórios.

A segunda medida foi a utilização de uma braçadeira de aço inoxidável, ao invés da braçadeira de aço carbono utilizada inicialmente, complementada com a colocação de silicone em todo o perímetro do anel, a fim de evitar ou retardar a chegada da solução no metal e proteger o extensômetro da atmosfera agressiva. Tal procedimento se mostrou mais eficaz que as outras técnicas utilizadas, porém não apresentou, ainda, resultados ideais.

Devido a estas alterações de procedimentos de ensaio, foram realizadas três concretagens distintas: a primeira e a segunda com três corpos-de-prova cada e a última com seis corpos-de-prova, totalizando doze exemplares no total.

A maioria dos resultados obtidos apresentou bastante variabilidade e foram descartados. Os poucos que indicaram coerência de valores estão mostrados na seqüência.

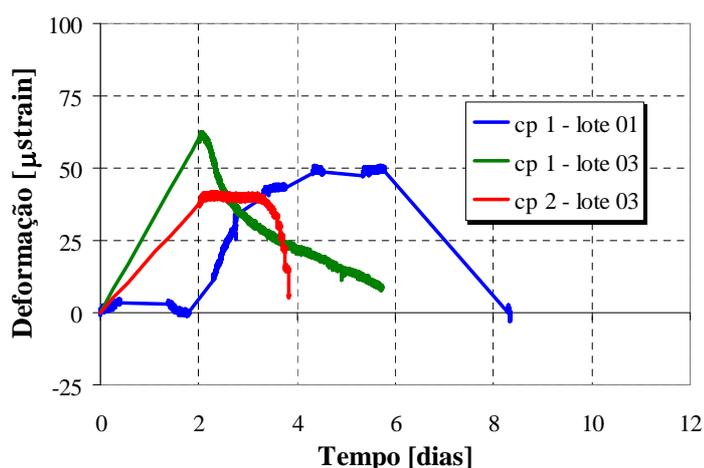


Figura 5.35 – Gráficos da deformação das braçadeiras metálicas.

Na figura acima se visualiza a curva da deformação das braçadeiras medida em função do tempo. A análise das três curvas evidencia que os corpos-de-prova apresentaram valores similares de deformação máxima, em torno de  $50\mu\epsilon$ .

Os dois corpos-de-prova pertencentes ao lote 03 alcançaram a deformação máxima aos dois dias, enquanto que o corpo-de-prova do lote 01 alcançou esta deformação somente aos quatro dias. O cálculo das tensões máximas atuantes na braçadeira de metal foi feito utilizando a lei de equivalência de tensões e deformações dada pela Lei de Hooke, onde  $\sigma = \epsilon \times E$ .

O módulo de elasticidade (E) do aço carbono da braçadeira do corpo-de-prova pertencente ao lote 01 é igual a 200,0GPa, enquanto que, para as braçadeiras dos corpos-de-prova do lote 03, de aço inoxidável, o E é igual a 190,3GPa.

O valor calculado para as tensões atuantes no anel, considerando estes valores, está mostrado na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Tensões atuantes na braçadeira metálica.

Corpo-de-prova	Tensão (MPa)
cp 1 – lote 01	10,06
cp 1 – lote 03	11,91
cp 2 – lote 03	7,96

Devido à grande variabilidade dos resultados que levou ao descarte de grande parte dos dados obtidos, conjugada com a agressividade do ambiente e com outras condições adversas para a

realização do ensaio, sugere-se uma adaptação da metodologia, especialmente na técnica de aceleração da corrosão, para garantir maior confiabilidade dos dados de resposta.

## 5.6 ENSAIO DE VIGAS – ANÁLISE EXPERIMENTAL

Os protótipos de vigas ensaiados foram corroídos até se obter o grau de corrosão esperado, aplicando-se a mesma densidade de corrente utilizada nos demais experimentos:  $500\mu\text{a}/\text{cm}^2$ .

Após o tempo necessário de aceleração da corrosão, as vigas foram fotografadas, para registrar os danos decorrentes do processo corrosivo, como mostrado nas figuras apresentadas a seguir, para cada porcentagem de perda de massa.



Figura 5.36 – Viga com 2% de GC.



Figura 5.37 – Viga com 5% de GC.



Figura 5.38 – Viga com 10% de GC.



Figura 5.39 – Viga com 20% de GC.

É fácil visualizar nas figuras que, quanto maior o grau de corrosão, maior é a quantidade de produtos derivados do processo corrosivo acumulados na superfície das vigas, e tanto maior parece seu estado de deterioração. Decidiu-se realizar uma avaliação simplificada do estado das vigas através da coleta e pesagem dos produtos de corrosão acumulados nos exemplares de viga com graus de corrosão de 5% e 20%, o que poderia ser um indicativo da agressividade, apesar de uma parcela considerável destes produtos se dissolver na solução de NaCl, e outra parcela ficar retida dentro do concreto. As massas dos produtos de corrosão retirados foram iguais a 69,3 e 234,3g, respectivamente. Apesar da simplicidade da técnica, observa-se que estes valores indicam a existência de uma relação de 1:3,4 entre as massas recolhidas, o que está bem próximo da relação 1:4 esperada, uma vez que 20% de perda de massa corresponderia a quatro vezes a massa perdida para um grau de corrosão de 5%.

Após a limpeza dos produtos de corrosão que se encontravam na superfície da viga, todas as fissuras na mesma foram mapeadas. O quadro fissuratório foi transferido para o computador e, com o auxílio de um programa gráfico, as fissuras foram redesenhadas, como mostrado na Figura 5.40. Percebe-se claramente que a densidade das fissuras aumenta à medida que a corrosão se desenvolve nas vigas. Apesar de não ter sido efetuado um controle da abertura das fissuras, visualmente se verificava que as mesmas tinham maior abertura nas vigas com elevado grau de corrosão.

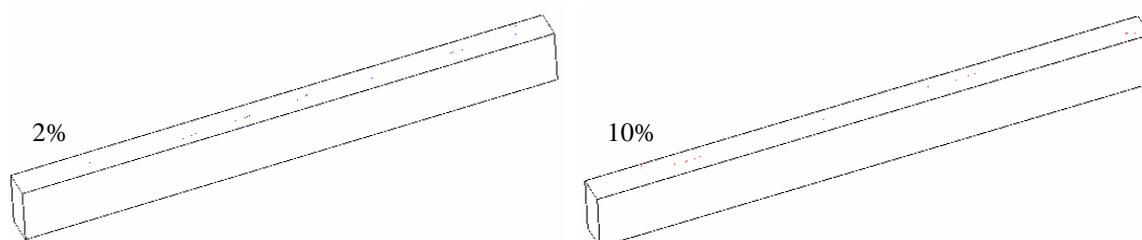


Figura 5.40 – Mapeamento das fissuras nas vigas (vista invertida).

Esta análise confirma que a corrosão é um processo que se auto-alimenta, pois quanto maior o número e maior a abertura das fissuras, maior será a tendência de a corrosão se generalizar no elemento ou na estrutura de concreto armado.

As vigas foram ensaiadas estaticamente conforme esquema mostrado na Figura 3.23. O aparecimento e a propagação das fissuras foram mapeados com o auxílio de canetas coloridas. A cada incremento de carga correspondente a 1,5kN foi anotado o deslocamento central da viga; o gráfico da Figura 5.41 mostra os resultados obtidos.

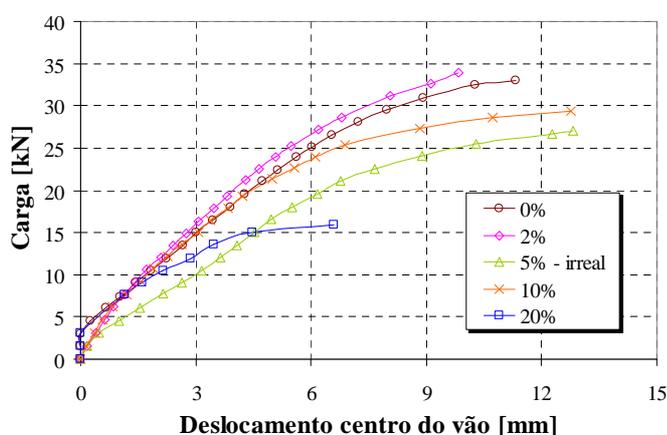


Figura 5.41 – Gráfico da carga aplicada em função dos deslocamentos no centro do vão.

Percebe-se no gráfico que existe a tendência de os deslocamentos aumentarem para cada incremento de carga aplicado, à medida que a corrosão aumenta. Por outro lado se percebe que a carga de ruptura tende a baixar nas vigas onde se verificam perdas de massa mais acentuadas. Desta maneira percebe-se que, além de reduzir a capacidade de suportar carga, a corrosão leva a deformações maiores dos elementos afetados, o que pode levar a estrutura a atingir seu limite de serviço ou de até mesmo de utilização. A comparação dos valores obtidos para as cargas de ruptura máximas e as cargas para o aparecimento da primeira fissura típica de flexão, nos diferentes graus de corrosão, estão mostradas na Figura 5.42.

Analisando-se os gráficos se percebe que a viga com 5% de grau de corrosão apresenta comportamento diferenciado das outras vigas, seja pelo deslocamento acentuado do centro do vão, seja pela reduzida carga de ruptura comparada à viga com 10% de perda de massa. Este fato pode ser explicado uma vez que esta viga teve os estribos isolados da armadura longitudinal antes da concretagem, a fim de garantir que somente esta última armadura sofresse os efeitos da corrosão. Ou seja, as outras vigas (com grau de corrosão de 2, 10 e

20%) sofreram corrosão também nos estribos, enquanto que nesta viga (GC=5%), a corrosão se concentrou na armadura longitudinal, provocando desta maneira, efeitos mais danosos para um grau de corrosão não tão elevado. Por este motivo a viga com 5% de grau de corrosão é chamada neste trabalho de “5% - irreal”, pois não se sabe ao certo o grau de corrosão do elemento. Não se pode afirmar com certeza, entretanto, que as vigas com graus de corrosão de 2, 10 e 20% têm exatamente estes valores de perda de massa, uma vez que a técnica de acelerar a corrosão não é exatamente a mesma empregada para os ensaios de calibração dos graus de corrosão, como se observa pela dimensão do cobrimento das vigas e, conseqüentemente, pela altura de solução.

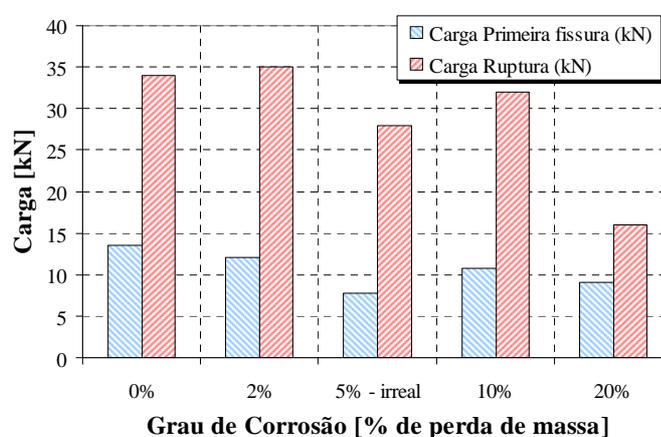


Figura 5.42 – Gráfico com as cargas de ruptura e de aparecimento da primeira fissura.

Pouca diferença foi percebida entre os comportamentos da viga de referência e da viga com 2% de grau de corrosão, sendo esta última a que resistiu mais carga. Pode-se explicar este fato pelo pequeno impacto de uma leve corrosão nas propriedades da barra, associada a um pequeno aumento da resistência de aderência, indicado nos ensaios de aderência já discutidos.

Na Figura 5.43 se visualiza o tipo de ruptura dos diferentes elementos. A viga de 2% de grau de corrosão apresentou ruptura por esmagamento do concreto na parte superior, semelhante ao ocorrido com a viga de referência, apontando uma possível “super-armação” dos elementos. Já as vigas com 5, 10 e 20% de perda de massa apresentaram ruptura na armadura longitudinal, demonstrando o enfraquecimento da armadura e da ligação com o concreto causado pelo processo corrosivo.



Figura 5.43 – Vigas após a ruptura.

É interessante de se perceber que o mesmo comportamento observado nas vigas (descartando-se aquela com 5% de perda de massa, por apresentar características diferentes demais) foi observado nos demais ensaios realizados para avaliar as propriedades estruturais afetadas com a corrosão de armaduras. Para graus pequenos de corrosão, que no caso da pesquisa são de 2 e 5%, não se verifica a existência de perda de desempenho significativo. Já para graus de corrosão acima de 10%, os danos são acentuados e o desempenho do elemento fica comprometido.

Diante disto, pode-se estabelecer o patamar de 10% de perda de massa como o limite de corrosão admissível em peças que não demanda intervenção imediata na forma de reforço ou reconstituição da armadura, pois para 20% de grau de corrosão as estruturas tendem a perder drasticamente a capacidade de carga através da redução das propriedades estruturais como a aderência, área de seção transversal e resistência à tração, já estudados anteriormente e confirmados com o ensaio da viga. Os dados coletados durante este ensaio estão mostrados no Anexo 04.

## 5.7 ENSAIO DE VIGAS – ANÁLISE NUMÉRICA

Inicialmente modelou-se a viga que foi utilizada na entrada de dados do programa. Como mencionado no capítulo 4, o programa que serviu de base para esta pesquisa é capaz de

analisar estruturas contidas no plano. As propriedades do concreto que constituíram a entrada de dados do programa foram: módulo de elasticidade igual a 25,93GPa, coeficiente de poisson igual a 0,2, peso específico igual a 2500kgf/m<sup>3</sup>, resistência à compressão  $f_c$  igual a 25MPa e resistência à tração de 1,79MPa. As propriedades do aço foram: módulo de elasticidade igual a 210GPa e resistência à tração de 500MPa. Optou-se por trabalhar com metade da viga, dada a existência de um eixo de simetria, a fim de se obter maior rapidez no processamento da estrutura. A discretização da malha de elementos finitos foi composta por 24 elementos e 35 nós, como mostra a Figura 5.44.

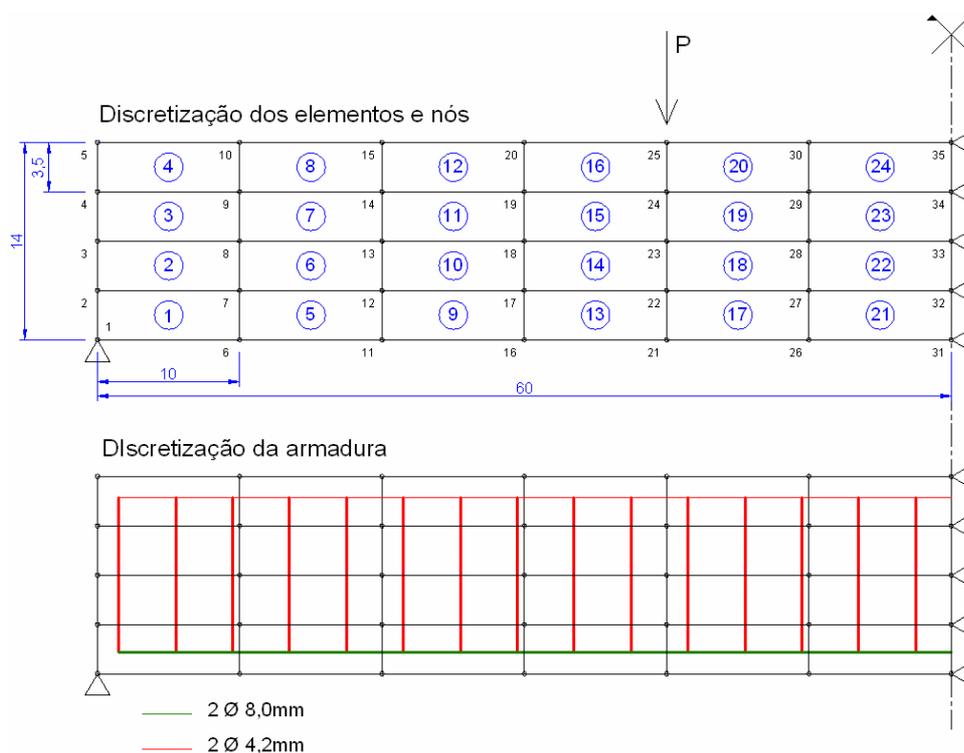


Figura 5.44 – Discretização da malha de elementos finitos e da armadura.

### 5.7.1 Alteração das propriedades estruturais

Inicialmente se executou o programa em sua versão original, sem qualquer alteração na programação e com as propriedades originais da estrutura, ou seja, sem qualquer deterioração por corrosão. O gráfico da Figura 5.45 mostra a comparação dos valores experimentais e numéricos, evidenciando excelente aderência entre eles.

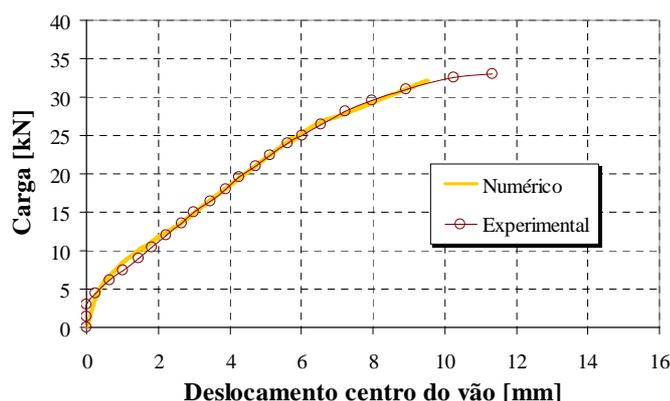


Figura 5.45 – Gráfico da comparação numérico e experimental: GC = 0%.

A boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos, na ausência de corrosão, indica que o modelo está representando adequadamente a situação das vigas, o que assegura que a discretização proposta para o modelo da viga é consistente.

A etapa seguinte do trabalho está baseada na mudança das propriedades dos materiais, principalmente do aço, quando se desencadeia o processo de corrosão. Estas propriedades foram alteradas de acordo com as respostas obtidas nos experimentos. A tabela seguinte mostra a magnitude das alterações feitas para cada grau de corrosão.

Tabela 5.8 – Magnitude das alterações das propriedades estruturais no modelo teórico.

<b>Grau de corrosão (%)</b>	<b>Redução da resistência de aderência (%)</b>	<b>Redução da área de seção transversal – micrômetro (%)</b>	<b>Redução da resistência à tração (%)</b>
2%	0,0	3,71	0,0
5%	0,0	7,47	0,0
10%	11,0	13,73	0,0
20%	43,0	25,71	45,0

Como mostra a Tabela 5.8, a resistência de aderência foi somente alterada para os valores de 10 e 20% de perda de massa. Os valores de diminuição de aderência mostrados na tabela foram obtidos a partir da média das resistências máximas dos dois diâmetros, uma vez que, como mostrado na análise estatística, o diâmetro da barra não é uma variável significativa nos resultados. Para os graus menores de corrosão ocorreu um considerável aumento desta resistência, que quando incorporada ao programa provoca ruptura prematura da viga. Uma explicação para este fato é o aumento de rigidez que a elevada resistência de aderência

proporciona à estrutura, restringindo a fissuração do concreto e provocando a ruptura do elemento pela compressão do concreto na face superior da viga. Decidiu-se, portanto, desconsiderar os aumentos de aderência.

A área de seção transversal foi alterada de acordo com as medidas feitas pelo micrômetro, uma vez que esta série de medidas se encontra completa, o que não ocorre, por exemplo, com as medidas do redimensionamento em 3D, pois não foram obtidos resultados referentes à barra com 20% de corrosão.

A redução da resistência à tração só foi implementada para a viga com grau de corrosão igual a 20%, uma vez que, como já concluído anteriormente, não existe mudança significativa dos valores de resistência à tração para 0, 2, 5 e 10% de corrosão.

Os resultados obtidos, através da curva da carga em função do deslocamento, estão mostrados na seqüência.

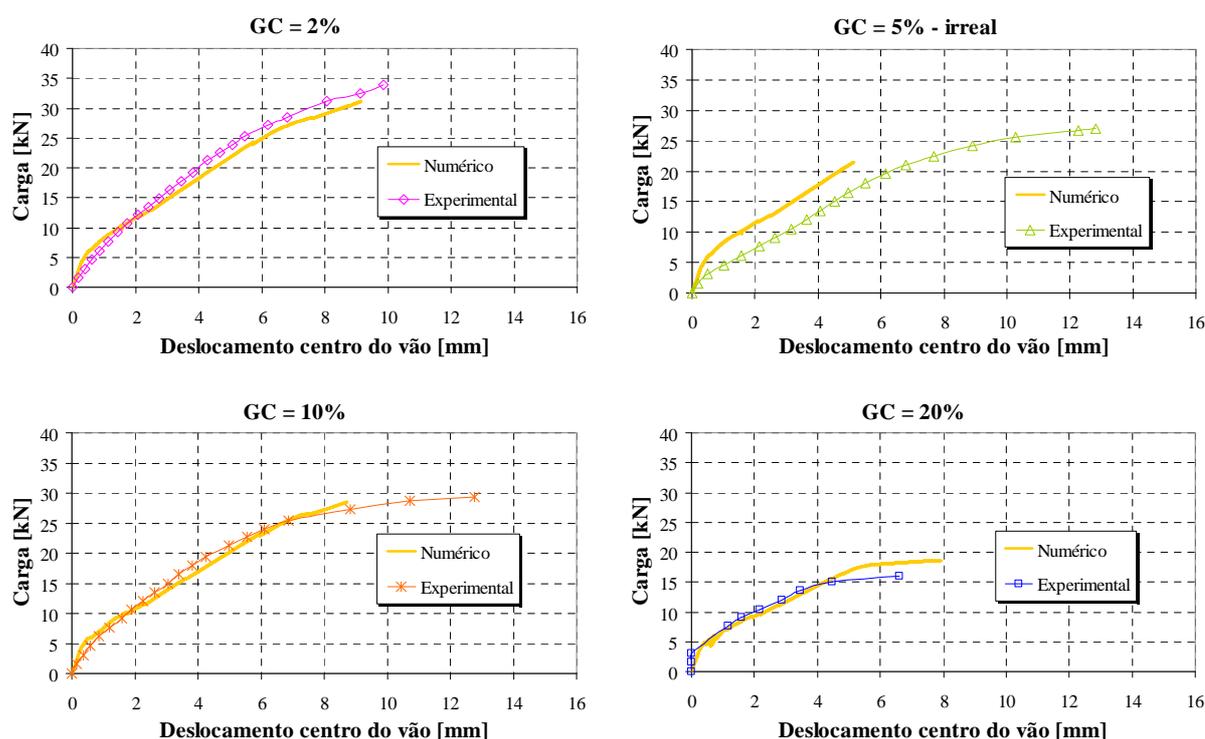


Figura 5.46 – Gráficos da comparação numérico e experimental: GC = 2, 5, 10 e 20%.

Observando-se os gráficos se percebe que existe uma boa correlação entre os valores experimentais e teóricos, com exceção da viga com 5% de corrosão que, como já mencionado, teve um procedimento de aceleração da corrosão diferenciada das demais e, portanto,

apresenta maior desvio em relação às alterações das propriedades estruturais proposta na Tabela 5.8. Uma comparação da carga de ruptura entre os valores teóricos e experimentais para cada grau de corrosão está mostrada na figura 5.45. Percebe-se uma forte proximidade entre os valores, sendo sempre o valor experimental maior que o teórico, com exceção da viga com 20% de corrosão, onde o valor numérico foi superior à carga de ruptura experimental.

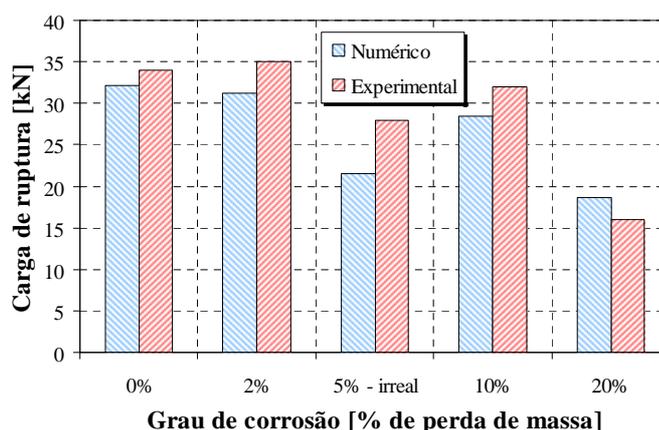


Figura 5.47 – Gráfico comparativo da carga de ruptura teórica e experimental.

## 5.7.2 Aplicação de incrementos de deterioração

Duas análises foram feitas: uma com a manutenção da carga no elemento à medida que a corrosão se desenvolve, com a resposta dada em função dos deslocamentos, e outra onde a capacidade de carga da estrutura se altera, de acordo com a inclusão dos danos na estrutura, com a resposta dada em função da perda de capacidade de carga acrescida dos deslocamentos. Os incrementos de perda de seção, de aderência e de resistência à tração foram adicionados no trecho da armadura correspondente ao comprimento de 400,0mm do terço médio da estrutura, e sempre de maneira constante. Ou seja, não serão analisados os efeitos pontuais da corrosão, como a perda de seção mais significativa em um determinado ponto.

### 5.7.2.1 Manutenção da capacidade de carga (considerando a carga de serviço)

A diminuição da área da seção transversal da armadura foi a primeira propriedade a ser modificada no programa. O tipo de incremento utilizado foi por meio de carga. A área da seção transversal foi continuamente forçada a diminuir em incrementos de 1% de área. A

primeira imagem da Figura 5.48 mostra a resposta do programa com relação à carga aplicada em função dos deslocamentos no centro do vão. Nota-se que os deslocamentos são maiores quando a perda de seção é maior. Inicialmente a resposta da estrutura frente à corrosão, através dos deslocamentos, não é significativa. Porém, a partir de 40% de perda de seção, a estrutura começa a se deformar consideravelmente. O outro gráfico da figura mostra que o aumento dos deslocamentos após o início da corrosão, com manutenção da carga, pode chegar a mais do que o dobro do deslocamento medido com a estrutura não corroída submetida ao carregamento de serviço. Verifica-se o contínuo aumento dos deslocamentos até a perda de seção correspondente a 65% (35% de área restante). Inicia um período de oscilação após esta medida, que pode ser explicado pelo elevado valor de convergência que necessita ser fornecido ao programa para forçar a continuação do processamento.

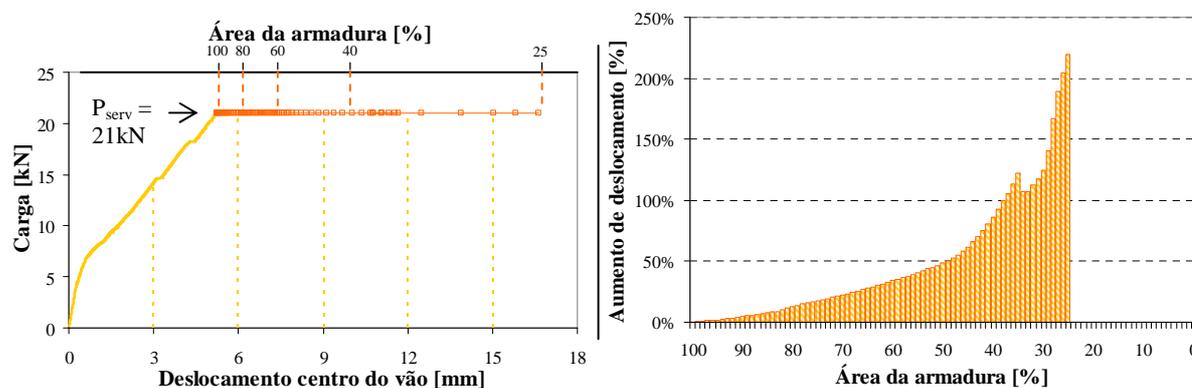


Figura 5.48 – Gráficos do aumento dos deslocamentos para manutenção da carga: incrementos de perda de seção.

Para o mesmo exemplo foi incrementada a diminuição da aderência somada à diminuição da área de seção. A perda de aderência foi incrementada através de retas traçadas entre os valores obtidos nos dados experimentais mostrados na Figura 5.19. Por meio destas retas, foram feitas correlações lineares entre as medidas obtidas. A diminuição da resistência de aderência é alterada multiplicando-se a lei de aderência existente no programa por seu coeficiente redutor.

Na primeira imagem da Figura 5.49 se percebe que os deslocamentos mantêm a mesma magnitude que o gráfico anterior até aproximadamente 40% de perda de seção (60% de área restante), e que os mesmos aumentam consideravelmente para graus de corrosão maiores. Em relação à segunda imagem, nota-se que as oscilações iniciam mais cedo, com aproximadamente 35% de perda de área (65% de área restante).

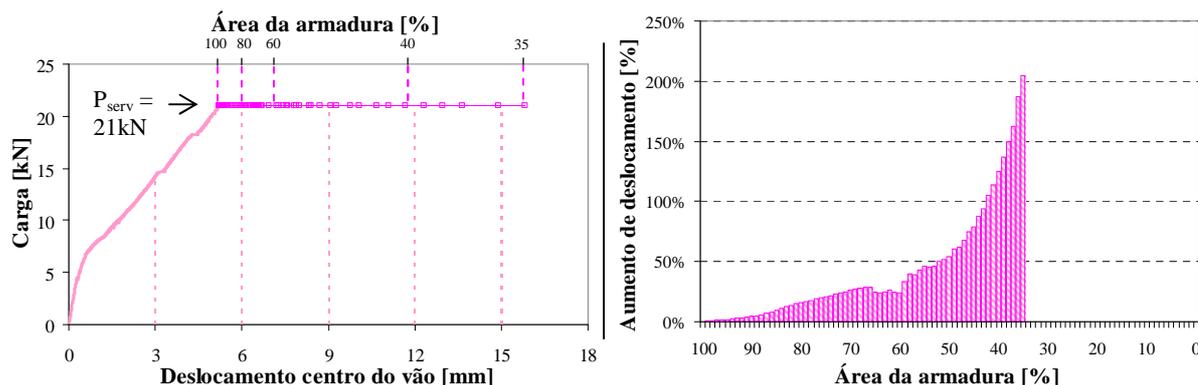


Figura 5.49 – Gráficos do aumento dos deslocamentos para manutenção da carga: incrementos de perda de seção e de aderência.

O incremento de perda de resistência à tração também foi adicionado à análise para graus de corrosão mais elevados (como mostrou a avaliação experimental). Os resultados obtidos são mostrados na seqüência. No primeiro gráfico se percebe que existe um grande deslocamento da estrutura após os 20% de perda de seção, que continua a aumentar consideravelmente após este patamar, enquanto que para perdas de seção menores que 20% os deslocamentos são praticamente iguais aos mostrados nos gráficos anteriores.

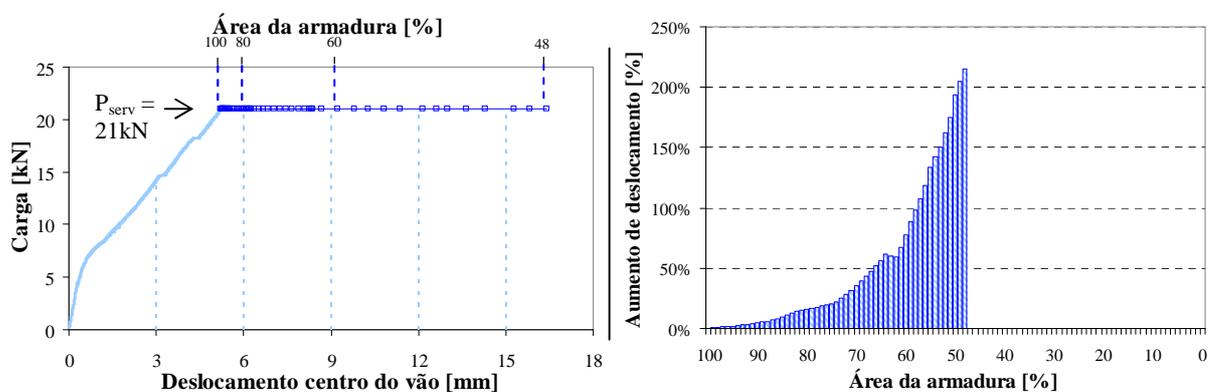


Figura 5.50 - Gráficos do aumento dos deslocamentos para manutenção da carga: incrementos de perda de seção, aderência e resistência à tração.

A Figura 5.51 mostra a comparação entre os deslocamentos obtidos com os incrementos de perda de seção, de perda de seção mais a aderência e de perda de seção mais a aderência e mais a resistência à tração. Verifica-se inicialmente que a partir de 14% de perda de área os deslocamentos são maiores quando se incrementa a perda de aderência. Os deslocamentos aumentam ainda mais quando se incrementa a perda de resistência à tração que ocorre a partir de 27% de perda de área.

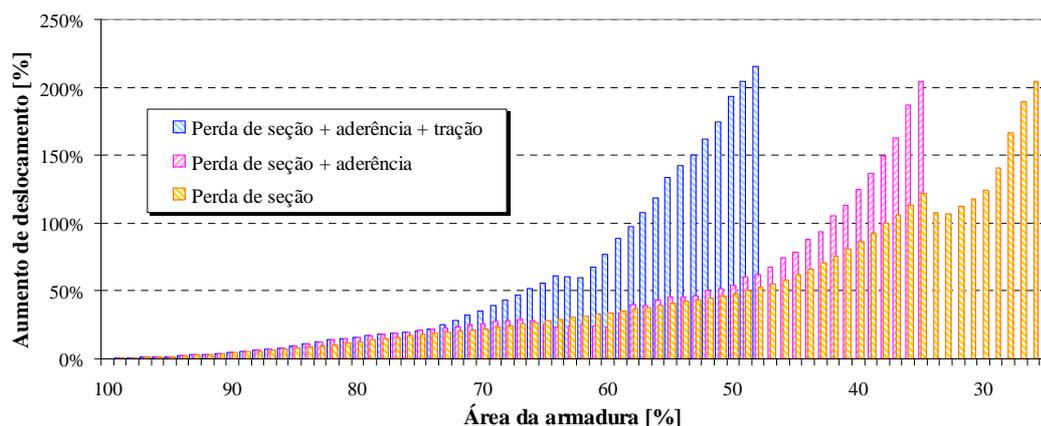


Figura 5.51 – Comparação do aumento dos deslocamentos para três tipos de incrementos.

### 5.7.2.2 Alteração da capacidade de carga

Da mesma maneira que para o item anterior, a primeira análise deste item se baseou na alteração em incrementos negativos de 1% da área da seção transversal. Ou seja, levou-se a estrutura até a carga de serviço – igual a 21,0kN – e, a partir deste instante, esta carga de serviço não é mantida, diferentemente de como ocorreu com o item 5.7.2.1. O tipo de incremento utilizado foi por meio de carga. O programa, na tentativa de incrementar a carga, incrementa também a deterioração da estrutura. Percebe-se um forte decréscimo da capacidade de suporte de carga quando inicia a corrosão na estrutura (Figura 5.52), seguido por um aumento não muito significativo dos deslocamentos. A partir de aproximadamente 50% de perda de seção se percebe pequena oscilação nos resultados, provavelmente devido ao mesmo fator mencionado no item anterior: o elevado valor de convergência do sistema.

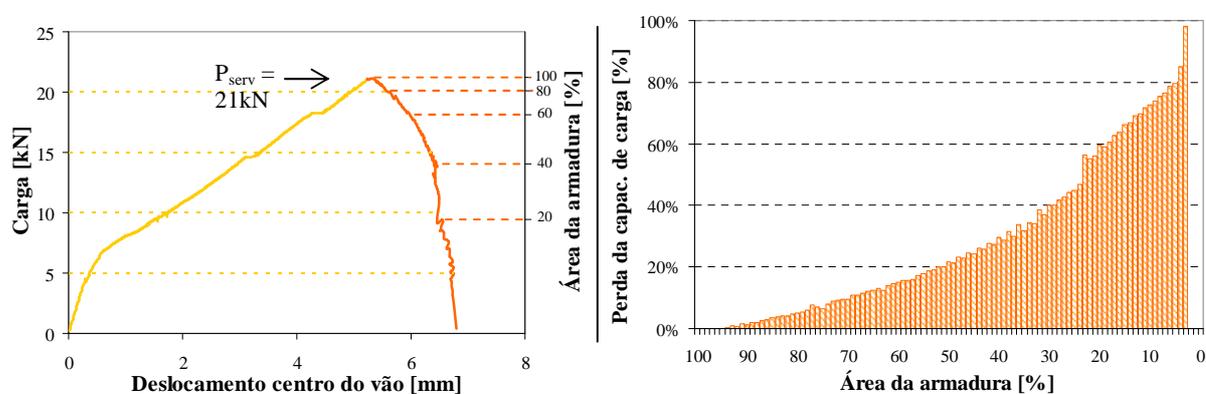


Figura 5.52 – Gráfico da capacidade de carga para os incrementos de perda de seção.

A soma dos incrementos da perda de aderência com a perda de seção está mostrada na Figura 5.53. O comportamento da curva após o início da corrosão de manteve praticamente inalterado, comparado ao gráfico representativo da perda de seção. A capacidade de carga apresentou queda significativa após a redução da seção da barra conjugada com a redução da aderência entre o aço e o concreto.

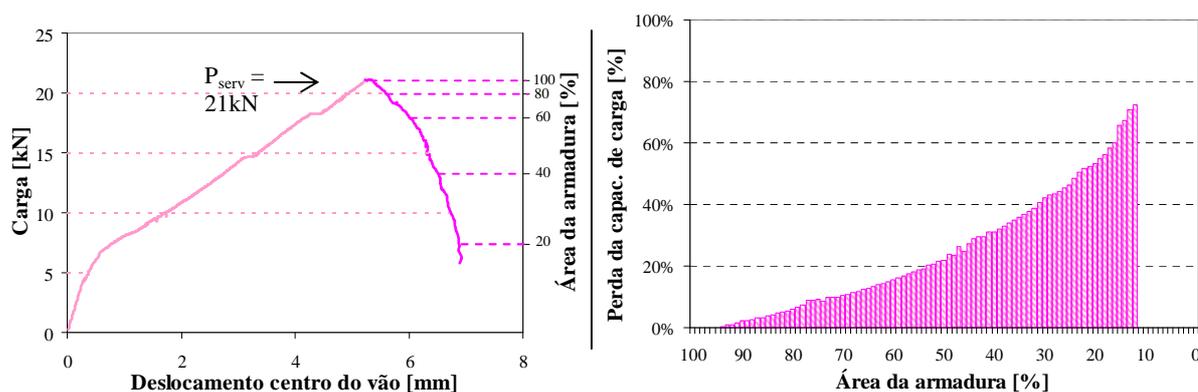


Figura 5.53 – Gráfico da capacidade de carga para os incrementos de perda de seção e aderência.

O efeito da diminuição da resistência à tração, conjugada à diminuição da aderência e da área da seção das barras de armadura está mostrado na Figura 5.54. Nota-se nesta análise que, da mesma maneira verificada no item anterior, a carga não se anulou. O programa parece exigir um limite de convergência maior para dar continuidade ao processamento da estrutura. Como este valor já está em um nível bastante elevado, optou-se por não alterar esta característica, o que colabora para que todas as análises mostradas obedeçam ao mesmo modelo de estrutura fornecido no arquivo de entrada de dados.

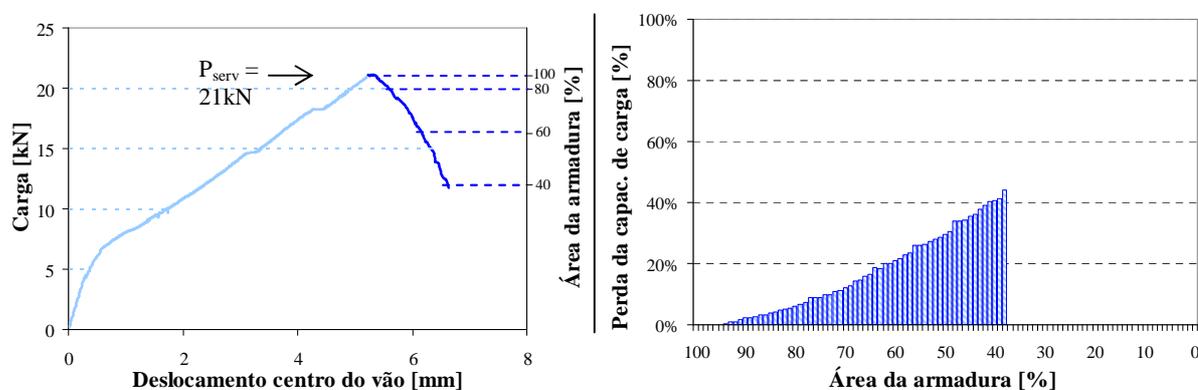


Figura 5.54 - Gráfico da capacidade de carga para os incrementos de perda de seção, aderência e resistência à tração.

O gráfico comparativo da Figura 5.55 mostra que houve pouca diferença entre a perda da capacidade de carga registrada para as duas primeiras análises, registrando somente um pequeno aumento quando são adicionados os efeitos da aderência. Em contrapartida, com a inclusão dos incrementos de diminuição de resistência à tração, a capacidade de suporte de carga mostrou diminuir consideravelmente.

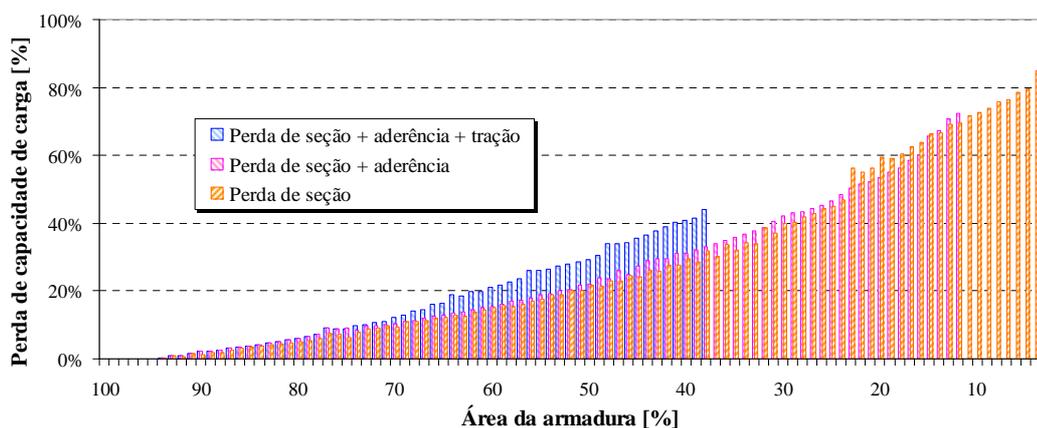


Figura 5.55 – Comparação da diminuição da capacidade de carga para dois tipos de incrementos.

Observou-se também o aumento dos deslocamentos (Figura 5.56), conjugado com a constante redução da capacidade de carga, o que sugere que a diminuição da aderência e da resistência à tração aumenta a deformabilidade da estrutura.

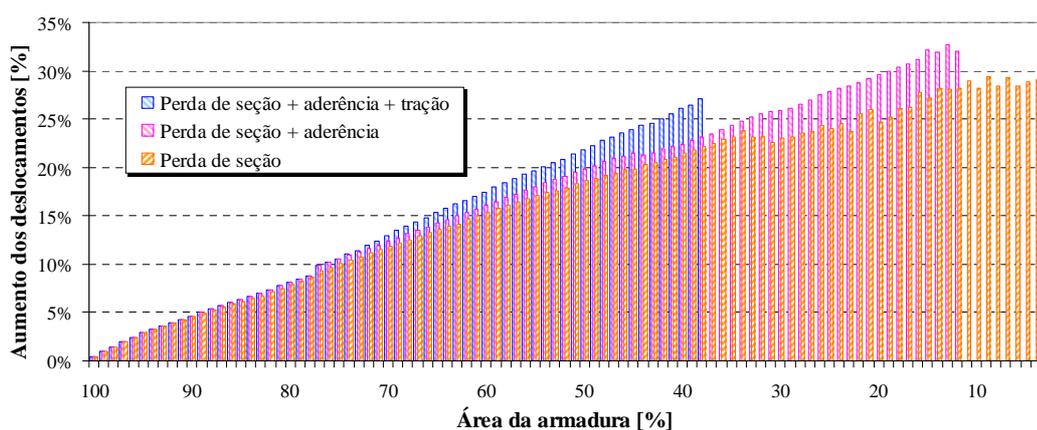


Figura 5.56 – Comparação do aumento dos deslocamentos para três tipos de incrementos.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1 CONCLUSÕES

Esta pesquisa realizou uma avaliação dos efeitos da corrosão nas estruturas de concreto armado. Nesta análise, apresentou-se tanto uma etapa experimental como uma etapa numérica com a intenção de que ambas as avaliações sejam complementadas e validadas.

A seguir são descritas as conclusões que puderam ser estabelecidas quanto à técnica utilizada no ensaio de aceleração da corrosão:

- i. A técnica de acelerar a corrosão em corpos-de-prova de concreto armado através do ensaio CAIM com a utilização de corrente constante se mostrou bastante eficaz e, de acordo com a literatura estudada, parece simular adequadamente o processo corrosivo, garantindo tempo necessário para os produtos de corrosão se alojarem nos poros do concreto;
- ii. A utilização da Lei de Faraday para prever a perda de massa através da aceleração da corrosão mostrou resultados divergentes quando as estimativas teóricas foram comparadas aos resultados experimentais, obtidos nos ensaios de calibração dos graus de corrosão. É provável que esta diferença esteja relacionada com o procedimento de ensaio, que demanda um tempo inicial até que ocorra a despassivação da armadura e o fenômeno passe a responder de acordo com a Lei de Faraday. Esta hipótese se mostrou compatível com o fato de que o gráfico de correlação entre GC efetivo e teórico ser marcado por dois trechos, podendo o primeiro ser associado a um tempo de iniciação da corrosão, conforme discutido no item “iv”.
- iii. Apesar da divergência entre os valores experimentais e teóricos previstos pela Lei de Faraday, se percebeu uma tendência de correlação linear entre os resultados. Desta maneira se garantiu a utilização desta Lei para a previsão do tempo de aceleração (para os graus de corrosão pré-determinados) através da multiplicação por um fator de ajuste proveniente dos ensaios preliminares de calibração.

- iv. Percebe-se claramente que este ensaio, por não apresentar agressividade elevada, possui duas fases distintas com relação à proporção de perda de massa. A primeira delas acontece no início do processo de aceleração, onde as perdas de massas são muito inferiores às previstas, em alguns casos podem ser consideradas como praticamente nulas. A segunda fase ocorre logo após a primeira, onde se percebe o mesmo comportamento até os últimos pontos recolhidos no ensaio através de uma proporção entre os valores de perda de massa teóricos e experimentais. Acredita-se que quando o CAIM é executado com a aplicação de corrente adequada (com valor de densidade de corrente não elevado e menor ou igual a  $500\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) e constante, os períodos de iniciação e de propagação da corrosão, largamente discutidos no meio acadêmico, podem ser percebidos facilmente.

Diante destas constatações, sugere-se a realização de uma série de ensaios específicos para analisar e modelar a correlação entre GC teórico e experimental. É necessário ainda verificar o possível efeito das condições de ensaio (cobrimento da armadura, concentração de NaCl da solução, profundidade de imersão dos corpos-de-prova e técnica para amarração do fio de cobre na barra, entre outras), no retardo da deterioração. Em geral, todavia, ficou provado que é possível, com ensaios de calibração, estabelecer tempos de ensaio adequados para gerar diferentes graus de corrosão nas barras.

Com relação aos ensaios de alteração das propriedades estruturais devido ao processo corrosivo, relatados nos capítulos 3 e 5, chegou-se às seguintes conclusões:

- i. O ensaio de arrancamento direto proposto pelo RILEM (1978) para medição da resistência de aderência entre o aço e o concreto se mostrou bastante confiável. Quando foram ensaiadas as barras não corroídas, notou-se que as resistências de aderência foram praticamente iguais nos dois diâmetros de armadura estudados e que o desvio padrão foi bastante baixo;
- ii. Ainda com relação ao ensaio de arrancamento direto, existe maior variabilidade nos resultados quando se aplica a corrosão nas barras. Embora a variabilidade seja maior, existe coerência nos resultados obtidos, expressos pelo comportamento similar encontrados para ambos os diâmetros de barra de armadura;

- iii. Para graus pequenos de corrosão (2 e 5% de perda de massa) existe aumento considerável da resistência de aderência entre o concreto e o aço. Este fato é explicado por vários autores no Capítulo 2 e está relacionado com o rearranjo dos produtos de corrosão nos poros do concreto, provocando tensões de tração radiais sem fissurar o concreto, aumentando a fricção entre os materiais;
- iv. Existe uma forte diminuição da resistência de aderência quando os graus de corrosão são iguais a 10 e 20%. Neste estágio da corrosão o concreto está fissurado devido às elevadas tensões de tração decorrentes do acúmulo dos produtos de corrosão junto à superfície das barras. Outros fatores, como a mudança da geometria das barras pela perda das nervuras, também podem influenciar na diminuição da aderência. Em casos mais elevados de corrosão pode ocorrer o deslocamento do concreto e a conseqüente perda total da aderência entre os materiais;
- v. O ensaio de arrancamento direto mostra que a resistência de aderência utilizada pela Norma Brasileira de estruturas de concreto é bastante inferior ao valor obtido em laboratório. Mesmo que as barras estejam muito corroídas (com o grau de corrosão máximo estudado na pesquisa – de 20%), o comprimento de ancoragem necessário é menor que aquele fornecido pelos cálculos da Norma, mostrando que o corpo normativo, neste caso, está fortemente a favor da segurança;
- vi. As medidas de perda de área de seção transversal confirmaram que a corrosão pela ação dos cloretos não acontece de maneira uniforme (corroborando os relatos existentes na revisão bibliográfica). Em alguns pontos se registraram valores de perda de massa superiores ao dobro da média de perda de área em todo o comprimento da barra. Estes pontos são considerados críticos, e podem levar a estrutura à ruína.
- vii. A técnica de medição da perda de área de seção através do micrômetro mostrou que existe correlação linear entre a perda de área e a perda de massa. Apesar de ser um ensaio bastante empírico, onde o operador pode influenciar nas medições, se percebeu que para um mesmo grau de corrosão as medições foram muito próximas;
- viii. A técnica de medição da perda de área de seção através do redimensionamento em 3D das barras corroídas mostrou que para os graus de corrosão de 2 e 5% não ocorreu alteração significativa da perda de área. Já para 10% de perda de massa, a perda de

área triplicou com relação àquela referente à 5% de perda de massa. Barras com 20% de corrosão não foram ensaiadas devido à limitação de tempo;

- ix. A resistência à tração das barras não apresentou alteração significativa para graus de corrosão menor e/ou igual a 10%. A alteração foi expressiva para as barras com perda de massa igual a 20%. Neste caso, ainda que levando em consideração a perda máxima de área de seção transversal para o cálculo da resistência, o valor encontrado foi aproximadamente 50% inferior à resistência medida em uma barra sem corrosão. É interessante acrescentar que as propriedades do material não se alteram: a perda de resistência à tração, neste caso, é devida à medição inadequada da diminuição da área ou pela formação de pites, que pode causar uma falha prematura do material;
- x. Com relação às vigas de concreto armado que foram submetidas à aceleração da corrosão, notou-se que, após a retirada dos elementos do processo corrosivo, a fissuração devido ao surgimento e acúmulo dos produtos de corrosão foi maior nas vigas com maior grau de corrosão;
- xi. Dos ensaios estáticos de aplicação de carga nas vigas, se percebeu diminuição na capacidade de suporte ao carregamento à medida que aumenta a corrosão, além do aumento da flecha para os mesmos incrementos de carga. A vida útil de uma estrutura com corrosão pode ser reduzida por se atingir os limites de utilização, como por exemplo, através da deformação excessiva da estrutura.

A análise numérica realizada na pesquisa, com a finalidade de complementar as informações experimentais, levou às conclusões descritas abaixo.

- i. A análise numérica realizada em um modelo de viga de concreto armado, referente à comparação com os dados experimentais, apresentou valores bastante coerentes com o que foi encontrado nos ensaios reais de aplicação de carga nas vigas. Além de demonstrar bastante proximidade entre as curvas de carga em função da flecha, apresentaram as mesmas características percebidas durante o ensaio verdadeiro, como por exemplo, o aumento dos deslocamentos para um mesmo incremento de carga e a diminuição da capacidade de suportar carregamento à medida que aumenta a corrosão;
- ii. A modelagem que envolveu a implementação das propriedades estruturais afetadas pela corrosão em um programa baseado no método dos elementos finitos pareceu

funcionar adequadamente, e as devidas proporções das conseqüências das alterações das propriedades estruturais puderam ser facilmente observadas. O objetivo desta análise foi de fornecer uma ferramenta capaz de avaliar e quantificar os danos em uma estrutura afetada pela corrosão de armaduras, através da perda da capacidade de suportar carga e do aumento considerável dos deslocamentos.

As análises realizadas na pesquisa demonstram que os efeitos danosos da corrosão, em termos de alteração das propriedades estruturais, tendem a se acentuar na medida em que a corrosão aumenta nas estruturas. Os ensaios experimentais mostraram que para graus de corrosão de 2 e 5% os danos podem ser praticamente negligenciados, enquanto que para 10% ou mais de corrosão os estragos devem ser considerados e a manutenção deve ser obrigatoriamente executada. A não efetivação das atividades de manutenção ou de atividades que interrompam o avanço da corrosão pode levar uma estrutura ao limite de sua utilização ou até mesmo à ruína.

Salienta-se ainda que, neste trabalho escolheu-se por levar a estrutura até a carga de serviço para a qual a mesma está dimensionada com o objetivo de simular a situação real. Uma maior precisão nos dados, ou até mesmo a continuidade da descarga da estrutura quando se implementa a corrosão sem a manutenção da carga, poderá ser obtida diminuindo-se a carga máxima de simulação da estrutura, através da diminuição do valor da carga de serviço.

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Abaixo segue lista de trabalhos que podem ser desenvolvidos para garantir continuidade e complementação à pesquisa.

- i. Estudar as variáveis que influenciam no funcionamento do ensaio de aceleração da corrosão CAIM com aplicação de corrente constante, a fim de se ajustar a Lei de Faraday para a utilização específica no ensaio. Alterações da influência do valor da densidade de corrente também devem ser analisados;
- ii. Estudar as alterações das propriedades estruturais em corpos-de-prova de concreto armado submetidos a outros processos de aceleração da corrosão, como por exemplo, câmaras de névoa salina, com a finalidade de se aproximar ainda mais os resultados com o mecanismo de corrosão existente nas estruturais reais;

- iii. Avaliar experimentalmente a magnitude dos danos causados nas propriedades estruturais em graus de corrosão acima de 20%;
- iv. Testar a influência de outras variáveis de pesquisa nas propriedades estruturais de corpos-de-prova sujeitos à corrosão, como por exemplo, outros diâmetros de barra de armadura, outras relações água/cimento e outras características do concreto, como a porosidade, o traço, os materiais e se há incorporação de fibras e outras adições;
- v. Com relação ao ensaio de medição da resistência de aderência, testar outras metodologias, principalmente aquelas que simulam uma estrutura em carregamento;
- vi. Testar de maneira mais precisa, através de um ensaio com menos fatores intervenientes, a medição das tensões de tração decorrentes da corrosão. Acredita-se que a não utilização do ensaio CAIM (em que a braçadeira fica em contato direto com a solução) pode melhorar o desempenho do ensaio. Uma idéia seria a utilização de câmaras de névoa salina. Além disso, é recomendado que mais braçadeiras sejam colocadas ao longo do comprimento do corpo-de-prova, e não somente em seu centro;
- vii. Medir o instante exato em que se iniciam as fissuras no concreto devido à expansão dos produtos de corrosão. Este será o instante em que a resistência de aderência começa a diminuir;
- viii. Analisar numericamente, através das implementações realizadas no programa, outros tipos de carregamento e de geometria de elementos estruturais, com a finalidade de conferir os resultados mostrados nesta pesquisa ou de estabelecer novos padrões para os diferentes casos analisados;
- ix. Correlacionar os dados de perda de massa, e conseqüentemente dos danos estruturais, obtidos através dos ensaios acelerados do processo corrosivo, com as estruturas reais, levando-se em consideração a agressividade do ensaio e do ambiente real;
- x. Realizar um estudo de confiabilidade com os dados obtidos nesta pesquisa, com o objetivo de verificar se é possível prever o tempo necessário para que uma estrutura de concreto armado necessite de reparos após ser contaminada com a corrosão;
- xi. Relacionar os tipos de medidas reparatórias que devem ser tomadas para a manutenção de estruturas nos mais diversos níveis de estragos causados pela corrosão.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMUSALLAM, A. A. Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars. **Construction and Building Materials**. Vol. 15, pp. 361-368, 2001.

ALMUSALLAM, A. A.; AL-GAHTANI, A. S.; RASHEEDUZZAFAR, A. R. A. Effect of reinforcement corrosion on bond strength. **Construction and Building Materials**. Vol. 10, no.2, pp. 123-129, 1996.

ALONSO, C.; ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M.; CASTRO, P. Valores críticos de cloruros para despassivar aceros de refuerzo embebidos em um mortero estandarizado de cimento portland. In: IV CONGRESSO IBERO-AMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES. **Anais...** vol. 2, 1997. pp. 555-562.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Annual book of ASTM Standards. **Standard practice for preparing, cleaning, and evaluating corrosion test specimens**. ASTM G1-03. Philadelphia, 2003.

\_\_\_\_\_. **Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration**. ASTM 1202 C. Philadelphia, 1999.

AMLEH, L.; MIRZA, S. Corrosion influence on bond between steel and concrete. **ACI Structural Journal**. Vol. 96, no. 3, pp. 415-423, 1999.

ANDRADE, J. J. O. **Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos**. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

ANDRADE, C.; MARTINEZ, I. Advanced methods of corrosion measurement in real concrete structures. In: **QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES AND RECENT ADVANCES IN CONCRETE MATERIALS AND TESTING, 2005**, Olinda. **Proceedings: Fourth International Conference**. Olinda: ACI, 2005.

ANDRADE, C.; ALONSO, M. C.; MOLINA, F. J. Cover cracking as a function of bar corrosion. Part 1: Experimental test. **Materials and Structures**. Vol. 26, pp. 453-464, 1993.

ANDRADE, C. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**. São Paulo: PINI, 1992. 104p.

APOSTOLOPOULOS, C. A.; PAPADOPOULOS, M. P.; PANTELAKIS, S. G. Tensile behavior of corroded reinforcing steel bars BSt 500s. **Construction and Building Materials**. Vol. 20, pp. 782-789, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Confecção de corpos de prova e cura de corpos de prova de concreto cilíndrico ou prismáticos – método de ensaio**. ABNT/NBR 5738. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **Concreto: ensaio de compressão de corpos de prova de concreto – método de ensaio**. ABNT/NBR 5739. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **Projeto de estruturas de concreto – procedimento.** ABNT/NBR 6118. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **Agregados: determinação da composição granulométrica.** ABNT/NBR 7217. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_. **Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone – método de ensaio.** ABNT/NBR 7223. Rio de Janeiro, 2005.

AZAD, A. K.; AHMAD, S.; AZHER, S. A. Residual strength of corrosion-damaged reinforced-concrete beams. **ACI Materials Journal.** Vol. 104, no. 1, pp. 40-47, 2007.

BALLIM, Y.; REID, J. C. Reinforcement corrosion and the deflection of RC beams – an experimental critique of current test methods. **Cement and Concrete Composites.** Vol. 25, pp. 625-632, 2003.

BENTUR, A.; DIAMOND, S.; BERKE, N. S. **Steel Corrosion in Concrete.** Fundamentals and Civil Engineering Practice. London: E&FN Spon, 1997. 201p.

BREIT, W. **Critical corrosion inducing chloride content – state of the art and new investigations results.** Betontechnische Berichte, Concrete Technology Reports 1998/2000. Düsseldorf: VBT - Verlag Bau und Technik, 2001. 168p.

BRISOTTO, D. S. **Um modelo de fissura incorporada para análise da fissuração em peças de concreto armado fletidas via MEF.** 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

BROOMFIELD, J. P.; DAVIES, K.; HLADKY, K. The use of permanent corrosion monitoring in new and existing reinforced concrete structures. **Cement and Composites Composites.** Vol. 24, pp. 27-34, 2002.

CABRERA, J. G. Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion. **Cement and Concrete Research.** Vol. 18, pp. 47-59, 1996.

CAIRNS, J.; DU, Y.; LAW, D. Influence of corrosion on the friction characteristics of the steel/concrete interface. **Construction and Building Materials.** Vol. 21, no. 1, pp. 190-197, 2007.

CAMPOS FILHO, A. **Fundamentos da análise de estruturas de concreto pelo método dos elementos finitos.** Notas de Aula (Tópicos Avançados em Concreto) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.

CASCUDO, O. **O Controle da Corrosão de Armaduras em Concreto.** Inspeções e técnicas eletroquímicas. São Paulo: Pini; Goiânia, GO: Editora UFG, 1997. 237p.

CASTELLOTE, M.; ANDRADE, C.; ALONSO, C. Accelerated simultaneous determination of the chloride depassivation threshold and of the non-stationary diffusion coefficient values. **Corrosion Science.** Vol. 44, pp. 2409-2424, 2002.

CASTRO, S.; TUNES, S. Corrosão, ameaça oculta. **Revista Globo Ciência.** Abril 1993.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON (CEB-FIP). **Contributions to Technology and Quality Control of Reinforcement.** Bond of reinforcing bars with small diameters determined by the Pull out test. Bulletin d'information n° 186. Lausanne: CEB, 1988.

\_\_\_\_\_. **Durable Concrete Structures.** CEB Design Code. Bulletin d'information n° 183. London: Thomas Telford Ltd., 1992. 112p.

\_\_\_\_\_. **Model Code 1990.** CEB Design Code. Bulletin d'information n° 203. Lausanne: CEB, 1993.

COSTA, E. A. L. **Determinação do potencial de agressão de sais marinhos sobre as argamassas de revestimento na região metropolitana de Salvador através da taxa de deposição de cloretos usando o método da vela molhada.** 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

CORONELLI, D. Corrosion cracking and bond strength modeling for corroded bars in reinforced concrete. **ACI Structural Journal.** Vol. 99, no. 3, pp. 267-276, 2002.

DAL MOLIN, D. C. C. **Análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul.** 1988. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

D'ÁVILA, V. M. R. **Estudo sobre modelos de fissuração de peças de concreto via método dos elementos finitos.** 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V. **Reinforcing steel; reinforcing steel bars; dimensions and masses.** DIN 488-2. Berlin, 1986.

DVORKIN, E. N.; CUITIÑO, A. M.; GIOIA, G. Finite elements with displacement interpolated embedded localization lines insensitive to mesh size and distortions. **International Journal for Numerical Methods in Engineering.** Vol. 30, pp. 541-564, 1990.

EL MAADDAWY, T. A.; SOUDKI, K. A. Effectiveness of impressed current technique to simulate corrosion of steel reinforcement in concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering.** 2003.

ENGELUND, S.; SORENSEN, J. D. A probabilistic model for chloride-ingress and initiation of corrosion in reinforced concrete structures. **Structural Safety.** Vol. 20, pp. 69-89, 1998.

FANG, C.; GYLLTOFT, K.; LUNDGREN, K.; PLOS, M. Effect of corrosion on bond in reinforced concrete under cyclic loading. **Cement and Concrete Research.** Vol. 36, no. 3, pp. 548-555, 2005.

FANG, C.; LUNDGREN, K.; CHEN, L.; ZHU, C. Corrosion influence on bond in reinforced concrete. **Cement and Concrete Research.** Vol. 34, no. 11, pp. 2159-2167, 2004.

FERREIRA, A. B. H. **Novo Dicionário Aurélio da Língua Portuguesa**. São Paulo: Positivo, 2004. 2120p.

FU, X.; CHUNG, D. D. L. Effect of corrosion on the bond between concrete and steel rebar. **Cement and Concrete Research**. Vol. 27, no. 12, pp. 1811-1815, 1997.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto**. São Paulo: Mcgraw-Hill do Brasil, vol. 1, 1975.

GENTIL, V. **Corrosão**. Rio de Janeiro: LTC, 3ª ed., 1996. 345p.

GLASS, G. K.; REDDY, B.; BUENFELD, N. R. The participation of bound chloride in passive film breakdown on steel in concrete. **Corrosion Science**. Vol. 42, pp. 2013-2021, 2000.

GONZÁLEZ, J. A.; ANDRADE, C.; ALONSO, C.; FELIU, S. Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement. **Cement and Concrete Research**. Vol. 25, no. 2, pp. 257-264, 1995.

HANSSON, C. M.; SEABROOK, P. H.; MARCOTTE, T. D. In-place corrosion monitoring. **Concrete International**. 2004.

HELENE, P. R. L. **Corrosão em Armaduras para Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 1986. 46p.

HELENE, P. R. L. **Manual Prático para Reparo e Reforço de Estruturas de Concreto**. Tradução: Antônio Carmona e Paulo R. L. Helene. São Paulo: Pini, 1988. 119p.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em estruturas de concreto armado**. 1993. Tese de Livre Docência – Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

HOPE, B. B.; IP, A. K. C. Chloride corrosion threshold in concrete. **ACI Materials Journal**. Vol. 84, no. 4, pp. 306-314, 1987.

INSTITUTO DE PESQUISAS ENERGÉTICAS E NUCLEARES (IPEN). Área de materiais desenvolve estudos contra a corrosão. **Notícias - Jornal Órbita**. Jul. 2002. <http://www.ipen.br/sitio/?idc=896>

IZQUIERDO, D.; ALONSO, C.; ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M. Potentiostatic determination of chloride threshold values for rebar depassivation – experimental and statistical study. **Electrochimica Acta**. Vol. 49, pp. 2731-2739, 2004.

JADOVSKI, I.; LANTELME, E. M. V.; KULAKOWSKI, M. P.; CAMPAGNOLO, J. L.; DAL MOLIN, D. C. C. A influência da espessura do cobrimento no fenômeno da corrosão de armaduras. In: VIII CONGRESSO REGIONAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLÓGICA EM ENGENHARIA. **Anais...** Joinville: FEJ/EDESC, 1992.

KLEIN, D. L.; GASTAL, F. P. S. L.; CAMPAGNOLO, J. L.; SILVA FILHO, L. C. P. Estudo das manifestações patológicas das Obras de Arte de Porto Alegre. In: I CONGRESSO LATINO AMERICANO DE PATOLOGIA DE LA CONSTRUCCION Y III DE CONTROL DE LA CALIDAD. **Anais...** Vol. II, Córdoba, 1991.

KIRCHHEIM, A. P.; PASA, V.; DAL MOLIN, D.; SILVA FILHO, L. C. P. Análise comparativa da utilização de diferentes sistemas de proteção de corrosão de armaduras na aderência entre concreto branco e barras de aço. In: 47º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Anais...** Vol. VII – Métodos de Proteção, Reforço e Reparo de Estruturas de Concreto, Recife, 2005.

LEE, H.; NOGUCHI, T.; TOMOSAWA, F. Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion. **Cement and Concrete Research**. Vol. 32, pp. 1313-1318, 2002.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, vol. 1, 1977.

LI, C. Q. Life-cycle modeling of corrosion-affected concrete structures: initiation. **Journal of Structural Engineering**. 2003a.

LI, C. Q. Life-cycle modeling of corrosion-affected concrete structures: propagation. **Journal of Structural Engineering**. 2003b.

LIMA, M. G. **Influência dos componentes do concreto na corrosão de armaduras**. 1990. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

LORENSINI, R. V.; DINIZ, S. M. C. Avaliação probabilística da deterioração de estruturas em concreto armado causada pela ação de cloretos. In: VI SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO. **Anais...** 2006

MANGAT, P. S.; ELGARF, M. S. Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement. **ACI Structural Journal**. Vol. 96, no. 1, pp. 149-158, 1999.

MARCHESAN, P. R. C.; SANTAROSA, D.; CAMPAGNOLO, J. L.; SILVA FILHO, L. C. P.; PACHECO, A. R. Estudo da influência da aplicação de revestimentos no controle da corrosão. In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES E VI CONGRESSO DE CONTROLE DA QUALIDADE. **Anais...** Porto Alegre: LEME/CPGEC/UFRGS, 1997.

MASLEHUDDIN, M.; ALLAM, I. M.; AL-SULAIMANI, G. J.; AL-MANA, A. I.; ABDULJAUWAD, S. N. Effect of rusting of reinforcing steel on its mechanical properties and bond with concrete. **ACI Materials Journal**. Vol. 87, no. 5, pp. 496-502, 1990.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994. 573p.

MORRIS, W.; VICO, A.; VASQUEZ, M.; SANCHEZ, S. R. Chloride induced corrosion of reinforcing steel evaluated by concrete resistivity measurements. *Electrochimica Acta*. Vol. 49, pp. 4447-4453, 2004.

MORRIS, W.; VICO, A.; VASQUEZ, M.; SANCHEZ, S. R. Corrosion of reinforcing steel evaluated by means of concrete resistivity measurements. **Corrosion Science**. Vol. 44, pp. 81-99, 2002.

NEPOMUCENO, A. A.; TEATINI, J. C. A importância da manutenção. **Artigos - Edificações**. UnB, jan. 2006. <http://www.unb.br/acs/artigos/at0106-04.htm>

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. São Paulo: PINI, 2ª ed., 1997. 828p.

OKADA, K.; KOBAYASHI, K.; MIYAGAWA, T. Influence of longitudinal cracking due to reinforcement corrosion on characteristics of reinforced concrete members. **ACI Structural Journal**. Vol. 85, no. 2, pp. 134-140, 1988.

OLIVEIRA, G. G. **Importância da manutenção preventiva nas pontes e viadutos do Rio Grande do Sul: caracterização da tipologia das estruturas e levantamento de manifestações patológicas**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

OTTOSEN, N. S. Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete. **Journal of the Engineering Mechanics Division**. Vol. 105, p. 127-142, 1979.

PETRUCCI, E. G. R. **Concreto de Cimento Portland**. São Paulo: Globo, 13ª ed., 1998. 307p.

RIBEIRO, J. L. D. **Análise experimental dos fatores que influenciam a aderência de barras nervuradas**. 1985. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

RILEM; FIP; CEB. Essai portant sur l'adhérence des armatures du béton. 1. Essai per flexion (7-II-28D). 2. Essai par traction (7-II-128). Recommendations Provisoires. **Matériaux et Constructions**. Paris, v. 6, n. 32, p. 96-105, 1973.

RODRIGUEZ, J.; ORTEGA, L. M.; CASAL J. Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement. **Construction and Building Materials**. Vol. 11, no. 4, pp. 239-248, 1997.

SELISTRE, S. C.; GASTAL, F. P. S. L.; CAMPAGNOLO, J. L. Estudo de técnicas para reversão do processo corrosivo em estruturas de concreto contaminadas com cloretos. In: VI SALÃO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E III FEIRA DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS, 1994.

SELISTRE, S. C.; BOTH, A. A. A influência do fator a/c, do cobrimento e do tempo de cura na corrosão de armaduras. In: V SALÃO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E II FEIRA DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS, 1993.

SILVA, S. J. H.; AWRUCH, A. M.; GOMES, H. M. Análise probabilística dos efeitos de corrosão de armaduras em estruturas de concreto: iniciação por cloretos. In: CONGRESSO NACIONAL SOBRE PATOLOGIA E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS. **Anais...** Sobral: UVA, 2003.

SILVA FILHO, L. C. P. **Vida útil e manutenção de estruturas**. Notas de aula – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2006.

SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do concreto á ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e da adição de microssilica**. 1994. Dissertação (Mestrado em

Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

STANISH, K.; HOOTON, R. D.; PANTAZOPOULOU, S. J. Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete. **ACI Structural Journal**. Vol. 96, no. 6, pp. 915-921, 1999.

THOFT-CHRISTENSEN, P. Corrosion crack based assessment of the life-cycle reliability of concrete structures. **Structural Safety and Reliability**. 2001.

TORRES-ACOSTA, A. A.; MARTINÉZ-MADRID, M. Residual life of corroding reinforced concrete structures in marine environment. **Journal of Materials in Civil Engineering**. 2003.

TORRES, A. S. **Avaliação da sensibilidade do ensaio CAIM – corrosão acelerada por imersão modificada – frente ao processo de corrosão de armaduras de concreto armado**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

TRETHEWEY, K. R.; CHAMBERLAIN, J. **Corrosion for Students of Science Engineering**. London: Longman Scientific & Technical, 3ª ed., 1992. 382p.

TRANSPORTATION RESEARCH BUILDING (TRB). **Inspection and management of bridges with fracture – critical details**. NCHRP (Synthesis 354). Washington, D.C., 2005.

TREJO, D.; PILLAI, R. G. Accelerated chloride threshold testing: Part I – ASTM A615 and ASTM A706 reinforcement. **ACI Materials Journal**. Vol. 100, no. 6, pp. 519-527, 2003.

VAL, D. V.; TRAPPER, P. A. Probabilistic evaluation of initiation time of chloride-induced corrosion. **Reability Engineering & System Safety**. Accepted December, 2006.

VIEIRA, F. M. P. **Estudo do comportamento da aderência das barras de aço no concreto de alta resistência com adição de microssilica**. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

VOTORANTIM CIMENTOS. **Ficha Técnica: Cimento CP V-ARI-RS**. Jan. 2007. <http://www.votorantimcimentos.com.br/produtos/hotsite/cimento/base.htm>.

VU, K.; STEWART, M. G.; MULLARD, J. Corrosion-induced cracking: experimental data and predictive models. **ACI Structural Journal**. Vol. 102, no. 5, pp. 719-726, 2005.

VU, K. A. T.; STEWART, M. G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. **Structural Safety**. Vol. 22, pp. 313-333. 2000.

WANG, X.; LIU, X. Bond strength modeling for corroded reinforcements. **Construction and Building Materials**. Vol. 20, pp. 177-186, 2006.

YOON, S.; WANG, K.; WEISS, W. J.; SHAH, S. P. Interaction between loading, corrosion and serviceability of reinforced concrete. **ACI Materials Journal**. Vol. 97, no. 6, pp. 637-644, 2000.

## ANEXO 01

a) Valores da resistência máxima de aderência

Diâmetro = 8,0mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Resistência máxima de aderência (MPa)	15,66	19,87	20,03	6,37	11,10
	12,55	21,80	19,42	9,13	15,38*
	12,99	17,71	16,15	8,51	9,21
	16,27	-	-	-	-
	14,13	-	-	-	-
	14,58	-	-	-	-
<b>Média</b>	<b>14,36</b>	<b>20,84</b>	<b>18,53</b>	<b>8,00</b>	<b>10,16</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>1,46</b>	<b>2,05</b>	<b>2,08</b>	<b>1,45</b>	<b>1,34</b>

\* rompeu no aço – desconsiderado para cálculos

Diâmetro = 12,5mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Resistência máxima de aderência (MPa)	15,13	17,27	19,48	9,79	3,50
	16,07	16,49	13,36	17,55	8,17
	14,08	19,31	18,42	10,84	6,61
	14,35	-	-	-	-
	12,77	-	-	-	-
	13,27	-	-	-	-
<b>Média</b>	<b>14,28</b>	<b>17,69</b>	<b>17,09</b>	<b>12,73</b>	<b>6,10</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>1,21</b>	<b>1,46</b>	<b>3,27</b>	<b>4,21</b>	<b>2,38</b>

b) Valores da resistência média de aderência

Diâmetro = 8mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Comprimento mínimo de ancoragem (mm)	11,29	16,86	15,44	4,47	8,12
	9,32	14,37	18,40	8,67	*
	8,81	12,29	15,87	6,03	6,36
	10,42	-	-	-	-
	10,16	-	-	-	-
	11,39	-	-	-	-
<b>Média</b>	<b>10,23</b>	<b>15,61</b>	<b>16,57</b>	<b>6,39</b>	<b>7,24</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>1,04</b>	<b>2,28</b>	<b>1,60</b>	<b>2,12</b>	<b>1,24</b>

\* rompeu no aço - desconsiderado para cálculos

Diâmetro = 12,5mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Comprimento mínimo de ancoragem (mm)	11,29	15,38	18,67	9,72	2,69
	9,32	14,02	13,08	17,50	5,53
	8,81	17,50	16,79	10,77	4,90
	10,42	-	-	-	-
	10,16	-	-	-	-
	11,39	-	-	-	-
<b>Média</b>	<b>10,23</b>	<b>15,63</b>	<b>16,18</b>	<b>12,66</b>	<b>4,37</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>1,04</b>	<b>1,75</b>	<b>2,84</b>	<b>4,22</b>	<b>1,49</b>

c) Valores do escorregamento no ponto de máxima aderência

Diâmetro = 8,0mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Escorregamento no ponto de máxima aderência (MPa)	0,19	0,074	0,14	0,10	0,028
	0,13	0,17	0,055	0,0050	*
	0,21	0,29	0,026	0,0083	0,11
	0,28	-	-	-	-
	0,21	-	-	-	-
	0,22	-	-	-	-
<b>Média</b>	<b>0,21</b>	<b>0,12</b>	<b>0,07</b>	<b>0,04</b>	<b>0,07</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>0,05</b>	<b>0,11</b>	<b>0,06</b>	<b>0,06</b>	<b>0,06</b>

\* rompeu no aço – desconsiderado para cálculos

Diâmetro = 12,5mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Escorregamento no ponto de máxima aderência (MPa)	0,67	0,19	0,10	0,028	0,10
	0,33	0,23	0,00	0,020	0,059
	0,41	0,17	0,12	0,021	0,036
	0,35	-	-	-	-
	0,33	-	-	-	-
	0,45	-	-	-	-
<b>Média</b>	<b>0,42</b>	<b>0,19</b>	<b>0,07</b>	<b>0,02</b>	<b>0,06</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>0,13</b>	<b>0,03</b>	<b>0,06</b>	<b>0,00</b>	<b>0,03</b>

d) Valores do comprimento mínimo de ancoragem

Diâmetro = 8,0mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Comprimento mínimo de ancoragem (mm)	55,54	43,75	43,41	136,59	78,33
	69,27	39,88	44,78	95,23	*
	66,94	49,11	53,83	102,12	94,40
	53,43	-	-	-	-
	61,56	-	-	-	-
	59,63	-	-	-	-
<b>Média</b>	<b>61,06</b>	<b>41,82</b>	<b>47,34</b>	<b>111,31</b>	<b>86,37</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>6,21</b>	<b>4,64</b>	<b>5,66</b>	<b>22,16</b>	<b>11,36</b>

\* barra rompida no ensaio de aderência

Diâmetro = 12,5mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Comprimento mínimo de ancoragem (mm)	89,79	78,69	69,76	138,72	387,76
	84,55	82,38	101,67	77,41	166,24
	96,49	70,35	73,78	125,37	205,59
	94,68	-	-	-	-
	106,41	-	-	-	-
	102,36	-	-	-	-
<b>Média</b>	<b>95,71</b>	<b>77,14</b>	<b>81,74</b>	<b>113,83</b>	<b>253,20</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>8,00</b>	<b>6,16</b>	<b>17,38</b>	<b>32,24</b>	<b>118,18</b>

## ANEXO 02

a) Valores para as medições com micrômetro – somente diâmetro de 12,5mm.

Plano	0%		2% - barra 1			2% - barra 2			5% - barra 1			5% - barra 2		
	$\phi$ médio (mm)	Área média (mm <sup>2</sup> )	$\phi$ médio (mm)	Área média (mm <sup>2</sup> )	% perda área	$\phi$ médio (mm)	Área média (mm <sup>2</sup> )	% perda área	$\phi$ médio (mm)	Área média (mm <sup>2</sup> )	% perda área	$\phi$ médio (mm)	Área média (mm <sup>2</sup> )	% perda área
0	11,81	109,59	11,39	101,85	0,113	11,93	111,69	0,027	11,74	108,16	0,058	11,64	106,37	0,074
1	12,09	114,75	11,73	108,07	0,059	11,49	103,64	0,098	11,63	106,28	0,075	11,73	107,97	0,060
2	12,23	117,38	11,83	109,82	0,044	12,18	116,47		11,68	107,05	0,068	11,78	108,94	0,051
3	11,93	111,83	11,83	109,82	0,044	11,86	110,38	0,039	11,32	100,55	0,124	11,72	107,88	0,061
4	12,37	120,23	11,81	109,59	0,046	12,06	114,18	0,006	11,96	112,34	0,022	11,27	99,80	0,131
5	11,85	110,29	11,98	112,72	0,018	12,06	114,14	0,006	11,63	106,23	0,075	11,62	106,05	0,077
6	12,42	121,20	12,04	113,81	0,009	11,96	112,25	0,023	11,84	110,01	0,042	11,34	100,91	0,121
7	11,82	109,73	11,96	112,34	0,022	12,15	115,99		11,72	107,79	0,061	11,57	105,18	0,084
8	12,25	117,86	12,06	114,23	0,005	11,66	106,69	0,071	11,76	108,57	0,055	11,39	101,89	0,113
9	12,02	113,47	11,70	107,51	0,064	11,90	111,13	0,032	11,97	112,44	0,021	11,41	102,29	0,109
10	12,04	113,90	12,11	115,09		11,70	107,47	0,064	11,50	103,78	0,096	11,79	109,22	0,049
11	12,26	118,10	11,80	109,41	0,047	11,80	109,36	0,048	11,55	104,82	0,087	11,81	109,45	0,047
12	11,83	109,92	12,20	116,95		11,87	110,66	0,036	11,76	108,62	0,054	11,63	106,14	0,076
13	12,53	123,26	11,81	109,50	0,047	11,44	102,83	0,105	11,36	101,31	0,118	12,13	115,47	-0,005
14	11,70	107,42	11,84	110,15	0,041	11,85	110,24	0,040	11,56	104,96	0,086	11,88	110,85	0,035
15	12,21	117,14	11,60	105,73	0,079	11,88	110,89	0,034	11,30	100,24	0,127	11,61	105,77	0,079
16	12,00	113,10	11,55	104,68	0,088	11,83	109,82	0,044	11,61	105,91	0,078	11,27	99,80	0,131
17	12,18	116,42	12,02	113,38	0,013	12,07	114,33	0,004	11,02	95,38	0,169	11,49	103,64	0,098
18	12,02	113,47	11,76	108,62	0,054	12,01	113,29	0,014	11,56	104,91	0,086	11,49	103,69	0,097
19	12,50	122,62	11,98	112,63	0,019	11,92	111,50	0,029	11,52	104,14	0,093	11,92	111,55	0,029
20	11,82	109,73	11,72	107,79	0,061	12,04	113,90	0,008	11,35	101,13	0,119	11,88	110,89	0,034
21	12,35	119,84	12,00	113,00	0,016	11,55	104,82	0,087	11,56	105,00	0,086	12,02	113,43	0,012
22	11,96	112,34	11,65	106,64	0,071	12,10	114,90	0,000	11,55	104,68	0,088	11,80	109,27	0,049
23	11,91	111,36	11,71	107,61	0,063	11,48	103,51	0,099	11,83	109,82	0,044	11,84	110,10	0,041
24	12,27	118,15	12,05	114,09	0,007	11,83	109,87	0,043	11,71	107,65	0,063	11,78	109,03	0,051
25	11,90	111,27	11,94	111,92	0,025	11,88	110,85	0,035	11,54	104,50	0,090	11,63	106,14	0,076
26	12,29	118,68	12,10	114,94		11,84	110,15	0,041	11,44	102,79	0,105	11,51	103,96	0,095
27	11,77	108,76	12,06	114,23	0,005	12,02	113,38	0,013	11,64	106,32	0,074	11,65	106,50	0,073
28	12,29	118,58	11,98	112,72	0,018	11,75	108,39	0,056	11,86	110,52	0,038	11,68	107,19	0,067
<b>Média</b>	<b>12,09</b>	<b>114,84</b>	<b>11,87</b>	<b>110,65</b>	<b>0,042</b>	<b>11,86</b>	<b>110,58</b>	<b>0,041</b>	<b>11,60</b>	<b>105,72</b>	<b>0,079</b>	<b>11,66</b>	<b>106,88</b>	<b>0,069</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>0,24</b>	<b>4,49</b>	<b>0,19</b>	<b>3,55</b>	<b>0,028</b>	<b>0,20</b>	<b>3,67</b>	<b>0,030</b>	<b>0,21</b>	<b>3,80</b>	<b>0,033</b>	<b>0,21</b>	<b>3,90</b>	<b>0,034</b>

Plano	10% - barra 1			10% - barra 2			20% - barra 1			20% - barra 2		
	$\phi$ médio (mm)	Área média (mm <sup>2</sup> )	% perda área	$\phi$ médio (mm)	Área média (mm <sup>2</sup> )	% perda área	$\phi$ médio (mm)	Área média (mm <sup>2</sup> )	% perda área	$\phi$ médio (mm)	Área média (mm <sup>2</sup> )	% perda área
0	11,46	103,10	0,102	11,02	95,29	0,170	10,18	81,31	0,292	10,69	89,79	0,218
1	11,73	107,97	0,060	11,73	108,07	0,059	11,33	100,73	0,123	11,29	100,07	0,129
2	11,53	104,41	0,091	11,07	96,25	0,162	11,18	98,12	0,146	11,54	104,50	0,090
3	11,48	103,46	0,099	11,76	108,53	0,055	10,63	88,79	0,227	11,12	97,12	0,154
4	11,42	102,43	0,108	11,35	101,18	0,119	10,85	92,42	0,195	11,04	95,77	0,166
5	11,23	99,05	0,138	11,45	102,92	0,104	11,68	107,10	0,067	10,42	85,19	0,258
6	11,60	105,64	0,080	11,59	105,41	0,082	10,42	85,32	0,257	11,09	96,64	0,159
7	11,44	102,79	0,105	11,55	104,77	0,088	10,04	79,09	0,311	10,90	93,23	0,188
8	11,45	102,88	0,104	11,38	101,62	0,115	10,27	82,84	0,279	10,14	80,71	0,297
9	11,52	104,28	0,092	11,48	103,51	0,099	9,82	75,70	0,341	10,80	91,52	0,203
10	11,25	99,31	0,135	11,41	102,25	0,110	9,80	75,39	0,344	10,76	90,85	0,209
11	10,78	91,23	0,206	11,55	104,82	0,087	9,52	71,18	0,380	10,79	91,35	0,205
12	11,47	103,33	0,100	10,80	91,52	0,203	10,27	82,76	0,279	9,62	72,61	0,368
13	10,43	85,36	0,257	10,70	89,92	0,217	10,60	88,21	0,232	10,38	84,58	0,263
14	10,62	88,58	0,229	10,74	90,59	0,211	10,67	89,42	0,221	10,22	81,99	0,286
15	11,13	97,29	0,153	11,03	95,60	0,168	10,28	82,92	0,278	10,25	82,44	0,282
16	10,97	94,56	0,177	11,36	101,31	0,118	9,67	73,40	0,361	10,33	83,81	0,270
17	11,43	102,61	0,107	10,83	92,16	0,197	10,72	90,30	0,214	10,05	79,37	0,309
18	11,47	103,37	0,100	11,23	99,05	0,138	10,25	82,48	0,282	10,29	83,16	0,276
19	11,20	98,56	0,142	11,10	96,77	0,157	9,84	76,09	0,337	10,36	84,34	0,266
20	11,19	98,26	0,144	10,90	93,27	0,188	10,44	85,64	0,254	10,05	79,25	0,310
21	10,87	92,71	0,193	11,03	95,55	0,168	10,18	81,43	0,291	9,62	72,68	0,367
22	10,66	89,17	0,224	11,15	97,56	0,151	9,57	71,86	0,374	10,08	79,80	0,305
23	11,28	99,98	0,129	11,30	100,33	0,126	10,40	84,91	0,261	10,65	89,04	0,225
24	11,34	101,00	0,121	11,28	99,98	0,129	10,52	86,96	0,243	9,62	72,65	0,367
25	11,22	98,92	0,139	11,38	101,71	0,114	10,80	91,61	0,202	10,77	91,14	0,206
26	10,93	93,83	0,183	11,30	100,29	0,127	11,44	102,79	0,105	10,45	85,73	0,254
27	11,48	103,46	0,099	11,33	100,78	0,122	11,31	100,47	0,125	10,33	83,73	0,271
28	10,65	89,12	0,224	11,43	102,65	0,106	10,77	91,02	0,207	9,51	70,96	0,382
<b>Média</b>	<b>11,21</b>	<b>98,85</b>	<b>0,139</b>	<b>11,25</b>	<b>99,44</b>	<b>0,134</b>	<b>10,46</b>	<b>86,21</b>	<b>0,249</b>	<b>10,45</b>	<b>86,00</b>	<b>0,251</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>0,34</b>	<b>5,90</b>	<b>0,051</b>	<b>0,29</b>	<b>5,03</b>	<b>0,044</b>	<b>0,57</b>	<b>9,39</b>	<b>0,082</b>	<b>0,52</b>	<b>8,51</b>	<b>0,074</b>

b) Valores para a medição com o redimensionamento em 3D

Plano	2%			5%			10%		
	A (mm <sup>2</sup> )		% de perda de área	A (mm <sup>2</sup> )		% de perda de área	A (mm <sup>2</sup> )		% de perda de área
	Antes	Depois		Antes	Depois		Antes	Depois	
0	121,57	118,38	2,62	116,16	-	-	118,86	112,56	5,30
1	119,47	-	-	118,98	109,33	8,11	119,23	109,49	8,17
2	122,17	120,52	1,35	116,31	102,61	11,78	119,24	111,31	6,65
3	119,94	117,79	1,79	118,41	108,53	8,35	119,18	112,46	5,64
4	120,60	120,40	0,17	117,19	112,30	4,17	118,90	112,80	5,13
5	121,61	118,35	2,68	117,35	111,99	4,57	119,48	107,82	9,76
6	119,47	120,16	-	119,22	-	-	119,35	113,02	5,30
7	122,24	120,06	1,78	116,53	113,38	2,71	119,38	108,05	9,49
8	119,80	118,60	1,00	119,91	117,29	2,18	119,86	109,93	8,28
9	122,04	120,93	0,91	117,76	115,64	1,81	119,90	109,43	8,73
10	119,25	118,23	0,86	-	118,64	-	119,25	108,65	8,90
11	-	121,81	-	118,36	116,41	1,65	118,36	113,81	3,84
12	121,68	118,23	2,83	117,53	116,00	1,30	119,60	114,36	4,38
13	119,46	119,16	0,25	119,94	120,17	-	119,70	103,09	13,88
14	122,60	119,71	2,36	117,77	115,65	1,80	120,18	101,28	15,72
15	119,32	114,69	3,87	120,87	119,63	1,03	120,09	106,99	10,91
16	121,17	120,67	0,41	117,70	115,24	2,09	119,44	115,80	3,04
17	121,18	118,51	2,20	119,70	118,28	1,18	120,44	109,96	8,71
18	120,09	121,09	-	120,31	116,77	2,94	120,20	110,43	8,13
19	121,22	116,92	3,54	118,71	116,80	1,61	119,96	111,13	7,36
20	119,34	119,48	-	120,88	120,01	0,72	120,11	114,84	4,38
21	122,03	114,59	6,10	117,87	115,41	2,09	119,95	112,17	6,49
22	119,50	115,56	3,30	121,44	120,08	1,12	120,47	115,72	3,94
23	120,85	113,24	6,29	118,70	115,89	2,37	119,77	109,61	8,48
24	119,05	111,89	6,01	120,26	118,67	1,32	119,65	111,13	7,13
25	120,38	110,53	8,18	120,93	117,01	3,25	120,66	107,59	10,83
<b>Média</b>	<b>120,64</b>	<b>117,98</b>	<b>-</b>	<b>118,75</b>	<b>115,49</b>	<b>-</b>	<b>119,66</b>	<b>110,52</b>	<b>-</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>1,14</b>	<b>2,98</b>	<b>-</b>	<b>1,54</b>	<b>4,16</b>	<b>-</b>	<b>0,55</b>	<b>3,49</b>	<b>-</b>
<b>% perda de área</b>	<b>-</b>	<b>2,20</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>2,75</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>7,64</b>	<b>-</b>

### ANEXO 03

a) Valores da resistência à tração do aço – considerando área original do aço

Diâmetro = 8,0mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Carga máxima de tração (kN)	41,5	30,9	29,1	27,5	2,6
	41,5	*	*	28,35	8,1
	41,6	*	*	25,9	5,4
<b>Média (kN)</b>	<b>41,53</b>	<b>30,90</b>	<b>29,10</b>	<b>27,25</b>	<b>5,37</b>
<b>Média (MPa)</b>	<b>826,28</b>	<b>614,74</b>	<b>578,93</b>	<b>542,12</b>	<b>106,77</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>0,058</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>1,24</b>	<b>2,75</b>

\* barras utilizadas para conferência do grau de corrosão

Diâmetro = 12,5mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Carga máxima de tração (kN)	101,3	87,3	87,55	86,2	47
	99,6	*	*	87,3	42,2
	100,5	*	*	87,2	43,1
<b>Média (kN)</b>	<b>100,47</b>	<b>87,30</b>	<b>87,55</b>	<b>86,90</b>	<b>44,10</b>
<b>Média (MPa)</b>	<b>818,68</b>	<b>711,38</b>	<b>713,42</b>	<b>708,12</b>	<b>359,36</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>0,85</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>0,61</b>	<b>2,55</b>

\* barras utilizadas para conferência do grau de corrosão

b) Valores do alongamento máximo de ruptura do aço

Diâmetro = 8,0mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Alongamento máximo (mm)	46	13,1	9,4	7,6	2,8
	51,2	*	*	7,6	3
	40,1	*	*	6,3	2,8
<b>Média</b>	<b>45,77</b>	<b>13,10</b>	<b>9,40</b>	<b>7,17</b>	<b>2,87</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>5,55</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>0,75</b>	<b>0,12</b>

\* barras utilizadas para conferência do grau de corrosão

Diâmetro = 12,5mm	Grau de Corrosão				
	0%	2%	5%	10%	20%
Alongamento máximo (mm)	60,2	23	22,5	24	8,6
	46,3	*	*	23,3	7
	63,6	*	*	21,3	7,5
<b>Média</b>	<b>56,70</b>	<b>23,00</b>	<b>22,50</b>	<b>22,87</b>	<b>7,70</b>
<b>Desvio Padrão</b>	<b>9,17</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>1,40</b>	<b>0,82</b>

\* barras utilizadas para conferência do grau de corrosão

## ANEXO 04

GC = 0%		GC = 2%		GC = 5%		GC = 10%		GC = 20%	
Carga (kN)	Flecha (mm)								
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,49	0,00	1,54	0,18	1,52	0,18	1,54	0,14	1,61	0,00
3,00	0,00	3,08	0,41	3,06	0,48	3,08	0,36	3,05	0,00
4,50	0,25	4,62	0,62	4,51	1,00	4,62	0,58	4,58	0,00
6,10	0,66	6,15	0,85	6,07	1,55	6,15	0,84	5,98	0,00
7,42	1,02	7,69	1,14	7,74	2,14	7,69	1,20	7,66	0,45
9,04	1,44	9,23	1,44	9,03	2,64	9,23	1,58	9,08	0,90
10,48	1,83	10,66	1,73	10,55	3,15	10,71	1,88	10,48	1,46
11,96	2,23	12,09	2,08	12,04	3,65	12,14	2,27	11,96	2,18
13,52	2,66	13,52	2,41	13,51	4,07	13,57	2,64	13,54	2,77
15,00	3,00	14,95	2,74	15,03	4,54	15,00	3,06	15,08	3,76
16,50	3,45	16,37	3,07	16,52	4,97	16,43	3,39	15,94	5,91
18,04	3,89	17,80	3,46	18,04	5,50	17,86	3,83	15,93	6,82
19,51	4,26	19,23	3,81	19,58	6,16	19,29	4,23	16,00	7,45
21,05	4,72	21,23	4,29	21,04	6,78	21,33	4,99		
22,45	5,13	22,56	4,66	22,47	7,67	22,67	5,56		
23,98	5,63	23,90	5,08	24,13	8,89	24,00	6,12		
25,05	6,01	25,23	5,47	25,5	10,29	25,33	6,87		
26,48	6,54	27,23	6,19	26,7	12,27	27,33	8,83		
28,09	7,22	28,56	6,80	27	12,81	28,67	10,73		
29,55	7,97	31,23	8,05			29,33	12,76		
30,98	8,93	32,56	9,13			-	-		
32,52	10,26	33,90	9,85			-	-		
33,00	11,33	35,23	14,39			-	-		
		35,23	16,02			-	-		