



**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO AÇO GALVANIZADO
FRENTE À CORROSÃO POR CLORETOES E SEU EFEITO NA
ADERÊNCIA**

Por

Márcia Suzanna Dutra Abreu Borges da Fonsêca

*Tese de Doutorado apresentada à Universidade Federal da Paraíba para
obtenção do grau de Doutor*

João Pessoa – Paraíba

Setembro de 2023



**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO AÇO GALVANIZADO
FRENTE À CORROSÃO POR CLORETOES E SEU EFEITO NA
ADERÊNCIA**

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor.

Márcia Suzanna Dutra Abreu Borges da Fonsêca

Orientador: Prof. Dr. Gibson Rocha Meira

João Pessoa – Paraíba

Setembro de 2023

**Catalogação na publicação
Seção de Catalogação e Classificação**

F676a Fonsêca, Márcia Suzanna Dutra Abreu Borges da.
Análise do comportamento do aço galvanizado frente à corrosão por cloreto e seu efeito na aderência /
Márcia Suzanna Dutra Abreu Borges da Fonsêca. - João Pessoa, 2023.
161 f. : il.

Orientação: Gibson Rocha Meira.
Tese (Doutorado) - UFPB/CT.

1. Concreto armado. 2. Armadura galvanizada. 3. Galvanização por imersão a quente - Aderência. 4. Carbonatação. 5. Corrosão - Cloreto. I. Meira, Gibson Rocha. II. Título.

UFPB/BC

CDU 691.328(043)

***ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO AÇO GALVANIZADO FRENTE À CORROSÃO
POR CLORETOES E SEU EFEITO NA ADERÊNCIA***

MÁRCIA SUZANNA DUTRA ABREU BORGES DA FONSECA

Tese aprovada em 01 de setembro de 2023.

Período Letivo: 2023.2

Documento assinado digitalmente



GIBSON ROCHA MEIRA

Data: 01/09/2023 14:13:27-0300

Verifique em <https://validar.itd.gov.br>

Prof. Dr. Gibson Rocha Meira – IFPB

Orientador

Documento assinado digitalmente



NORMANDO PERAZZO BARBOSA

Data: 06/09/2023 10:35:31-0300

Verifique em <https://validar.itd.gov.br>

Prof. Dr. Normando Perazzo Barbosa - UFPB

Examinador Interno

Documento assinado digitalmente



ROBERTO LEAL PIMENTEL

Data: 10/10/2023 09:17:56-0300

Verifique em <https://validar.itd.gov.br>

Prof. Dr. Roberto Leal Pimentel – UFPB

Examinador Interno

Documento assinado digitalmente



ANGELA GAIO GRAEFF

Data: 04/09/2023 07:59:40-0300

Verifique em <https://validar.itd.gov.br>

Profa. Dra. Ângela Gaio Graeff – UFRGS

Examinadora Externa

Documento assinado digitalmente



ARNALDO MANOEL PEREIRA CARNEIRO

Data: 03/09/2023 09:54:06-0300

Verifique em <https://validar.itd.gov.br>

Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro – UFPE

Examinador Externo

João Pessoa/PB

2023

A Deus, pelo dom da vida e pela presença
contínua ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Aqui deixo os meus sinceros agradecimentos àqueles envolvidos diretamente na conquista desta etapa em minha vida.

Primeiramente, gostaria de agradecer a Deus, cuja presença, em todos os momentos e, principalmente, nos mais difíceis, senti de forma intensa ao meu lado, algo indescritível.

Ao meu pai e a minha mãe, Francisco de Assis e Marcionila, por tantos anos de empenho na minha formação pessoal e profissional.

Às minhas irmãs, Fernanda (*in memoriam*), Waléria e Cláudia, pelo apoio junto aos meus pais.

Ao meu esposo, Eduardo, por todo empenho em me ajudar nas pesquisas, pelo amor e compreensão nos momentos mais difíceis e por todo o seu incentivo.

Ao meu Orientador, Professor Gibson Meira, por todo o apoio, compreensão e incentivo durante o desenvolvimento deste trabalho.

À Universidade Federal da Paraíba, em nome de todos os seus funcionários, por todos os ensinamentos e apoio no uso dos laboratórios e espaços de tal instituição.

Aos meus professores, no nome de Doutor Normando Perazzo, pelos ensinamentos e incentivos e apoio prestado.

Aos técnicos do Labeme, nos nomes de Sebastião e Delbh, que estiveram comigo na realização de todos os ensaios e que me apoiaram e ajudaram de maneira incansável.

Ao professor Aleksandro José Virgínio dos Santos, do Departamento de Engenharia Elétrica desta universidade, pelo desenvolvimento do dispositivo utilizado para substituir as fontes de alimentação no processo de aceleração da corrosão.

Ao servidor Erivaldo Lopes, do Departamento de Engenharia de Produção, pelo auxílio no desenvolvimento das análises estatísticas deste trabalho.

RESUMO

FONSECA, M.S.D.A.B. Análise do comportamento do aço galvanizado frente à corrosão por cloreto e seu efeito na aderência. 2023. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, UFPB, João Pessoa.

O aço galvanizado por imersão a quente é bastante utilizado no controle da corrosão das estruturas em concreto armado expostas a ambientes agressivos. o que torna importante a análise do comportamento deste, frente às condições do meio e ao processo de corrosão. A literatura apresenta incertezas nestas áreas e poucos trabalhos sobre a influência da corrosão do aço galvanizado na sua aderência ao concreto. Assim, o objetivo deste trabalho foi investigar o comportamento eletroquímico do aço galvanizado frente à corrosão e seu efeito na tensão de aderência ao concreto. Para a primeira análise, foram confeccionadas células contendo barras de aço (galvanizado e não galvanizado) de 8 mm de diâmetro em soluções saturadas, que simulavam a fase líquida do concreto. O comportamento de aço foi avaliado através do monitoramento das células por meio de técnicas eletroquímicas. Para a segunda análise, foram utilizados corpos de prova compostos por um cubo de concreto com uma barra localizada no centro com comprimento de aderência definido, utilizando barras em aço (galvanizado e não galvanizado) nos diâmetros de 10 mm e 20 mm. A aderência foi avaliada por meio do ensaio de arrancamento simples (*pull-out test*), seguido da aferição do grau de corrosão do aço. Os resultados mostraram que o revestimento de zinco atua como uma barreira contra agentes corrosivos e possui desempenho indiferente à carbonatação do concreto, mantendo-se a alta resistência à corrosão. Constatou-se também que a corrosão inicial do aço galvanizado, devido à alta alcalinidade do concreto fresco, não afeta o desempenho estrutural do concreto armado e que o aço galvanizado apresenta resistência de aderência ao concreto superior ao aço não galvanizado para pequenas taxas de corrosão. Porém, diminui, à medida que a taxa de corrosão aumenta.

PALAVRAS-CHAVE: corrosão, armadura galvanizada, concreto armado, aderência, galvanização por imersão a quente, carbonatação.

ABSTRACT

FONSECA, M.S.D.A.B. Analysis of the behavior of galvanized steel against corrosion by chlorides and its effect on adhesion. 2023. Thesis (Doctorate in Engineering) – Graduate Program in Civil and Environmental Engineering, UFPB, João Pessoa.

Hot-dip galvanized steel is widely used to control corrosion in reinforced concrete structures exposed to aggressive environments. Hence, to analyze its behavior, considering the conditions of the environment and the corrosion process is important. The literature presents uncertainties in these field and there is lack of studies on the influence of corrosion of galvanized steel on its adherence to concrete. Thus, the aim of this study was to investigate the electrochemical behavior of galvanized steel against corrosion and its effect on the bond strength to concrete. For the first analysis, there was made cells containing steel bars (galvanized and non-galvanized) with 8 mm of diameter submerged in saturated solutions, which simulated the liquid phase of concrete. The steel behavior was evaluated by monitoring the cells using electrochemical techniques. For the second analysis, specimens composed of a concrete cube with a steel bar (galvanized and non-galvanized) of 10 and 20 mm located in the middle with a defined length of adhesion were used. Adhesion was evaluated using the pull-out test, followed by measuring the degree of corrosion of the steel. The result has shown that the zinc coating acts as a barrier against corrosive agents and has a performance that is indifferent to concrete carbonation, maintaining high corrosion resistance. It was also found that the initial corrosion of galvanized steel due to the high alkalinity of fresh concrete does not affect the structural performance of reinforced concrete and that galvanized steel has superior bond strength to concrete than non-galvanized steel for small corrosion rates. Nevertheless, it decreases as the corrosion rate increases.

KEYWORDS: corrosion, galvanized reinforcement, reinforced concrete, bond strength, hot-dip galvanizing, carbonation.

SUMÁRIO

RESUMO

ABSTRACT

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E JUSTIFICATIVA DO TEMA	19
1.2 DELIMITAÇÃO DA QUESTÃO DA PESQUISA	21
1.3 OBJETIVOS	22
1.4 ORGANIZAÇÃO DA TESE	23
2 REFERENCIAL TEÓRICO	24
2.1 CORROSÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	24
2.1.1 INDUÇÃO DA CORROSÃO POR CARBONATAÇÃO	26
2.1.2 INDUÇÃO DA CORROSÃO POR ÍONS CLORETO	28
2.1.3 TÉCNICAS ELETROQUÍMICAS PARA AVALIAÇÃO DA CORROSÃO DA ARMADURA ..	33
2.1.3.1 POTENCIAL DE CORROSÃO	33
2.1.3.2 RESISTÊNCIA DE POLARIZAÇÃO	35
2.2 ADERÊNCIA ENTRE O AÇO E O CONCRETO	37
2.2.1 MECANISMOS DE ADERÊNCIA	38
2.2.2 ESTÁGIOS DE ADERÊNCIA (FIP, 2000)	40
2.2.3 MODOS DE RUPTURA	42
2.2.3.1 RUPTURA POR FENDILHAMENTO.....	42
2.2.3.2 RUPTURA POR ARRANCAMENTO.....	43
2.2.4 FATORES QUE INFLUEM NA ADERÊNCIA	43
2.2.4.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO.....	43
2.2.4.2 PROPRIEDADES DA BARRA.....	45
2.2.4.3 OUTROS FATORES QUE INFLUENCIAM NA ADERÊNCIA.....	47
2.2.5 ENSAIOS DE ADERÊNCIA	51
2.2.5.1 ENSAIO DE ARRANCAMENTO DIRETO (PULL OUT TEST - POT)	52
2.3 AÇO GALVANIZADO NO CONTROLE À CORROSÃO	56
2.3.1 PROCESSO DE GALVANIZAÇÃO POR IMERSÃO A QUENTE	57
2.3.2 COMPOSIÇÃO DA CAMADA DE GALVANIZAÇÃO	59
2.3.3 AÇO GALVANIZADO FRENTE AO PROCESSO DE CORROSÃO	60
2.3.4 INFLUÊNCIA DO USO DO AÇO GALVANIZADO NA ADERÊNCIA COM O CONCRETO ..	67
3 MATERIAIS E MÉTODOS	69
3.1 DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS.....	70

3.1.1 VARIÁVEIS RELACIONADAS AO ENSAIO EM SOLUÇÃO	70
3.1.1.1 VARIÁVEIS DEPENDENTES.....	70
3.1.1.2 VARIÁVEIS INDEPENDENTES.....	71
3.1.2 VARIÁVEIS RELACIONADAS AO ENSAIO ADERÊNCIA	72
3.1.2.1 VARIÁVEIS DEPENDENTES.....	72
3.1.2.1 VARIÁVEIS INDEPENDENTES.....	72
3.2 MATERIAIS UTILIZADOS E SUAS CARACTERIZAÇÕES	73
3.2.1 MATERIAIS EXCLUSIVOS AO ENSAIO EM SOLUÇÃO.....	75
3.2.2 MATERIAIS EXCLUSIVOS AO ENSAIO DE ADERÊNCIA.....	75
3.3 PREPARAÇÃO DAS CÉLULAS DE ENSAIO E DOS CORPOS DE PROVA.....	81
3.3.1 ENSAIO EM SOLUÇÃO.....	81
3.3.2 ENSAIO DE ADERÊNCIA	83
3.4 METODOLOGIAS DE ENSAIO	86
3.4.1 ENSAIO EM SOLUÇÃO	87
3.4.1.1 MONITORAMENTO ELETROQUÍMICO	87
3.4.2 ENSAIOS DE ADERÊNCIA.....	88
3.4.2.1 PROCEDIMENTO DE ACELERAÇÃO DA CORROSÃO	88
3.4.2.2 PROCEDIMENTO DE ENSAIO DE ARRANCAMENTO SIMPLES (PULL-OUT TEST)	94
3.4.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	96
3.4.4 PROCEDIMENTO DE AVALIAÇÃO DO PERCENTUAL DE PERDA DE MASSA	97
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	101
4.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS EM SOLUÇÃO	101
4.1.1 ESTRUTURAS EXPOSTAS A MEIOS COM DISTINTAS ALCALINIDADES	101
4.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADERÊNCIA	109
4.2.1 RESULTADOS DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE CLORETO DE SÓDIO (NaCl) NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E NA TENSÃO DE ADERÊNCIA DO CONCRETO	109
4.2.2 RESULTADOS DA INFLUÊNCIA DAS REAÇÕES ENTRE O AÇO GALVANIZADO E O CONCRETO FRESCO	114
4.2.3 RESULTADOS DA INFLUÊNCIA DO GRAU DE CORROSÃO NA ADERÊNCIA	121
4.2.3.1 RESULTADOS DE ADERÊNCIA <i>VERSUS</i> GRAU DE CORROSÃO.....	121
4.2.3.2 RESULTADOS ADERÊNCIA <i>VERSUS</i> DESLOCAMENTO.....	128
4.2.3.3 RESULTADOS GRAU DE CORROSÃO <i>VERSUS</i> TEMPO DE ACELERAÇÃO.....	131
4.2.3.4 RESULTADOS CARGA PASSANTE <i>VERSUS</i> TEMPO DE ACELERAÇÃO	144
5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	146

5.1	CONCLUSÕES FINAIS	146
5.2	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	149
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		150

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Modelo de vida útil das estruturas com base na corrosão das armaduras do concreto (Fonte: TUUTTI, 1982)	24
Figura 2 – Representação de uma pilha de corrosão de um metal (Fonte: MEIRA, 2017) .	25
Figura 3 – Desenho esquemático dos tipos de corrosão (Fonte: Adaptado de ANDRADE e ALONSO, 1992)	26
Figura 4 – Efeito da carbonatação no comportamento da armadura em relação à corrosão, para o sistema Fe ⁻ H ₂ O a 25°C ⁻ (Fonte: Adaptado de POURBAIX, 1974)	27
Figura 5 – Relação entre o grau de carbonatação e a umidade do ar (Fonte: Adaptado de ANDRADE, 1988)	28
Figura 6 – Representação do processo de corrosão por pites devido à ação de cloreto (Fonte: TREADAWAY, 1988 apud MEIRA, 2017)	29
Figura 7 – Diagrama de equilíbrio termodinâmico para o sistema Fe-H ₂ O, a 25° – solução com íons cloreto a 355 ppm (Fonte: Adaptado de POURBAIX, 1987)	30
Figura 8 – Representação esquemática da medida de potencial (Fonte: CASCUDO, 1997)	34
Figura 9 – Curva de polarização na zona de aplicação da técnica de Rp (Fonte: Adaptado de BERTOLINI et al., 2004)	35
Figura 10 – Representação esquemática para determinação da resistência de polarização (Fonte: VIEIRA, 2003)	37
Figura 11 – Representação da aderência por adesão entre aço e o concreto (Fonte: Adaptado de FUSCO, 1995)	38
Figura 12 – Representação da aderência por atrito entre aço e o concreto em perspectiva (a) transversal e (b) longitudinal (Fonte: Adaptado de FUSCO, 1995)	39
Figura 13 – Representação da aderência mecânica entre aço e o concreto (Fonte: Adaptado de FUSCO, 1995)	40
Figura 14 – Curvas padrões da tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento (Fonte: FIB, 2000)	41
Figura 15 – Representação do fendilhamento longitudinal do concreto (Fonte: Adaptado de FUSCO, 1995)	42
Figura 16 – Figura esquemática que representa o detalhamento da superfície relativa da nervura (Fonte: Adaptado de LEONHARDT e MONNIG 1977)	46
Figura 17 – Ruptura por fendilhamento: (a) fissuras iniciais devido à insuficiência no cobrimento inferior (c_y); (b) ruptura por cone; (c) fissuração de uma camada completa após fendilhamento horizontal devido ao pobre cobrimento lateral (c_x) e ao pequeno espaçamento entre as barras (Fonte: Adaptado de TEPFERS 1973)	48
Figura 18 – Representação dos corpos de prova: (a) seção transversal e (b) longitudinal (Fonte: Adaptado de RILEM:FIP:CEB, 1983)	52
Figura 19 – Figura esquemática (a) o método de ensaio e a (b) distribuição da tensão de aderência ao longo da barra (Fonte: Adaptado de LEONHARDT e MONNIG, 1977)	53
Figura 20 – Etapa de fluxagem (Fonte: Autor)	57
Figura 21 – Medição da espessura da camada galvanizada (Fonte: Autor)	58
Figura 22 – Composição típica do revestimento da galvanização por imersão a quente no aço (Fonte: Adaptado de MARDER, 2000)	59
Figura 23 – Modelo de corrosão de barras de aço galvanizado em concreto armado durante a vida útil total – (Fonte: Adaptado de YEOMANS, 1994)	60
Figura 24 – Modelo de vida útil das estruturas com base na corrosão das armaduras galvanizadas do concreto (Fonte: Autor)	61
Figura 25 – Influência do pH na taxa de corrosão do zinco (Fonte: YEOMANS, 2004)	63

Figura 26 – Efeito da carbonatação no comportamento da armadura em relação à corrosão, para o sistema Zn – H ₂ O a 25°C – (Fonte: Adaptado de POURBAIX, 1974)	64
Figura 27 – Representação da expectativa de vida do revestimento de zinco exposto em ambiente industrial (Fonte: BENTUR et al., 1997)	65
Figura 28 – Modelo esquemático de iniciação da corrosão por pite de aço galvanizado em solução saturada de Ca (OH) ₂ – (Fonte: Adaptado de ZHENG et al., 2018)	67
Figura 29 – Fluxograma geral da pesquisa (Fonte: Autor)	69
Figura 30 – Caracterização das barras: (a) leitura do ângulo das nervuras, (b) leitura do espaçamento médio das nervuras e (c) leitura da altura das nervuras (Fonte: Autor)	74
Figura 31 –Caracterização das barras: (a) leitura da espessura de galvanização e (b) amostra de uma das medidas realizadas (Fonte: Autor)	75
Figura 32 – Ensaio de pH do cimento: (a) dessecador contendo as amostras e (b) monitoramento das amostras (Fonte: Autor)	77
Figura 33 – Variação do pH ao longo do tempo em função do tipo de cimento (Fonte: Autor)	77
Figura 34 – Ensaio de FRX das amostras de cimento (Fonte: Autor)	78
Figura 35 – Barras com delimitações de segmentos de exposição, utilizando pintura à base de resina epóxi (Fonte: Autor)	81
Figura 36 – Configuração da célula de ensaio (Fonte: ABREU et al, 2020)	82
Figura 37 – Células de ensaio prontas (Fonte: Autor)	83
Figura 38 – Arranjo empregado nos corpos de prova do ensaio de aderência, seção longitudinal e seção transversal (Fonte: Adaptado do RILEM:FIP:CEB (1983))	83
Figura 39 – Detalhe da colocação do tubo e do fio de cobre na barra (Fonte: Autor)	84
Figura 40 – Corpos de prova para os ensaios de aderência (Fonte: Autor)	85
Figura 41 – Corpos de prova de controle de resistência à compressão (Fonte: Autor)	86
Figura 42 – Monitoramento eletroquímico: (a) ligação da célula com o equipamento, (b) posicionamento da célula na gaiola de Faraday e (c) realização das medidas de monitoramento (Fonte: Autor)	87
Figura 43 – Fonte de alimentação utilizada para aceleração da corrosão (Fonte: Autor)	90
Figura 44 – Processo de aceleração da corrosão dos corpos de prova (Fonte: Autor)	91
Figura 45 – Desenho esquemático do processo de aceleração da corrosão (Fonte: Autor) .	91
Figura 46 – Monitoramento de corrente dos corpos de prova (Fonte: Autor)	92
Figura 47 – Circuito sugerido pelo manual do usuário do dispositivo LM317 (Fonte: Texas Instruments, 2022)	93
Figura 48 – Diagrama esquemático do circuito usado neste trabalho (Fonte: Autor)	93
Figura 49 – Aceleração da corrosão com o uso do dispositivo desenvolvido: (a) dispositivo difusor de corrente oriundo da fonte, (b) visão geral dos corpos de provas e (c) visão ampliada da conexão fonte-dispositivo-corpos de prova (Fonte: Autor)	94
Figura 50 – Ensaio de arrancamento: (a) máquina universal de ensaios, (b) representação esquemática do dispositivo e instrumentação para o ensaio (Fonte: BELO, 2017) e (c) visão ampliada do dispositivo, LVDT – linear variable differential transformer, acoplado à máquina universal na realização do ensaio (Fonte: Autor)	95
Figura 51 – Corpos de prova após o ensaio de arrancamento (a) ruptura por fendilhamento e (b) ruptura por arrancamento (Fonte: Autor)	96
Figura 52 – Máquina universal e ensaio de compressão: (a) dispositivo e instrumentação e (b) corpo de prova logo após realização do ensaio (Fonte: Autor)	96
Figura 53 – Processo de extração da barra após ensaio de aderência: (a) dispositivo para ruptura do bloco de concreto; (b) ruptura por compressão diametral; (c) extração da barra e (d-f) corpo de prova com barra em processo de corrosão (Fonte: Autor)	97

Figura 54 – Procedimentos para verificação da perda de massa: (a) limpeza química; (b) aferição de medida do segmento e (c) pesagem da barra (Fonte: Autor)	98
Figura 55 – Procedimentos para verificação da perda de massa:(a) limpeza química da barra em aço não galvanizado;(b) aferição de medida do segmento e (c) pesagem da barra (Fonte: Autor)	98
Figura 56 – Evolução do potencial de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) ao longo do tempo - (pH = 12,6) (Fonte: Autor)	101
Figura 57 – Evolução do potencial de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) + 0,15M de hidróxido de potássio (KOH) - (pH = 13,1) (Fonte: Autor)	102
Figura 58 – Evolução do potencial de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) + 0,2M de hidróxido de potássio (KOH) - (pH = 13,2) (Fonte: Autor)	102
Figura 59 – Evolução do potencial de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) + 0,25M de hidróxido de potássio (KOH) - (pH = 13,3) (Fonte: Autor)	103
Figura 60 – Evolução do potencial de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) + 0,5M de hidróxido de potássio (KOH) - (pH = 13,5) (Fonte: Autor)	103
Figura 61 – Comparação entre os resultados experimentais do potencial de corrosão das barras galvanizadas com diferentes níveis de pH e dados da literatura (Fonte: Autor)	104
Figura 62 – Evolução da densidade de corrente de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) ao longo do tempo - (pH = 12,6) (Fonte: Autor)	105
Figura 63 – Evolução da densidade de corrente de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) + 0,15M de hidróxido de potássio (KOH), ao longo do tempo - (pH = 13,1) (Fonte: Autor)	106
Figura 64 – Evolução da densidade de corrente de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) + 0,2M de hidróxido de potássio (KOH), ao longo do tempo - (pH = 13,2) (Fonte: Autor)	106
Figura 65 – Evolução da densidade de corrente de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) + 0,25M de hidróxido de potássio (KOH), ao longo do tempo - (pH = 13,3) (Fonte: Autor)	107
Figura 66 – Evolução da densidade de corrente de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) + 0,5M de hidróxido de potássio (KOH), ao longo do tempo - (pH = 13,5) (Fonte: Autor)	107
Figura 67 – Comparação entre os resultados experimentais de densidade de corrente de corrosão das barras galvanizadas com diferentes níveis de pH e dados da literatura (Fonte: Autor)	108
Figura 68 – Gráfico da resistência à compressão do concreto com diferentes níveis de salinidade presente na mistura (Fonte: Autor)	110
Figura 69 – Gráficos da tensão de aderência com diferentes níveis de salinidade: (a) aço com diâmetro de 10 mm e (b) aço com diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor)	112
Figura 70 – Gráficos da resistência de aderência entre ensaios com diferentes tipos de aço: (a) aço com diâmetro de 10 mm e (b) aço com diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor)	114
Figura 71 – Gráficos da tensão de aderência última entre ensaios com diferentes tipos de aço: (a) aço com diâmetro de 10 mm e (b) aço com diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor) .	115
Figura 72 – Gráficos da relação entre espessura perdida de galvanização e o diâmetro do aço: (a) espessura em micrometros, (b) espessura em porcentagem (Fonte: Autor)	118
Figura 73 – Gráfico da relação entre resistência de aderência e espessura perdida da camada de galvanização (Fonte: Autor)	119

Figura 74 – Gráfico da relação entre tensão de aderência última e espessura perdida da camada de galvanização (Fonte: Autor)	120
Figura 75 – Gráficos da resistência de aderência <i>versus</i> grau de corrosão: (a) aço com diâmetro de 10 mm e (b) aço com diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor)	121
Figura 76 – Gráfico da Tensão de aderência última <i>versus</i> grau de corrosão para o aço galvanizado com diâmetro de 10 mm (Fonte: Autor)	123
Figura 77 – Corpos de prova com ruptura por fendilhamento (Fonte: Autor)	124
Figura 78 – Tipo de ruptura dos corpos de prova ensaiados (Fonte: Autor)	124
Figura 79 – Fissuras devido ao processo de corrosão acelerada (Fonte: Autor)	126
Figura 80 – Gráfico da tensão de aderência <i>versus</i> grau de corrosão para o aço galvanizado com diâmetro de 20mm, no momento da ruptura por fendilhamento (Fonte: Autor)	127
Figura 81 – Gráficos da evolução da Tensão <i>versus</i> Deslocamento: (a) diâmetro de 10 mm e (b) diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor)	128
Figura 82 – Gráficos do comportamento médio da Tensão <i>versus</i> Deslocamento, usando o LOESS: (a) diâmetro de 10 mm e (b) diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor)	129
Figura 83 – Comportamento médio da Tensão <i>versus</i> Deslocamento: (a) diâmetro de 10 mm e (b) diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor)	130
Figura 84 – Relação entre grau de corrosão e tempo de ensaio de aceleração da corrosão, descrito pelo modelo linear (Fonte: Autor)	133
Figura 85 – Relação entre o comportamento do grau de corrosão e tempo dos ensaios desta pesquisa e o modelo de vida útil das estruturas com base na corrosão das armaduras galvanizadas do concreto (Fonte: Autor)	134
Figura 86 – Trechos de algumas das barras analisadas: (a) imediatamente após a cura, (b) 8 dias de ensaio, (c) camada de galvanização sendo eliminada, (d) corrosão generalizada, (e) corrosão por pite de forma severa e vestígios da camada de galvanização e (f) corrosão severa com deformação do aço (Fonte: Autor)	139
Figura 87 – Grau de corrosão em função do tempo decorrido, desconsiderado as fases (zincô + aço) do material (Fonte: Autor)	142
Figura 88 – Gráficos do grau de corrosão em função do tempo: considerando as fases (zincô + aço) do material, sem considerar o material por fases (zincô + aço) e o modelo de corrosão do aço galvanizado no concreto armado durante sua vida útil, proposto neste trabalho (Fonte: Autor)	143
Figura 89 – Carga passante em função do tempo de ensaio (Fonte: Autor)	145

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Teor crítico de cloreto para o aço por meio da relação $[Cl^-/OH^-]$), de acordo com alguns autores (Fonte: Autor)	31
Tabela 2 – Teor limite de cloreto para o aço (% em relação à massa de cimento ¹ ; % em relação à massa de concreto ²) (Fonte: Adaptado de CAETANO, 2008, p. 48 e MAGALHÃES, 2019, p. 36.)	32
Tabela 3 – Probabilidade de corrosão em função dos valores de potenciais de corrosão (Fonte: ASTM C876, 2015)	34
Tabela 4 – Relação da corrente de corrosão por nível de corrosão (Fonte: ANDRADE e ALONSO, 2001)	37
Tabela 5 – Graus de corrosão críticos e modelos para força de aderência relativa (Fonte: Autor)	56
Tabela 6 – Variáveis independentes, com seus níveis de variação, para os ensaios em solução (Fonte: Autor)	71
Tabela 7 – Variáveis independentes, com seus níveis de variação, para os ensaios de aderência (Fonte: Autor)	73
Tabela 8 – Geometria de superfície dos aços utilizados (Fonte: Autor)	74
Tabela 9 – Soluções utilizadas nas células de ensaio (Fonte: Autor)	75
Tabela 10 – Traço utilizado para preparação de 1 m ³ de concreto	76
Tabela 11 – Caracterização química do cimento (Fonte: Autor)	78
Tabela 12 – Características físicas e mecânicas do cimento (Fonte: Fabricante)	79
Tabela 13 – Caracterização dos agregados graúdos (Fonte: Autor)	80
Tabela 14 – Caracterização do agregado miúdo (Fonte: Autor)	80
Tabela 15 – Parâmetros da resistência à compressão do concreto (MPa) para diferentes níveis de teor de sal (%) (Fonte: Autor)	110
Tabela 16 – Parâmetros da tensão de aderência última (MPa) para diferentes níveis de teor de sal (%) (Fonte: Autor)	113
Tabela 17 – Parâmetros da resistência de aderência média (MPa) para diferentes níveis de teor de sal (%) (Fonte: Autor)	115
Tabela 18 – Parâmetros da tensão de aderência última (MPa) para diferentes tipos de aço (Fonte: Autor)	116
Tabela 19 – Perdas de espessura da camada de galvanização do aço (Fonte: Autor)	117
Tabela 20 – Resultados de perdas de massa dos corpos de prova com barra de 10 mm (Fonte: Autor)	131
Tabela 21 – Resultados de perdas de massa dos corpos de prova com barra de 20 mm (Fonte: Autor)	132
Tabela 22 – Parâmetros e diagnóstico dos modelos lineares do grau de corrosão (Fonte: Autor)	140
Tabela 23 – Parâmetros e diagnóstico dos modelos lineares do grau de corrosão experimental – Aço galvanizado (Fonte: Autor)	141
Tabela 24 – Parâmetros e diagnóstico dos modelos lineares da carga passante (Fonte: Autor)	144

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIASÕES

A	Área da barra polarizada;
B	Constante de Stern-Geary;
Cl^-/OH^-	Relação dos íons cloreto e hidroxila;
c_s	Espaçamento entre nervuras (mm);
c_x	Cobrimento lateral (mm);
c_y	Cobrimento inferior (mm);
d_e	Diâmetro nominal da barra (mm);
e_{CO_2}	Espessura ou profundidade de carbonatação;
E_{corr}	Potencial de corrosão livre;
F	Força de tração (N);
f_{bd}	Tensão de aderência para o deslocamento de 0,1 mm;
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto dos corpos de prova (MPa);
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão (MPa);
f_{ct}	Resistência à tração do concreto;
f_{ctd}	Resistência de cálculo do concreto à tração direta;
$f_{ct,m}$	Resistência à tração média (MPa);
$f_{ctk,inf}$	Resistência característica do concreto à tração na flexão (MPa);
f_{yk}	Resistência característica de escoamento (MPa);
f_R	Área relativa da nervura;
F_A	Constante de Faraday (A/s);
F_R	Área da seção longitudinal da nervura;
F_M	Área lateral do cilíndrico de concreto;
GC	Grau de corrosão (%);
GC_{cr}	Grau de corrosão crítico (%);
$GC_{\text{inicial10mm}}$	Grau de corrosão inicial do aço com diâmetro de 10 mm (%);
$GC_{\text{inicial20mm}}$	Grau de corrosão inicial do aço com diâmetro de 20 mm (%);
GC_{zinc10mm}	Grau de corrosão na galvanização do aço com diâmetro de 10 mm (%);
GC_{zinc20mm}	Grau de corrosão na galvanização do aço com diâmetro de 20 mm (%);
$GC_{\text{aço10mm}}$	Grau de corrosão no aço base com diâmetro de 10 mm (%);
$GC_{\text{aço20mm}}$	Grau de corrosão no aço base com diâmetro de 20 mm (%);
GC_{10mm}	Grau de corrosão do aço galvanizado com diâmetro de 10 mm (%);

GC_{20mm}	Grau de corrosão do aço galvanizado com diâmetro de 20 mm (%);
I	Corrente aplicada (A);
I_{corr}	Corrente de corrosão;
i_{tcorr}	Taxa de corrosão;
i_{corr}	Densidade de corrente instantânea de corrosão;
K	Número de nervuras transversais em torno do perímetro da barra;
k_{CO_2}	Coeficiente de carbonatação que contempla a influência de muitos fatores;
l_a	Comprimento do trecho de aderência da barra no corpo de prova (mm);
M	Peso atômico do metal (C);
M_a	Peso atômico do aço (C);
M_z	Peso atômico do zinco (C);
m_0	Massa inicial da barra de armadura (g);
P_r	Tensões radiais do concreto;
Q	Carga elétrica passante (C);
R_{b1}	Resistência de adesão;
R_{b2}	Resistência de aderência por atrito;
R_{b3}	Aderência mecânica;
R_p	Resistência de polarização;
R_τ	Força de aderência relativa;
s	Deslocamento da barra (mm);
t	Tempo de aceleração da corrosão (s);
Tc_{10mm}	Tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 10 mm (h);
Tc_{20mm}	Tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 20 mm (h);
V_p	Velocidade de aplicação da força (kgf/s);
\sqrt{t}	Raiz quadrada do tempo de exposição;
σ_{tt}	Tensões de tração geradas pela aderência;
η	Coeficiente de conformação superficial;
η_1	Coeficiente de conformação superficial;
η_2	Coeficiente relativo à situação de boa ou má aderência;
η_3	Coeficiente baseado no diâmetro da barra;
γ_c	Coeficiente de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU);
β	Inclinação da nervura em relação ao eixo;
$\frac{c}{\emptyset}$	Relação cobrimento/diâmetro;

\emptyset	Diâmetro da barra (mm);
ΔE_{corr}	Variação de potencial de corrosão;
ΔI	Variação de corrente obtida;
Δ_m	Variação de massa após o processo de corrosão (g);
Δ_{ma}	massa de aço consumida (g);
Δ_{mt}	Massa total consumida (g);
Δ_{mz}	Massa de zinco consumida (g);
β_a	Constantes anódicas;
β_c	Constantes catódicas;
τ_b	Tensão de aderência (MPa);
$\tau_{máx}(0)$	Tensão máxima de aderência sem corrosão;
$\tau_{máx}(GC)$	Tensão máxima de aderência com corrosão;
α	Carga iônica;
α_z	Carga iônica do zinco;
α_a	Carga iônica do aço.

1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, é apresentada uma contextualização do assunto que subsidiou a justificativa da proposta desta pesquisa. Assim como os objetivos estabelecidos, as limitações e a estrutura de trabalho adotada.

1.1 Contextualização e justificativa do tema

O uso do aço galvanizado em estruturas de concreto armado, como uma estratégia de combater a corrosão e seu efeito na aderência entre o aço e o concreto, é um tópico de grande importância na engenharia civil. A corrosão do aço é uma das principais causas de deterioração de estruturas de concreto armado, e o uso do aço galvanizado tem sido amplamente estudado como uma medida preventiva (JIN et al., 2014; CHEN e LEUNG, 2015; YEOMANS, 2004; BERTOLINI et al., 2004).

Do ponto de vista econômico, a utilização do aço galvanizado pode ser mais dispendiosa em comparação com o aço não galvanizado. No entanto, quando se considera a vida útil estendida e os custos de manutenção reduzidos, o aço galvanizado por imersão a quente (*Hot-dip Galvanizing*) torna-se economicamente viável (BOWSHER, 2009).

A galvanização por imersão a quente do aço garante uma eficiente proteção contra corrosão das armaduras, pois compreende uma dupla proteção ao substrato de aço carbono: a barreira física, referente à camada galvanizada, e a proteção anódica de sacrifício, devido ao potencial elétrico do aço carbono ser mais nobre do que o do zinco (TITTARELLI e BELLEZZE, 2010; TAN e HANSSON, 2008).

Quando o aço galvanizado entra em contato com o concreto fresco, material altamente alcalino, ocorre uma reação de forma vigorosa entre o zinco e os íons de cálcio existentes no concreto, que cessa após a formação da camada passivadora e do endurecimento do concreto. O resultado dessa reação é a formação de uma camada de barreira de hidroxizincato de cálcio, acompanhada pela evolução do hidrogênio (YEOMANS, 1994; TAN e HANSSON, 2008). Essa camada limita o acesso do oxigênio e da umidade ao aço, proporcionando, assim, maior proteção contra a corrosão dessas armaduras. No entanto, essa proteção pode ser perdida, devido, principalmente, à ação da carbonatação e dos cloretos.

Para estudar o efeito da carbonatação no comportamento das armaduras galvanizadas, algumas pesquisas analisaram a resposta eletroquímica do aço galvanizado em distintas soluções alcalinas (MACÍAS e ANDRADE, 1983; BLANCO et al., 1984; MACÍAS e ANDRADE, 1987, ABREU et al., 2019). Alguns resultados apontaram que, em meios com alcalinidade inferior a 13,3, as armaduras galvanizadas mostraram toda a sua capacidade de proteção contra a corrosão, apresentando desempenho superior quando comparadas as armaduras não galvanizadas, mesmo em meios carbonatados. No entanto, para o pH acima de 13,3, os produtos de corrosão formaram grandes cristais que não proporcionaram a passivação destas armaduras (ANDRADE e MACIAS, 1988; BENTUR et al., 1997; ABREU et al., 2019).

No caso do comportamento do aço galvanizado na presença de íons cloreto, estudos foram dedicados à determinação do teor limite de cloretos para a despassivação do aço no concreto armado. No entanto, não existe um acordo universal sobre a sua resistência ao ataque dos cloretos. O que estudos apontam é a necessidade de uma maior concentração de cloretos para despassivação do aço galvanizado quando comparado ao aço não galvanizado (BAUTISTA e GONZALEZ, 1995; DARWIN et al., 2009, ABREU et al., 2020).

Outra propriedade de suma importância no concreto armado é a aderência entre o aço e o concreto, pois essa propriedade está diretamente relacionada à capacidade de carga destas estruturas. Segundo Leonhardt e Mommig (1977), as boas características do concreto armado devem-se, em grande parte, à ligação entre o concreto e as armaduras. Entretanto, a aderência entre estes dois materiais tem relação com diversos fatores, tais como: resistência do concreto, características superficiais da barra (espaçamentos, inclinações e alturas das nervuras), diâmetros e cobrimento das armaduras, dentre outras.

É importante também ressaltar que a ligação entre o aço e o concreto pode ser fortemente afetada com o avanço da corrosão. À medida que o grau de corrosão aumenta, vão se formando produtos densos oriundos deste processo corrosivo, os quais vão sendo depositados na superfície do aço e provocam tensões, que podem ocasionar rachaduras e quedas na camada de concreto, agravando ainda mais o problema (COLLEPARDI, 2010).

Alguns estudos apontam que, quando o aço galvanizado é utilizado em estruturas de concreto armado, outros quesitos importantes são os efeitos da corrosão do zinco em concreto fresco e a evolução de hidrogênio que acompanha essa reação. Esses fenômenos levam a duas preocupações: a primeira é a perda da camada de galvanização, removendo,

assim, a proteção galvânica do aço. A outra é o aumento irreversível da porosidade do concreto adjacente, decorrente da evolução do hidrogênio, que pode ocasionar redução da resistência de aderência entre este aço e o concreto (TAN e HANSSON, 2008; PERNICOVA et al., 2017).

O que se tem é que, apesar dos estudos realizados, a literatura é escassa e há dúvidas com relação ao comportamento da armadura galvanizada quando nas estruturas em concreto armado, em especial frente ao fenômeno de corrosão. Sendo a corrosão a principal causa da diminuição da vida útil das estruturas em concreto armado e a enorme utilização do aço galvanizado nessas estruturas, considera-se importante o desenvolvimento de estudos que analisem o desempenho deste material.

Desta forma, o presente trabalho realizou avaliações experimentais do aço galvanizado, que contemplou a investigação da capacidade de proteção do aço galvanizado frente ao processo de corrosão, em ambientes com a presença de elevados níveis de CO₂ e íons cloreto. Assim como se analisou a influência de distintas taxas de perdas de massa da armadura, devido ao processo de corrosão, na aderência do aço galvanizado ao concreto.

O conhecimento do comportamento da aderência do aço galvanizado quando submetido à corrosão poderá servir de base para avaliações futuras da segurança de estruturas afetadas e auxiliar na determinação da necessidade de manutenção de estruturas.

Este estudo é relevante, dada a importância do fenômeno da corrosão e da significância que o fenômeno de aderência aço-concreto tem na perda de desempenho e da durabilidade das estruturas em concreto armado.

1.2 Delimitação da questão de pesquisa

O conhecimento do comportamento da aderência entre o aço galvanizado e o concreto é fundamental para verificar a viabilidade de sua utilização nas estruturas de concreto armado, no intuito de ser utilizado para retardar a manutenção e, consequentemente, prolongar a vida útil destas estruturas. Este ainda é um assunto que apresenta escassez de pesquisas na literatura, apresentando muitas incertezas com relação ao seu comportamento frente a ambientes agressivos, assim como da sua aderência ao concreto frente à corrosão. Em síntese, busca-se, com os resultados desta pesquisa, prover informações que auxiliem a estabelecer respostas para as seguintes perguntas:

- A corrosão inicial do aço galvanizado, devido à alta alcalinidade do concreto fresco, afeta o desempenho estrutural de estruturas de concreto armado?
- Como o pH do concreto afeta no comportamento do aço galvanizado em relação ao fenômeno de corrosão?
- Como a propagação da corrosão, na armadura galvanizada no concreto armado, afeta a aderência destas armaduras ao concreto?

Para que se possa ter um melhor conhecimento do comportamento do aço galvanizado e da sua aderência ao concreto quando exposto à corrosão, é vital compreender como as tensões provocadas por este fenômeno afetam a ligação aço-concreto.

1.3 Objetivos

O principal objetivo deste trabalho consiste em analisar a capacidade de proteção do aço galvanizado, quando utilizado como armadura no concreto armado, frente ao processo de corrosão, e o quanto este fenômeno influencia na ligação aço galvanizado-concreto e no desempenho destas estruturas.

Para atingir o objetivo principal, e de acordo com a metodologia de pesquisa adotada, foram estabelecidos alguns objetivos específicos, descritos a seguir:

- a) Analisar o comportamento eletroquímico do aço galvanizado em ambientes carbonatados e com distintas alcalinidades;
- b) Analisar a influência do diâmetro da armadura galvanizada, em processo de corrosão, na sua tensão de aderência ao concreto;
- c) Analisar a influência do grau de deterioração, por corrosão, da armadura galvanizada, na sua tensão de aderência ao concreto;
- d) Comparar os resultados experimentais do valor de aderência com os apresentados na literatura;
- e) Verificar se os resultados experimentais das taxas de perda de massa da armadura obtidas devido à corrosão representam perdas de aderência que ultrapassam o valor mínimo prescrito na NBR 6118 (2003).

1.4 Organização da tese

Esta tese foi estruturada em seis capítulos.

O capítulo 1 apresenta o tema da pesquisa e uma breve discussão sobre a sua relevância, bem como o delineamento da proposta e os objetivos da pesquisa.

O capítulo 2 apresenta a revisão da literatura sobre conceitos básicos referentes à corrosão em estruturas de concreto armado, suas formas de indução e as técnicas eletroquímicas de avaliação. Faz uma abordagem sobre a aderência entre o aço e o concreto, seus mecanismos, modos de ruptura, os fatores que influem neste fenômeno e os seus tipos de ensaios. E, por fim, transcorre também sobre o uso do aço galvanizado no controle à corrosão.

O capítulo 3 descreve a estratégia de pesquisa e os materiais e métodos empregados no programa experimental.

O capítulo 4 apresenta os resultados e suas análises alcançadas na pesquisa.

Por fim, o capítulo 5 apresenta as conclusões obtidas por meio desta pesquisa.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Este capítulo contempla uma breve revisão teórica dos principais fatores relacionados ao tema da pesquisa. Inicialmente, realiza-se uma descrição sobre a aderência em concreto armado e seus fatores correlatos, seguida de uma abordagem sobre corrosão da armadura. Por fim, é feita uma abordagem sobre o aço galvanizado, relacionando-o com os fenômenos de aderência e corrosão.

2.1 Corrosão em estruturas de concreto armado

A corrosão do aço em estruturas de concreto armado é um problema comum, especialmente em ambientes marinhos ou industriais, que comprometem a integridade e a durabilidade dessas estruturas. Portanto, a prevenção e a manutenção adequada são essenciais para garantir a longevidade dessas estruturas. Estima-se um alto custo global anual em intervenções de manutenções/reparos, devido à corrosão, em torno de 2.5 bilhões de dólares americanos, ou seja, 3,4% do PIB global (NACE INTERNATIONAL, 2016).

A corrosão é um processo que, por meio do modelo de Tuutti (Figura 1), pode ser apresentado em função da vida útil das estruturas em concreto armado (TUUTTI, 1982).

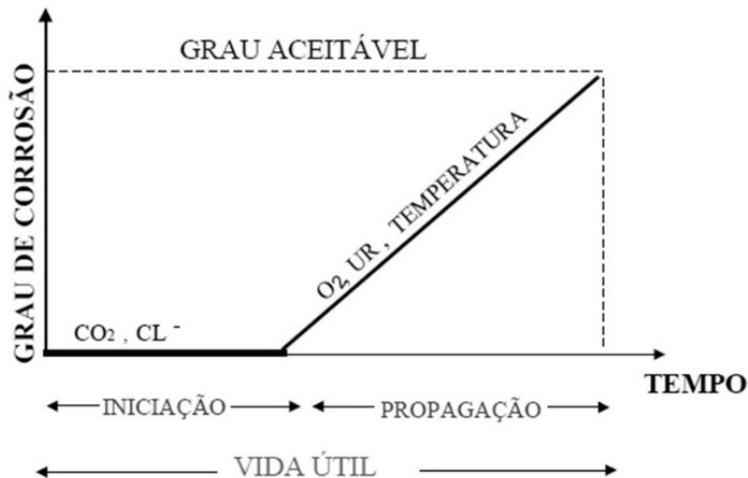


Figura 1 – Modelo de vida útil das estruturas com base na corrosão das armaduras do concreto (Fonte: TUUTTI, 1982).

Na figura, a fase de iniciação é o período em que os agentes agressivos, que provocam a corrosão das armaduras, penetram do exterior e avançam, progressivamente, através do

cobrimento de concreto, até a armadura, promovendo rompimento de sua película passivadora, responsável pela proteção química das armaduras no concreto. A duração da fase de iniciação é controlada, principalmente, pela permeabilidade do concreto, difusibilidade, sucção capilar de gases ou líquidos, concentração de íons cloreto e dióxido de carbono (YEOMANS, 1994).

A etapa seguinte é a "propagação", período em que acontece a intensificação do processo de corrosão, principalmente em função da presença de oxigênio, umidade e temperatura. O início do período de propagação se dá quando a armadura é despassivada e termina quando o limite aceitável de corrosão é atingido (YEOMANS, 1994).

Segundo a sua natureza, o processo de corrosão pode assumir duas formas: corrosão química ou eletroquímica (MEIRA, 2017).

A corrosão química se dá pela interação do metal com os gases do meio, formando os produtos de corrosão (GENTIL, 1996). No entanto, esse tipo de corrosão é pouco importante para as obras civis, por se tratar de um processo lento em que os óxidos formados criam uma película sobre o metal, que reduz, ainda mais, a velocidade das reações.

Por outro lado, a corrosão eletroquímica ocorre nas estruturas de concreto armado e pode atingir graus de deterioração bastante significativos. Por isso, é de suma importância para as obras civis. Nesse tipo de corrosão, há sempre uma reação de oxidação, outra de redução e a circulação de íons através de um eletrólito (ANDRADE, 1988), o que pressupõe a formação de um circuito fechado, caracterizando o comportamento de uma pilha eletroquímica (Figura 2).

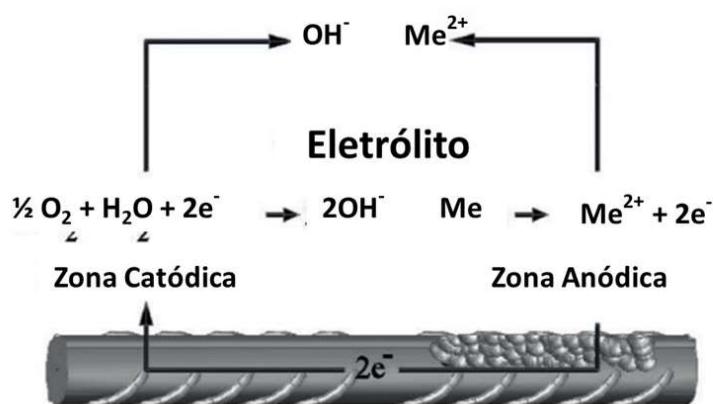


Figura 2 – Representação de uma pilha de corrosão de um metal (Fonte: MEIRA, 2017).

A natureza do eletrólito, a resistividade elétrica do meio, a disponibilidade de oxigênio, a temperatura, a umidade relativa e o grau de contaminação do meio ambiente são parâmetros que influenciam diretamente na velocidade ou na taxa de corrosão do aço (ANDRADE e ALONSO, 1992; HELENE, 1993).

A corrosão das armaduras pode ser, geralmente, classificada de duas formas: generalizada e localizada, como apresentado na Figura 3 (ANDRADE e ALONSO, 1992).

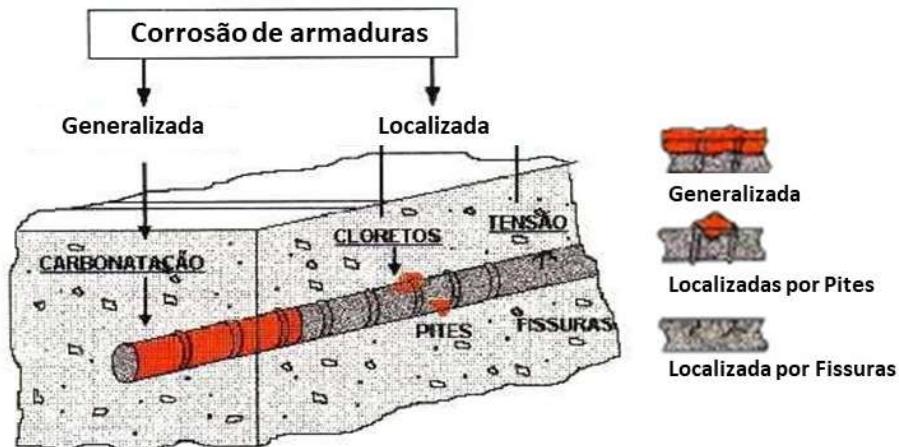


Figura 3 – Desenho esquemático dos tipos de corrosão (Fonte: Adaptado de ANDRADE e ALONSO, 1992).

Na corrosão do tipo generalizada, tem-se um quadro em que o desgaste do material ocorre de forma, aproximadamente, uniforme, podendo atingir extensas áreas do metal. Na corrosão do tipo localizada, o desgaste ocorre em uma superfície limitada e, em geral, tende a se aprofundar de modo mais rápido do que em um processo de corrosão generalizado (ANDRADE e ALONSO, 1992).

No caso das estruturas em concreto armado, a corrosão generalizada está, normalmente, associada à carbonatação do concreto, enquanto a corrosão localizada (por pites), à ação dos íons cloreto.

2.1.1 Indução da corrosão por carbonatação

A carbonatação ocorre por ação do dióxido de carbono (CO_2) da atmosfera, que penetra no concreto e reage com os íons alcalinos (cátions de: sódio, potássio e cálcio) presentes nas soluções contidas nos seus poros, transformando-os em sais de carbonato,

diminuindo o pH do concreto, de aproximadamente 12,5 para valores inferiores a 9 (SCHIESSL, 1987; BAKKER, 1988). Devido a esta redução, ocorre o comprometimento da estabilidade da película passivadora, conforme o diagrama de Pourbaix (Figura 4), o qual mostra que a armadura, nestas condições, desloca-se da região de passividade para a região de corrosão.

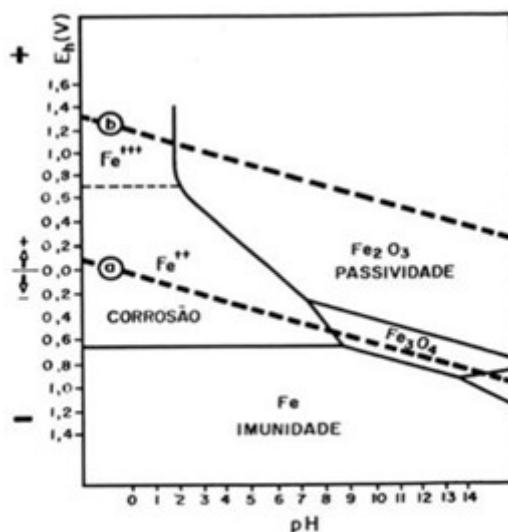


Figura 4 – Efeito da carbonatação no comportamento da armadura em relação à corrosão, para o sistema Fe – H₂O a 25°C – (Fonte: Adaptado de POURBAIX, 1974).

O fenômeno da carbonatação não é aparente e não reduz a resistência do concreto, podendo até aumentar a sua dureza superficial. Para identificar a profundidade da carbonatação, é necessária a realização de ensaios específicos. No entanto, ao atingir a armadura, dependendo das condições de umidade do ambiente, a carbonatação pode promover grave corrosão, a qual também pode ocorrer na presença de íons cloreto (HELENE, 1993). Ainda segundo este autor, o tempo que a carbonatação leva para atingir a armadura depende, principalmente, da espessura de cobrimento e da permeabilidade do concreto.

Uma previsão de vida útil, quanto à carbonatação no concreto armado, pode ser realizada baseando-se na primeira Lei de Fick (KROPP, 1995), de acordo com a Equação 1:

$$e_{CO_2} = k_{CO_2} \sqrt{t} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde: e_{CO_2} : espessura ou profundidade de carbonatação;

k_{CO_2} : coeficiente de carbonatação que contempla a influência de muitos fatores;

\sqrt{t} : raiz quadrada do tempo de exposição.

A umidade relativa, o tipo de cimento, a cura do concreto, a concentração de CO₂, a temperatura, os tipos e qualidades de concreto e exposição à chuva, são considerados principais fatores que influenciam no processo de carbonatação (EKOLU, 2016).

Na Figura 5, observa-se a influência da umidade relativa do ar no processo de carbonatação. Quando a umidade é muito baixa, o nível de carbonatação decresce, pois o gás carbônico (CO₂) precisa da presença da água (H₂O) para reagir e formar o ácido carbônico (H₂CO₃), que é uma das etapas do processo de carbonatação. Quando a umidade atinge uma faixa de 60%, condição em que os poros estão parcialmente preenchidos com água, a carbonatação eleva-se ao máximo e só reduz perto da saturação de água nos poros e capilares do concreto, pois, neste ponto, os poros ficam totalmente preenchidos, impossibilitando a entrada do dióxido de carbono (ANDRADE, 1988).

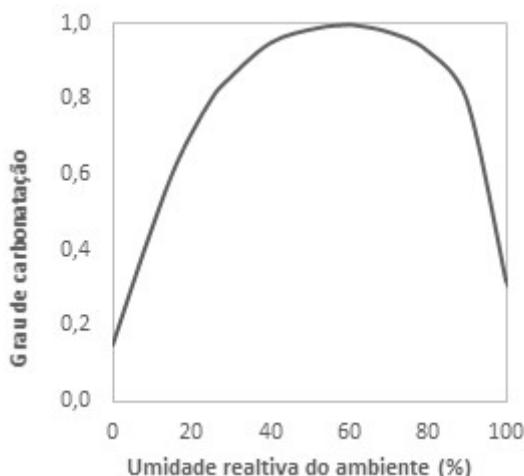


Figura 5 – Relação entre o grau de carbonatação e a umidade do ar (Fonte: Adaptado de ANDRADE, 1988).

2.1.2 Indução da corrosão por íons cloreto

O íon cloreto é outro agente agressivo que influencia na durabilidade das estruturas de concreto. A sua penetração no concreto armado tem forte influência no desencadeamento da corrosão das armaduras, conhecida como corrosão puntiforme ou por pites, que é de

elevada periculosidade para a armadura. Existe, ainda, indefinição no processo de despassivação por cloretos, e algumas teorias vêm sendo utilizadas para tentar explicar esse fenômeno, dentre elas, a do complexo transitório e a do defeito pontual (FIGUEIREDO e MEIRA, 2013).

Conforme a primeira teoria, após o início do processo corrosivo, os cloretos se combinam inicialmente com os íons ferrosos, formando FeCl_3 e FeCl_2 , conforme equações:



Que, por hidrólise, transformam-se em:



Todo o processo é mais bem representado pela Figura 6.

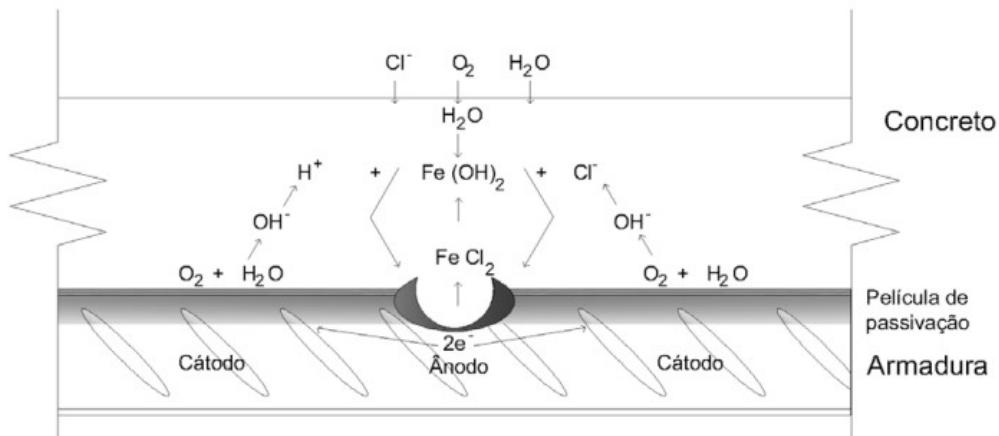


Figura 6 – Representação do processo de corrosão por pites devido à ação de cloretos.
(Fonte: TREADAWAY, 1988 apud MEIRA, 2017).

Os cloretos são reciclados através da hidrólise. Desta forma, as reações continuam sem consumir os íons cloreto. E, se a corrosão não for interrompida, mais ânions cloreto migram para as regiões anódicas, intensificando o processo corrosivo (HELENE, 1993; FIGUEIREDO e MEIRA, 2013).

Enquanto isso, segundo a teoria do defeito pontual, a ruptura da película passivadora se dá em consequência da formação de vazios decorrente do fluxo de cátions através desta

película resultado da penetração de cloretos, podendo ocasionar a ruptura local da película passivadora e, consequentemente, iniciar a corrosão por pites. Considerando o diagrama de Pourbaix para o sistema ferro-solução aquosa, contendo cloretos, apresentado na Figura 7, nota-se, de forma evidente, o comportamento agressivo desses íons por meio da redução significativa da zona de passivação e um acréscimo da zona de corrosão com a inclusão da zona de corrosão por pites (FIGUEIREDO e MEIRA, 2013).

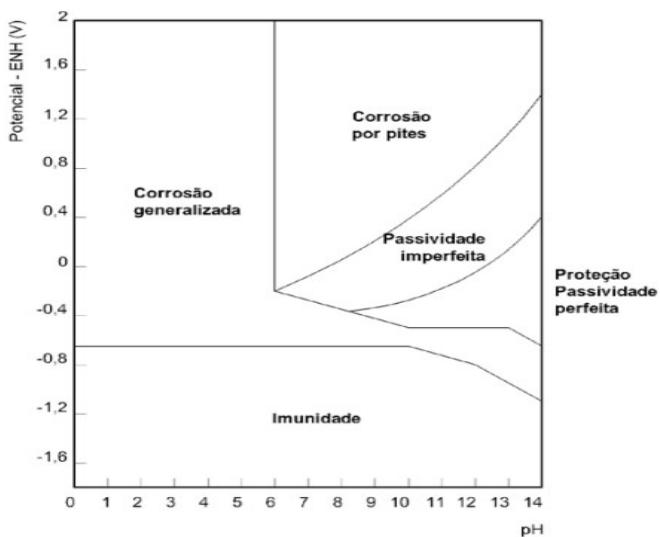


Figura 7 - Diagrama de equilíbrio termodinâmico para o sistema Fe-H₂O, a 25° - solução com íons cloreto a 355 ppm (Fonte: Adaptado de POURBAIX, 1987).

A taxa de penetração dos íons cloreto, através do concreto, depende de diversos fatores, que incluem a microestrutura do concreto e a condição de exposição da estrutura, dependente da sua localização (MEDEIROS e HELENE, 2003).

O íon cloreto também pode ser encontrado na matriz cimentícia, combinado com os compostos do cimento, C₃A e C₄AF hidratados, fisicamente adsorvido na superfície dos poros capilares ou livre dissolvido na água dos poros do concreto. Vale ressaltar que os cloretos livres são os que se movem para o interior do concreto e que podem dar início ao processo de corrosão (FIGUEIREDO, 2005; MEIRA, 2017). Porém, alguns outros fatores, como carbonatação e temperaturas elevadas, podem tornar livres os cloretos combinados (CAVALCANTI e CAVALCANTI, 2010).

Para que a despassivação das armaduras por penetração dos íons cloreto ocorra, é necessário que um teor crítico de cloretos seja atingido. Este teor crítico de cloretos depende de vários fatores, dentre eles: proporções de mistura de concreto, tipo de cimento, teor de

C₃A no cimento, relação água/cimento, temperatura, umidade relativa do ar, condições da superfície do aço e fonte de penetração de cloretos (FIGUEIREDO, 2005; MEIRA, 2017).

Apesar dos vários estudos dedicados à determinação do teor crítico de cloreto para a despassivação do aço no concreto armado, não há consenso para a definição deste limite. Uma das razões encontradas, para esta dispersão, é o grande número de variáveis que influenciam neste teor crítico para despassivação. Outro motivo é a falta de concordância para a definição deste limite, seja nos parâmetros determinantes, desde a observação visual, o potencial de corrosão e corrente de corrosão, ou na expressão do limite, como a relação dos íons cloreto ($[Cl^-]$) e hidroxila ($[OH^-]$) em relação ao peso do cimento ou concreto (ALONSO et al., 2001).

A relação dos íons cloreto ($[Cl^-]$) e hidroxila ($[OH^-]$), para alguns autores, seria a melhor forma de expressar o teor crítico de cloretos (FIGUEIREDO E MEIRA, 2013). Isso devido ao fato de essa relação ser diretamente responsável pela estabilidade da película passivadora das armaduras (GOÑI e ANDRADE, 1990). Entretanto, embora utilizando a mesma expressão do teor crítico, por meio da relação $[Cl^-/OH^-]$, observa-se ainda uma boa variação de valores, por exemplo, os apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Teor crítico de cloreto para o aço por meio da relação $[Cl^-/OH^-]$, de acordo com alguns autores (Fonte: Autor).

Autor	Ano	Teor crítico limite de cloretos
Goñi e Andrade	1990	0,3 – 0,8
Lambert et al.	1991	3,0
Alonso et al.	2000	1,2 – 4,0
Soylev e François	2003	0,6 – 1,0
Mehta e Monteiro	2014	0,6
Scott e Alexander	2016	0,3 - 1,7

Em contrapartida, conforme Helene (1993), visto que o conteúdo de cimento no concreto altera sua capacidade de fixação de cloretos, a melhor forma de se estabelecer o teor crítico de cloreto é por meio da porcentagem de cloretos em relação à massa de cimento. Estando de acordo com o apresentado por Glass e Buenfeld (1997), os quais relatam que, devido às inúmeras variações existentes para a relação $[Cl^-/OH^-]$, assim como a dificuldade de se medir a concentração de hidroxilas $[OH^-]$ na solução dos poros do concreto, como também ao fato de que este não é o único parâmetro representativo das propriedades inibidoras do cimento (podendo os cloretos combinados tornar-se livres e tomar parte nas

reações de corrosão), o parâmetro mais coerente e mais utilizado para representar o teor crítico de cloreto é a partir da relação entre os cloretos livres ou totais e a massa de cimento.

No tocante a algumas normas e recomendações, uma revisão dos valores de teores críticos de cloreto foi realizada, conforme Tabela 2.

Tabela 2 – Teor limite de cloreto para o aço (% em relação à massa de cimento¹; % em relação à massa de concreto²). (Fonte: Adaptado de CAETANO, 2008, p. 48 e MAGALHÃES, 2019, p. 36.).

Norma	País	Ano	Teor limite de cloreto aceitável
BRE	Inglaterra	1982	$\leq 0,4\%$ (baixo risco de corrosão) ¹ $0,4\% - 1,0\%$ (intermediário risco de corrosão) ¹ $> 1,0\%$ (alto risco de corrosão) ¹
BS 8110:1	Inglaterra	1985	$\leq 0,4\%$ ¹
ACI 222	USA	1985	$\leq 0,15\%$ ¹
CEB	Europa	1991	$\leq 0,4\%$ (para consumo mínimo de cimento $\geq 300 \text{ kg/m}^3$) ¹
ENV 206	Portugal	1991	$\leq 0,4\%$ ¹
BS 8110:1 (BSI)	Inglaterra	1997	$\leq 0,10\%$ ¹
EN 206 – 1 (ECS)	Europa	2000	$\leq 0,10 \text{ a } 0,20\%$ (concreto protendido) ² $\leq 0,20 \text{ a } 0,40\%$ (concreto armado) ² $\leq 0,15\%$ (ambiente com cloreto) ¹ $\leq 0,3\%$ (ambiente normal) ¹ $\leq 1,0\%$ (ambiente seco) ¹ $\leq 0,06\%$ (concreto protendido) ¹
ACI 318-21	USA	2001	$\leq 0,08\%$ (concreto protendido) ¹ $\leq 0,10\%$ (concreto armado) úmido ¹ $\leq 0,20\%$ (concreto armado) seco ¹
Committee 222 (ACI)	USA	2002	$\leq 0,20\%$ ¹
Bulletin 34 (FIB)	Suíça	2006	$\leq 0,02\%$ (concreto protendido) ² $\leq 0,03\%$ (concreto armado) úmido ² $\leq 0,07\%$ (concreto armado) seco ²
NZS 3101 (NZS)	Nova Zelândia	2006	
NBR 6118	Brasil	2003	Não se reporta ao teor de cloretos $\leq 0,15\%$ em ambiente com cloretos ¹
318-08 (ACI)	USA	2008	$\leq 0,3\%$ em ambiente normal ¹ $\leq 1,0\%$ em ambiente seco ¹ $\leq 0,06\%$ (concreto protendido) ¹
JSCE-15	Japão	2010	$\leq 1,20 \text{ kg/m}^3$ de concreto ²
EHE-08 (CPH)	Espanha	2011	$\leq 0,60\%$ (concreto armado) ¹ $\leq 0,30\%$ (concreto protendido) ¹
NBR 12655	Brasil	2015	$\leq 0,05\%$ (concreto protendido) ¹ $\leq 0,15\%$ (ambiente com cloreto) ¹ $\leq 0,30\%$ (ambiente normal) ¹ $\leq 0,40\%$ (ambiente seco) ¹
Hong Kong Building Depart	China	2016	$\leq 0,10\%$ (concreto protendido) ¹ $\leq 0,20\%$ (com cimento resistente a sulfato) ¹ $\leq 0,35\%$ (com cimento Portland de endurecimento rápido) ¹

No Brasil, como pode ser observado na Tabela 2, a NBR 6118 (2014) não se reporta ao teor de cloretos limite, ressaltando apenas que não é permitido utilizar aditivos contendo cloretos em sua composição. Por sua vez, a NBR 12655 (2015) recomenda teores máximos

de íons cloreto, de acordo com a classe de agressividade ambiental e com as condições de serviço da estrutura.

Importante ressaltar que os valores, apresentados na Tabela 2, não são, necessariamente, os teores críticos dos cloretos, mas sim teores limites recomendados. Como pode ser observado, na maioria das especificações das normas, para o aço, recomenda-se um teor de cloreto inferior a 0,2% do teor de cimento para um baixo risco de corrosão.

2.1.3 Técnicas eletroquímicas para a avaliação da corrosão da armadura

O monitoramento do processo corrosivo é de suma importância para que possa ocorrer o controle deste fenômeno. As técnicas eletroquímicas são bastante utilizadas para a avaliação da corrosão na armadura, pois permitem interpretar as variáveis que intervêm no processo eletroquímico no momento em que se desenvolve o fenômeno (VIEIRA, 2003). As técnicas eletroquímicas apresentam confiabilidade nos resultados, além de serem rápidas e não acarretarem sérios danos à estrutura.

Diversas são as técnicas eletroquímicas utilizadas na análise da corrosão no concreto armado, tais como resistência à polarização, potencial de corrosão, impedância química, curvas de polarização, entre outras (GONZÁLEZ, 1989; CIGNA et al., 1993; RODRÍGUEZ et al., 1994; CASCUDO, 1997). Nesse trabalho, são detalhadas apenas as técnicas relacionadas ao seu programa experimental: potencial de corrosão e resistência de polarização (R_p).

2.1.3.1.Potencial de corrosão

A técnica de potencial de corrosão é um método de circuito aberto utilizada para monitorar o processo de corrosão em armaduras de aço embutidas em concreto. Na construção civil, é a técnica eletroquímica mais utilizada para monitorar o processo de corrosão e é padronizada pela ASTM C876 – 15: Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete (ASTM C876, 2015).

Trata-se de uma técnica não destrutiva, que consiste em medir, por meio de um voltímetro de alta impedância de entrada, a diferença de potencial entre um eletrodo de trabalho e um eletrodo de referência. O polo positivo do voltímetro é conectado à barra

embutida no corpo de prova, e o polo negativo, ao eletrodo de referência. Para conectar o corpo de prova em que a barra de aço está embutida ao eletrodo de referência, é utilizada uma esponja saturada com solução de alta condutividade entre as suas interfaces, conforme esquema ilustrado na figura abaixo.

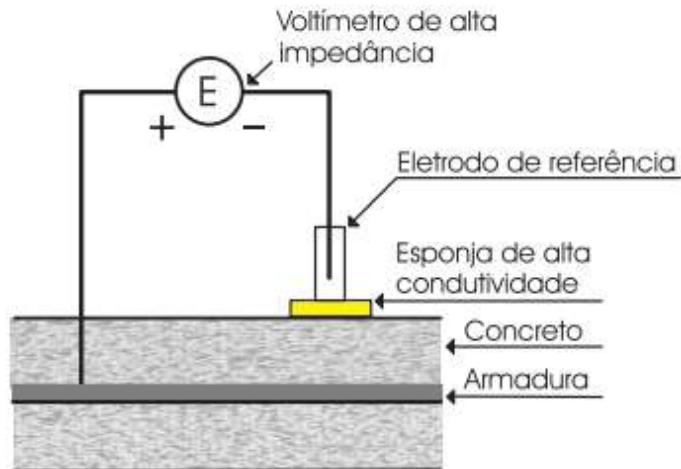


Figura 8 – Representação esquemática da medida de potencial (Fonte: CASCUDO, 1997).

Essa técnica é meramente qualitativa, ou seja, não fornece informações quantitativas, tais como informações sobre velocidade de corrosão, sendo suas informações avaliadas apenas de acordo com a probabilidade de ocorrência do processo de corrosão (CASCUDO, 1997; MEIRA, 2017). A norma ASTM C876 (2015) apresenta uma correlação entre intervalos de potenciais e a probabilidade de ocorrência da corrosão, utilizando como eletrodo de referência o de cobre/sulfato de cobre (Cu/CuSO_4), conforme a Tabela 3.

Tabela 3 – Probabilidade de corrosão em função dos valores de potenciais de corrosão
(Fonte: ASTM C876, 2015).

Potencial - E (mV - ESC)	Probabilidade de corrosão	Estado da Corrosão
Mais positivo que -200	< 10%	Passivo
De -200 a -350	Incerteza em relação à corrosão	Incerto
Mais negativo que -350	> 90%	Ativo

Por meio desta técnica, é possível identificar a probabilidade de a armadura, no ponto medido, estar ou não em processo da corrosão. No entanto, em algumas situações, dependendo do objetivo do estudo, faz-se necessária a utilização de outras técnicas em

conjunto para validação dos resultados, reduzindo incertezas com relação à correlação entre os valores de potencial e à ocorrência da corrosão.

2.1.3.2. Resistência de polarização

A técnica de resistência de polarização (R_p) é utilizada para a obtenção da velocidade ou taxa de corrosão. Consiste em fazer uma varredura aplicando pequenos valores de diferença de potencial em torno do potencial de corrosão livre (E_{corr}), registrando as medidas de variação da corrente de polarização, conforme mostra a Figura 9.

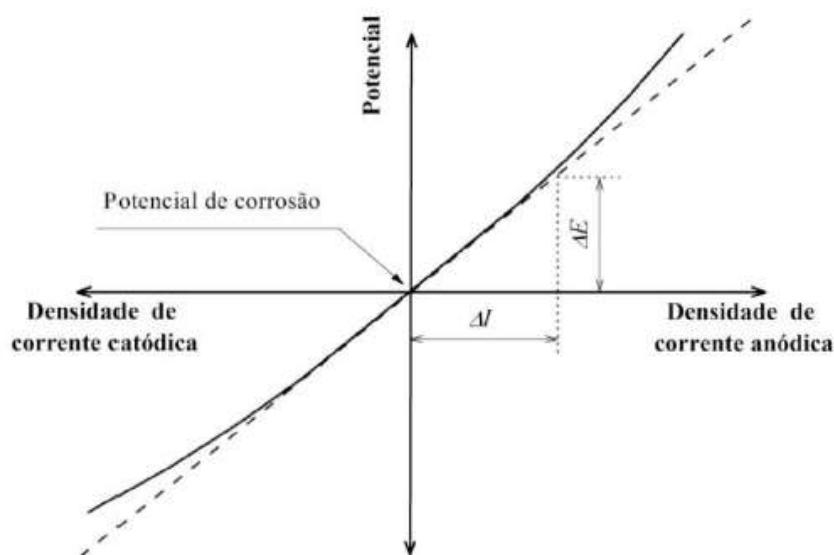


Figura 9 – Curva de polarização na zona de aplicação da técnica de Rp (Fonte: Adaptado de BERTOLINI et al., 2004).

Desta forma, para variações de pequenas magnitudes, os valores da resistência à polarização (R_p) são obtidos com a relação entre a variação potencial, a partir do potencial de corrosão (ΔE_{corr}) e a intensidade da variação de corrente medida (ΔI), por meio da Equação 4, conhecida como equação de Stern-Geary.

$$R_p = \frac{\Delta E_{corr}}{\Delta I} \quad (\text{Equação 4})$$

Onde: R_p : resistência à polarização;

ΔE_{corr} : variação de potencial de corrosão;

ΔI : variação de corrente obtida.

A corrente de corrosão pode ser determinada por meio da Equação 5 (CASCUDO, 1997):

$$I_{corr} = \frac{\beta_a \beta_c}{2,3(\beta_a + \beta_c)} \frac{\Delta I}{\Delta E_{corr}} = \frac{B}{R_p} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde: I_{corr} : corrente de corrosão;

β_a e β_c : constantes anódicas e catódicas determinadas experimentalmente por métodos gráficos;

ΔI : variação de corrente obtida;

ΔE_{corr} : variação no potencial aplicada;

B: constante de Stern-Geary, dependente das reações anódicas e catódicas.

Dividindo-se o valor de I_{corr} pela área da barra polarizada, tem-se a taxa ou velocidade de corrosão, caracterizada pela densidade de corrente de corrosão, sendo este valor dado pela Equação 6:

$$i_{tcorr} = \frac{I_{corr}}{A} \quad (\text{Equação 6})$$

Onde: i_{tcorr} : taxa de corrosão;

A: área da barra polarizada.

A densidade de corrente é um dos principais parâmetros para avaliação do estado de corrosão instantâneo do metal. A Tabela 4 apresenta uma classificação das densidades de corrente em função do nível de corrosão (ANDRADE e ALONSO, 2001).

Tabela 4 – Relação da corrente de corrosão por nível de corrosão (Fonte: ANDRADE e ALONSO, 2001).

i_{corr} ($A/\mu\text{cm}^2$)	Nível de corrosão
< 0,1	Insignificante
0,1 - 0,5	Baixo
0,5 - 1,0	Moderado
> 1,0	Alto

Para a realização do ensaio de resistência de polarização, utiliza-se, basicamente, um sistema constituído de um potenciómetro e três eletrodos, sendo um eletrodo de trabalho (no caso do concreto armado, a sua armadura), um contra-eletrodo auxiliar (grafite ou placa de inox, por exemplo), um eletrodo de referência (o de cobre sulfato de cobre, por exemplo), como representado na Figura 10.

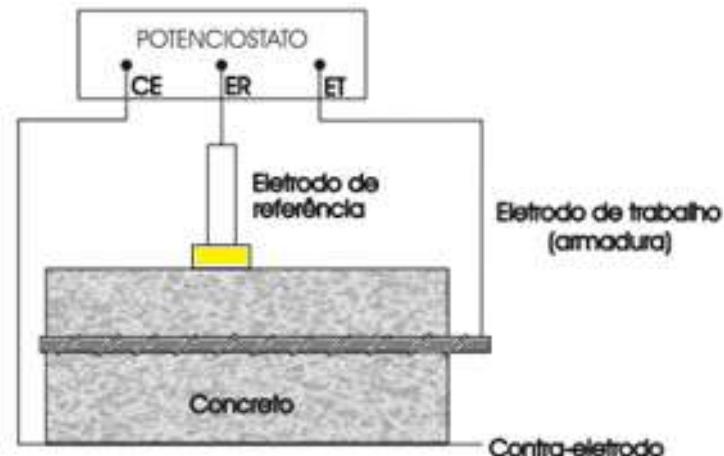


Figura 10 – Representação esquemática para determinação da resistência de polarização (Fonte: VIEIRA, 2003).

2.2 Aderência entre o aço e o concreto

A aderência entre o concreto e o aço armado é um fator crítico na resistência de uma estrutura em concreto armado.

A aderência afeta vários aspectos do comportamento estrutural, tanto para o seu estado limite último quanto em situações de serviço. O principal sinal de uma má aderência é o aparecimento de fissuras paralelas à direção da armadura. Essas fissuras, na ausência de uma ancoragem, podem ocasionar o deslizamento da armadura e até mesmo o colapso da

estrutura. Outro problema associado ao aparecimento destas fissuras é que elas facilitam a entrada de agentes agressivos que podem acelerar ainda mais o processo de deterioração destas estruturas.

2.2.1 Mecanismos de aderência

Existem muitos mecanismos de resistência nos quais se baseia a aderência, sendo considerada uma interação complexa resultante dos efeitos da: aderência por adesão superficial, por atrito e aderência mecânica.

a) Aderência por adesão superficial

A aderência por adesão superficial, primeira fase do fenômeno, é oriunda das forças das ligações físico-químicas produzidas na superfície de contato entre o aço e o concreto durante as reações de hidratação do cimento. Esta adesão depende da rugosidade e do estado de limpeza da superfície das barras.

Na Figura 11, tem-se a representação de bloco concretado diretamente sobre uma chapa de aço, na qual a parcela da aderência que corresponde à adesão superficial é representada por uma resistência de adesão (R_{b1}) que se opõe à separação do bloco e da chapa (FUSCO, 1995). É uma parcela facilmente vencida, pois não resiste a nenhum deslizamento relativo, não sendo considerada suficiente para uma boa ligação.

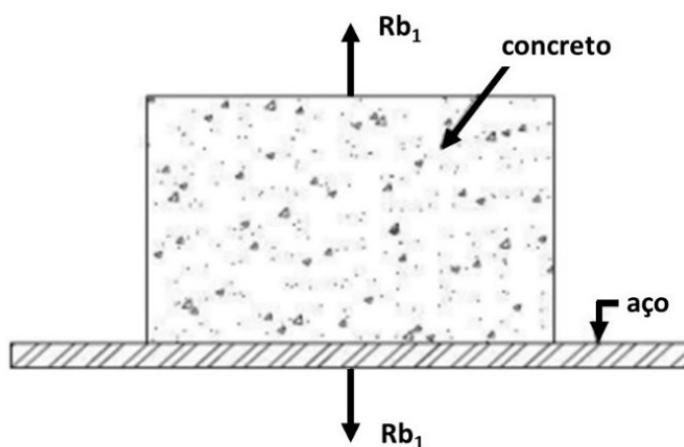


Figura 11 – Representação da aderência por adesão entre aço e o concreto (Fonte: Adaptado de FUSCO, 1995).

b) Aderência por atrito

Após superada a aderência por adesão, desenvolve-se a aderência por atrito entre o aço e o concreto, que depende, principalmente, das características e rugosidade superficial da barra. A aderência por atrito (τ_b) manifesta-se devido às tensões radiais (P_r) do concreto sobre a armadura, resultando na resistência de aderência por atrito (R_{b2}). Tal aderência pode ser por retração, dado que a barra de aço, ao restringir as deformações do concreto, origina uma pressão transversal que é exercida pelo concreto sobre a barra, ou por confinamento externo aplicado transversalmente (Figura 12) (FUSCO, 1995).

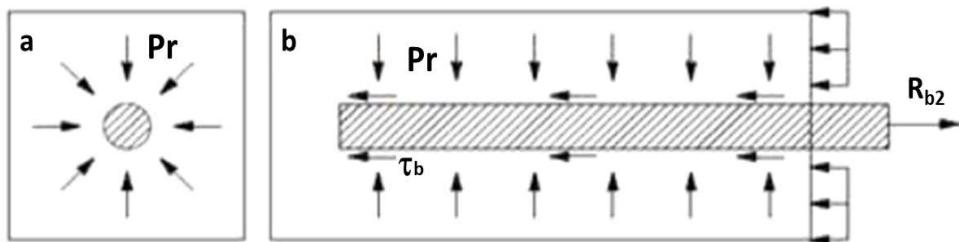


Figura 12 – Representação da aderência por atrito entre aço e o concreto em perspectiva (a) transversal e (b) longitudinal (Fonte: Adaptado de FUSCO, 1995).

c) Aderência mecânica

Por fim, ocorre a aderência mecânica (R_{b3}), gerada pela irregularidade superficial da armadura, ou seja, devido ao contato do concreto com as nervuras inerentes às barras do aço, que ocasionam o travamento da barra, dada a criação de consoles no concreto em contato com as nervuras (LEONHARDT e MONNING, 1973; CAETANO, 2008). Na ocasião em que a barra é tracionada ou comprimida e tende a deslizar, esses consoles geram forças concentradas de compressão que são perpendiculares às faces das nervuras.

A aderência mecânica também está presente nas barras de aço lisas, devido às irregularidades superficiais inerentes à laminação, sendo que, nestas barras, a aderência mecânica e a aderência por atrito confundem-se. A Figura 13 mostra como as irregularidades das barras funcionam provocando tensões de compressão no concreto (FUSCO, 1995).

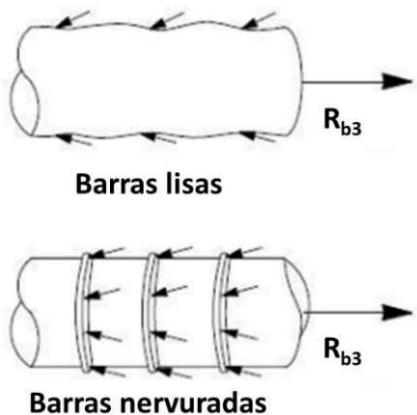


Figura 13 – Representação da aderência mecânica entre aço e o concreto (Fonte: Adaptado de FUSCO, 1995).

Nas barras nervuradas, as parcelas de aderência por atrito e mecânica atuam simultaneamente, logo após a ruptura da aderência por adesão, surgindo, assim, conjuntamente, forças de compressão e atrito nas nervuras, e de atrito ao longo da barra (LEONHARDT e MONNING, 1977; FUSCO, 1995; ACI, 2003).

A parcela de aderência mecânica é a mais eficaz e confiável. Entretanto, a análise independente destas três parcelas na aderência do aço com o concreto não é possível, não havendo como determinar o valor de cada uma separadamente (FUSCO, 1995).

2.2.2 Estágios de aderência (FIP, 2000)

A eficiência na aderência do concreto armado é quantificada pela relação tensão *versus* deslizamento, a qual expressa o deslizamento relativo da barra devido a uma certa tensão aplicada. Para estudar esse fenômeno da aderência, são utilizados diagramas que relacionam a tensão ao deslizamento relativo da aderência. Estes diagramas são obtidos a partir de ensaios experimentais e dependem de vários parâmetros.

A FIB (*International Federation for Structural Concrete*), em seu boletim número 10, descreve a aderência entre o aço e o concreto em IV estágios (Figura 14).

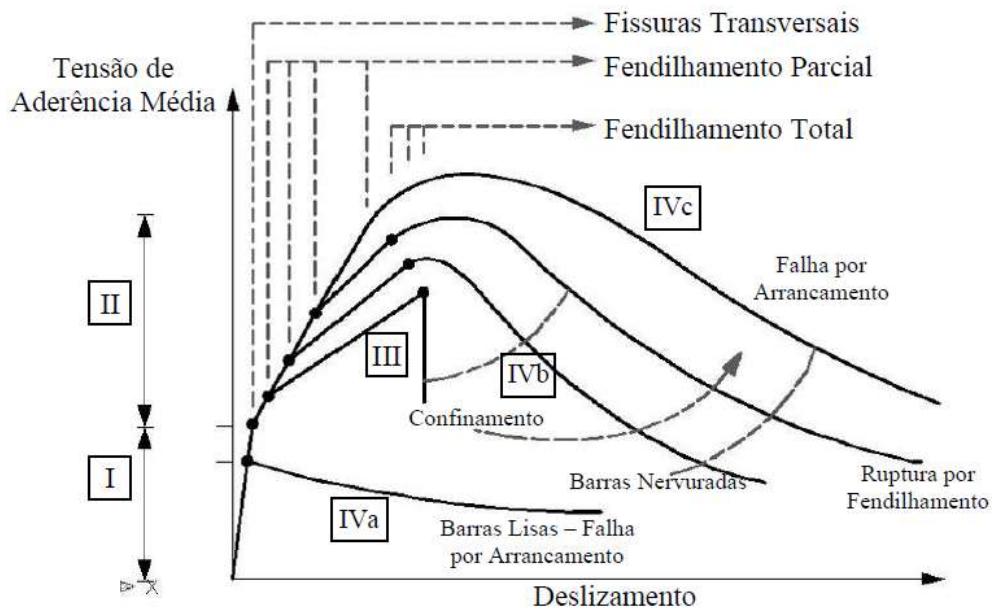


Figura 14 – Curvas padrões da tensão de aderência *versus* deslizamento (Fonte: FIB, 2000).

No estágio I, ocorre aderência por ligação química que ocorre devido à interação micromecânica associada à superfície do aço. Neste estágio, não ocorre deslizamento relativo da barra, mas podem ocorrer pequenos deslocamentos devido à deformação do concreto próximo à interface da armadura.

No estágio II, a adesão química é vencida, e surgem as primeiras fissuras no concreto, permitindo o deslizamento da barra.

No estágio III, com o aumento das tensões de aderência, as fissuras se espalham radialmente, mas ainda ficam contidas pelo efeito cunha das saliências da barra sobre o concreto.

No estágio IV, caracteriza-se a forma de ruptura que depende da configuração superficial da barra e do seu grau de confinamento, sendo subdividido em: (IVa) quando são utilizadas barras lisas, e a falha ocorre por arrancamento; (IVb) quando o confinamento da barra pelo concreto é pequeno, e ocorre o fissionalamento do concreto, que é quando as fissuras chegam a sua superfície; (IVc) quando são utilizadas barras nervuradas, e o confinamento na barra oriundo do concreto é suficiente, proporcionando a ruptura por arrancamento da barra.

2.2.3 Modos de ruptura

A ruptura por aderência pode ser considerada a partir de dois principais modos: ruptura por fendilhamento do cobrimento do concreto e por arrancamento direto da barra do aço (FIB, 2000).

2.2.3.1 Ruptura por fendilhamento

A ruptura por fendilhamento é comum em corpos de prova que não possuem dimensões adequadas para suportar as tensões geradas durante a execução do ensaio e/ou oriunda da fragilidade do material utilizado.

Para alguns autores, a ruptura por fendilhamento ocorre quando as tensões de tração, geradas (σ_{tt}) pela aderência, excedem a resistência à tração do concreto (f_{ct}), provocando o aparecimento de fissuras longitudinais no concreto, que tendem a se propagar em direção às bordas, resultando na perda do cobrimento e na aderência (FUSCO, 1995).

A Figura 15 representa o esquema do fendilhamento longitudinal do concreto. A ocorrência deste tipo de ruptura é mais comum em estruturas de concreto armado com barras nervuradas, como também quando o confinamento gerado pelo concreto é insuficiente para garantir o arrancamento completo da barra.

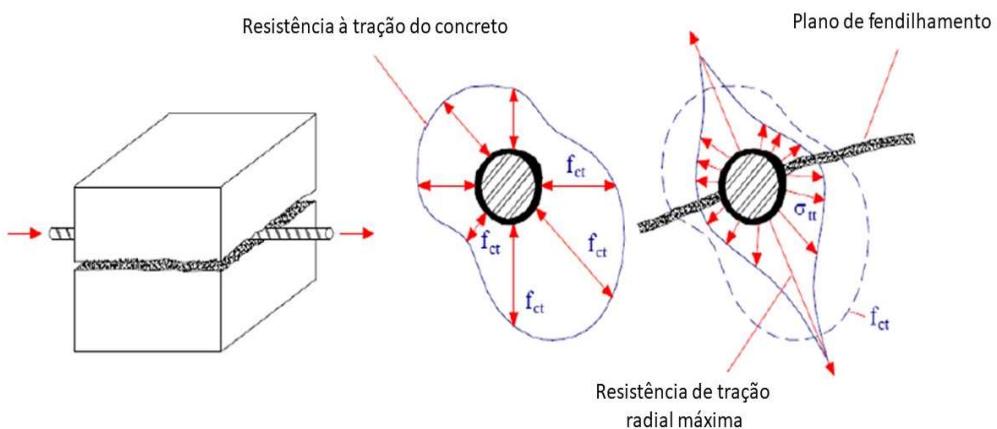


Figura 15 – Representação do fendilhamento longitudinal do concreto (Fonte: Adaptado de FUSCO, 1995).

Dois outros fatores importantes que influenciam de forma direta na ruptura por fendilhamento consistem na resistência do concreto e no diâmetro da armadura. Segundo o

CEB (1988), quanto maior for o diâmetro da barra do aço e quanto menor for a resistência do concreto, maior a probabilidade de ocorrência da ruptura por fendilhamento.

2.2.3.2 Ruptura por arrancamento

Consiste no deslocamento da armadura no interior do elemento de concreto. No caso das barras lisas, este deslocamento se dá pelo deslizamento da barra, pois as irregularidades da superfície destas armaduras são muito pequenas, e não se formam consoles pela ausência das nervuras. Nas barras nervuradas, ocorre por arrancamento, devido ao rompimento dos consoles de concreto, formados devido às nervuras.

Este modo de ruptura ocorre quando o confinamento é suficiente para garantir o arrancamento da barra e tem relação direta com a resistência do concreto e a geometria das nervuras (ALMEIDA FILHO, 2006).

Segundo Fusco (1995), no processo de ruptura por arrancamento das barras nervuradas, podem surgir, paralelo ao eixo da armadura, o fendilhamento longitudinal do concreto adjacente, provocado pelos esforços de tração transversal. Porém, devido ao fato de o cobrimento do concreto ser suficientemente grande para resistir às tensões radiais, ou, em caso de existência de armadura transversal, suficiente para impedir ou retardar a propagação da fissuração, a ruptura por fendilhamento é inibida, e, consequentemente, ocorre a ruptura por arrancamento.

2.2.4 Fatores que influem na aderência

Devido à complexidade do fenômeno de aderência entre o concreto e o aço, vários são os fatores e parâmetros que influenciam. Tanto os relacionados ao aço como ao concreto devem ser levados em consideração. A seguir, são discutidos alguns desses parâmetros.

2.2.4.1 Propriedades do concreto

As propriedades mecânicas do concreto utilizado e, em particular, a resistência à tração, têm uma grande influência no comportamento aderente. Embora seja difícil quantificar a influência deste parâmetro na tensão de aderência, a NBR 6118 (2014)

descreve: “A resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas deve ser obtida pela seguinte expressão”

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad (\text{Equação 7})$$

Onde η_1 : coeficiente de conformação superficial (1,0 para barras lisas, 1,4 para barras entalhadas e 2,25 para barras nervuradas);

η_2 : coeficiente relativo à situação de boa ($\eta_2 = 1,0$) ou má aderência ($\eta_2 = 0,7$);

η_3 : coeficiente baseado no diâmetro da barra ($\eta_3 = 1,0$ para $\Phi < 32\text{mm}$; $\eta_3 = (132 - \Phi) / 100$, para $\Phi \geq 32\text{mm}$);

f_{ctd} : resistência de cálculo do concreto à tração direta (MPa), calculada por meio da seguinte equação:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,70,3}{\gamma_c} \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{Equação 8})$$

Onde f_{ctd} : resistência de cálculo à tração direta (MPa);

$f_{ct,m}$: resistência à tração média (MPa);

$f_{ctk,inf}$: resistência característica inferior do concreto à tração (MPa);

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão (MPa);

γ_c : coeficiente de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU) que podem ser 1,4 para combinações normais, 1,2 para combinações especiais ou de construção e 1,2 para excepcionais.

O que se observa é que a tensão de aderência do aço-concreto também está relacionada à resistência à compressão do concreto, onde, quanto maior a resistência à compressão, maior será a tensão de aderência entre o aço e o concreto.

Outros fatores importantes relacionados ao concreto que podem influenciar na aderência são: o lançamento, o adensamento e a cura do concreto, pois estão diretamente relacionados à homogeneidade e à uniformidade deste material. Nestes casos, no momento do adensamento, deve-se evitar o contato do vibrador com as armaduras, para que não ocorra a repulsão dos agregados graúdos, resultando no envolvimento da barra somente por

argamassa, e mitigar os fenômenos de exsudação e retração, a fim de evitar o acúmulo de água sob as barras, podendo gerar índices de vazios na interface aço-concreto, afetando, assim, de forma negativa a sua aderência.

2.2.4.2 Propriedades da barra

A armadura utilizada deve estar totalmente livre de impurezas na sua superfície, de forma a eliminar qualquer interferência negativa no comportamento de aderência das barras. Além disso, existem duas propriedades da barra que possuem grande influência na tensão de aderência do concreto armado: o seu diâmetro e a sua configuração superficial.

i. Diâmetro da barra

Alguns autores afirmam que, quanto menor o diâmetro da barra, maior a sua aderência ao concreto (RIBEIRO, 1985; DUCATTI, 1993). Para outros, caso o cobrimento e o comprimento aderente sejam mantidos proporcionais ao diâmetro, o diâmetro da barra terá pouca influência na resistência de aderência (ACI COMMITTEE 408, 1991; LEONHARDT e MÖNNIG, 1982).

Segundo Dumêt (2003), o diâmetro da barra possui influência direta na forma de ruptura. As barras de maior diâmetro têm maior probabilidade de ocorrência da ruptura por fendilhamento, devido a sua maior área superficial e, consequentemente, maiores tensões radiais de tração na barra.

ii. Configuração superficial da barra

Em relação à configuração superficial da barra, um dos principais fatores de influência na aderência é a presença ou não de nervuras. Sendo que a presença das nervuras aumenta, de forma significativa, a resistência de aderência entre o aço e o concreto, sendo a interação mecânica entre as nervuras da barra e o concreto um dos fatores mais importantes para a aderência (RIBEIRO, 1985).

Existe ainda uma diferença de resistência de aderência quando comparadas as barras nervuradas entre si, onde os principais fatores das nervuras envolvidos são: inclinação,

forma, altura e a distância entre elas. Deve-se considerar também o parâmetro conhecido como superfície relativa da nervura (f_R), que trata da relação entre a superfície das nervuras (F_R), área de contato dos consoles de concreto existentes entre nervuras com elas e a superfície lateral (F_M) do cilíndrico de concreto a ser “cortado” para liberar a barra ao deslizamento, conforme Figura 16 (LEONHARDT e MONNIG, 1977).

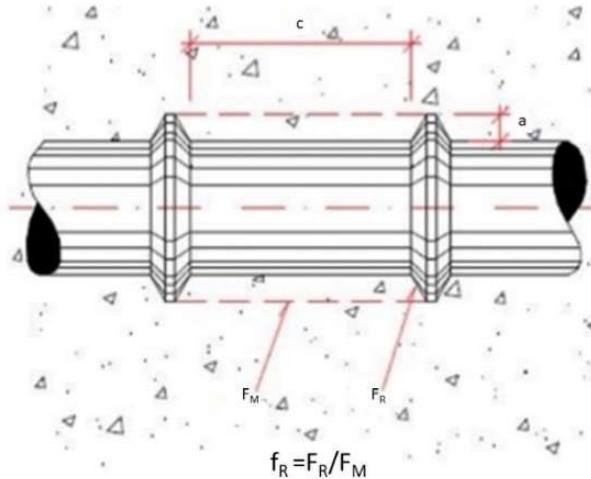


Figura 16 – Figura esquemática que representa o detalhamento da superfície relativa da nervura (Fonte: Adaptado de LEONHARDT e MONNIG 1977).

Na Equação 9, apresenta-se uma definição da área efetiva de nervura, que relaciona, de forma mais precisa, as suas características (SORETZ e HOLZENBEIN, 1979). A expressão representa um quociente entre a área da nervura e a área lateral entre nervuras, relacionando, em última análise, a altura da nervura e o seu espaçamento.

$$f_R = \frac{K F_R \operatorname{sen} \beta}{\pi d_e c_s} \quad (\text{Equação 9})$$

Onde f_R : área relativa de nervura;

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

F_R : área da seção longitudinal da nervura;

β : inclinação da nervura em relação ao eixo;

d_e : diâmetro nominal da barra;

c_s : espaçamento entre nervuras.

Várias pesquisas vêm sendo desenvolvidas para analisar a influência das nervuras na capacidade de aderência do concreto armado. Alguns estudos apontam que, quanto maior a altura e a espessura das nervuras, maior será a aderência entre o aço e o concreto (BALAZS, 1986). Outros afirmam que, se os ângulos formados pelas nervuras com o eixo da barra forem perpendiculares (90°), têm melhores propriedades aderentes do que as inclinadas, entretanto, essa inclinação pode produzir maiores tensões no concreto (MALVAR 1992). Segundo outro estudo, as barras que apresentam melhor resistência de aderência são as que têm as seguintes características: ângulo com inclinação de 60° , espaçamento de 50% entre nervuras em relação ao diâmetro da barra e altura da nervura de 10% do diâmetro da barra (HAMAD, 1995).

Segundo a NBR 7480 (2007), as nervuras devem abranger, no mínimo, 85% do perímetro nominal da seção transversal da barra, o espaçamento entre elas deve ser entre 0,5 e 0,8 vezes o diâmetro nominal da barra, e a sua altura média deve ser maior ou igual a 0,04 vezes o diâmetro nominal da barra, para barras de diâmetros maiores que 10 mm; e maior ou igual a 0,02 vezes, para barras de diâmetro menores que 10 mm.

Outros pesquisadores concluíram que, para evitar altas tensões no concreto, a tendência atual no projeto de nervuras é a redução da sua altura e do espaçamento entre elas (CAIRNS e JONES, 1995B; DARWIN e GRAHAM, 1993; ZUO e DARWIN, 2000).

2.2.4.3 Outros fatores que influenciam na aderência

Algumas características estruturais estão diretamente relacionadas ao comportamento de aderência, dentre elas: o confinamento da armadura, o comprimento de aderência e de emenda, a armadura transversal, a pressão transversal, a posição da armadura e a temperatura.

i. Confinamento – cobrimento, armadura transversal e pressão transversal

O confinamento é uma variável que influencia diretamente no comportamento de aderência entre o aço e o concreto. Os principais mecanismos responsáveis pelo confinamento são: o cobrimento do concreto, a armadura transversal e a pressão transversal.

O cobrimento não apenas influencia, de maneira decisiva, no confinamento, como também na forma de ruptura, além de ser essencial na durabilidade das estruturas em concreto armado, uma vez que é uma barreira física contra a entrada de agentes agressivos.

Quanto maior o cobrimento, maior a capacidade de aderência entre a barra e o concreto, pois retarda o aparecimento de fissuras na superfície. A relação cobrimento/diâmetro ($\frac{c}{\phi}$) é o fator considerado, onde a capacidade de aderência aumenta com o cobrimento, até um determinado limite, após o qual permanece constante. Este valor limite do cobrimento varia conforme as condições do elemento e, segundo alguns pesquisadores, entre o intervalo de $2,5\phi$ a $3,5\phi$ (VANDEWALLE 1992; CAIRNS e JONE, 1995A; WALKER et al., 1999). Segundo FIB (2000), um cobrimento de aproximadamente $3,5\phi$ parece ser suficiente para admitir ruptura por deslizamento e evitar a ruptura por fendilhamento do concreto.

Outro fenômeno diretamente relacionado ao cobrimento é o tipo de ruptura da estrutura, pois, quanto menor o cobrimento, maior a probabilidade de ocorrência de ruptura por fendilhamento, podendo dar-se entre as barras ou entre a barra e a superfície do elemento estrutural. Além do cobrimento, outros fatores, como o diâmetro das barras e a separação entre elas, influenciam de forma direta neste tipo de ruptura.

Quando o cobrimento inferior (c_y) é insuficiente, ou quando a relação $\frac{c}{\phi}$ é pequena, a fissuração inicia seguindo a orientação da armadura na zona inferior, podendo ocasionar, consequentemente, a formação da ruptura por cone. Entretanto, se o cobrimento insuficiente da peça for na lateral do elemento (c_x), e o espaçamento entre as barras for pequeno, a fissura ocorre horizontalmente ao plano da armadura (Figura 17) (TEPFERS, 1973).

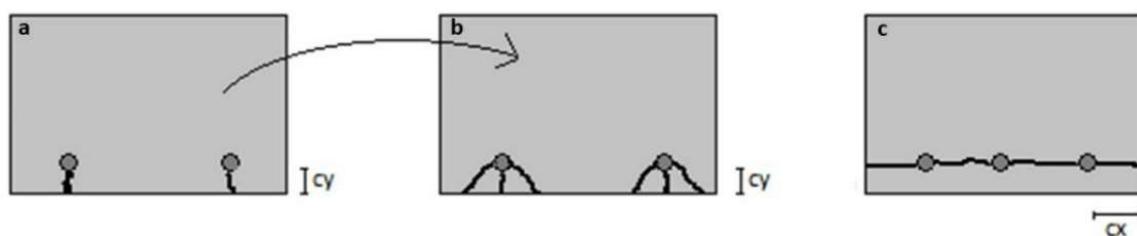


Figura 17 – Ruptura por fendilhamento: (a) fissuras iniciais devido a insuficiência no cobrimento inferior (c_y); (b) ruptura por cone; (c) fissuração de uma camada completa após fendilhamento horizontal devido ao pobre cobrimento lateral (c_x) e ao pequeno espaçamento entre as barras (Fonte: Adaptado de TEPFERS, 1973).

No tocante à armadura transversal, ela atua de modo a confinar o concreto que envolve a armadura longitudinal no intuito de retardar o aparecimento de fissuras e, caso ocorram, melhorar o comportamento aderente (PLIZZARI et al., 1998). O modo de ruptura da estrutura também está relacionado à parcela do confinamento ocasionado pelas armaduras transversais, uma vez que a presença de uma quantidade elevada de armadura transversal inibe a ruptura por fendilhamento e favorece a ruptura por arracamento (FIB, 2000).

Em relação à pressão transversal, destaca-se o efeito positivo que produz, principalmente em áreas de apoio e em ancoragens de barras sem aderência adequada (HUELVA, 2005). Após analisar a evolução da fissuração em corpos de prova com e sem confinamento, estudos afirmam que foi observada uma melhoria considerável na tensão de aderência na presença da pressão transversal (MALVAR, 1991; MALVAR, 1992).

ii. Comprimento de aderência e de emenda por traspasse

Em relação ao comprimento de aderência e de emenda por traspasse, pode-se dizer que, quanto maiores, maior será a capacidade de aderência entre o aço e o concreto. Todavia, essa relação de incremento da resistência não é linearmente proporcional ao comprimento, uma vez que a tensão de aderência é variável ao longo da barra (DARWIN et al., 1992; FERNANDES, 2011). Entretanto, apesar do ganho na aderência com o aumento do comprimento de aderência e de emenda por traspasse, após certos comprimentos, a capacidade de aderência não tem mais ganhos significativos (MINOR e JIRSA, 1975; CLARCK E JOHNSTON, 1983).

iii. Posição da armadura

Outro fator que influencia na aderência aço-concreto é a posição da armadura: horizontal, vertical ou inclinada e zona superior ou inferior. As barras verticais têm melhor aderência, pois estão na mesma direção da concretagem. As barras horizontais, quando situadas no topo do elemento, apresentam pior comportamento do que aquelas concretadas no fundo da forma. Isto se deve ao fato de que as barras inferiores estão situadas numa zona em que o adensamento é mais acentuado e, portanto, a existência de argamassa porosa na parte inferior das barras é menor. O que corrobora o prescrito pela NBR 6118 (2014),

segundo a qual, as barras situadas no topo dos elementos estruturais têm pior aderência, nomeando essa região como zona de má aderência.

iv. Adensamento do concreto

O adensamento é uma etapa da execução da estrutura muito importante para a aderência, pois está diretamente relacionado à homogeneidade do concreto. Na etapa de adensamento, deve-se ter uma maior atenção às zonas circunvizinhas das armaduras, pois são as que apresentam maior dificuldade de adensamento, devido à alta concentração das barras, podendo possibilitar surgimento de vazios que, consequentemente, comprometerão a estrutura de forma negativa em relação à aderência.

Outro ponto importante no cuidado da vibração é o intuito de evitar não apenas a não homogeneidade do concreto, mas também a exsudação água, que pode favorecer o acúmulo de água sob as barras que se encontram na parte superior da estrutura, favorecendo a formação de vazios nestas zonas, podendo afetar a aderência destas barras ao concreto. Segundo o CEB 151 (1982), a influência do adensamento na aderência é equivalente à influência da resistência à compressão.

v. Temperatura

Com o aumento da temperatura, ocorre uma redução significativa da tensão de aderência (DIEDERICHS e SCHNEIDER, 1981). As baixas temperaturas atuam de maneira positiva na tensão de aderência (SHIH et al., 1988).

Estruturas de concreto armado submetidas à altas temperaturas sofrem consideráveis perdas de resistência. Testes mostram que a perda de aderência em barras nervuradas é da mesma ordem de grandeza que a perda de resistência à compressão do concreto (DIEDERICHS e SCHNEIDER, 1981).

O concreto não apresenta perdas de resistência à compressão até uma temperatura de, aproximadamente, 200 °C. Para temperaturas superiores a este nível, o material passa a sofrer redução de resistência à medida que a temperatura aumenta (LIMA, 2005). Em condições normais de uso, esse é um parâmetro que pouco influencia. Com o aumento da

temperatura, acima de 200 °C, há um aumento de porosidade e diminuição na resistência média do concreto à compressão.

2.2.5 Ensaios de aderência

No Brasil, a formulação para o cálculo da resistência de aderência aço-concreto tem base em valores mínimos de conformação superficial (η) para cada classe de aço e diâmetro nominal (NBR 6118, 2014; NBR 7480, 2007).

No quesito ensaio, existe apenas um ensaio normalizado no Brasil, o qual se encontra em revisão, e é especificado pela NBR 7477 (1982), que se trata de um ensaio de fissuração em tirantes de concreto, obtendo-se, como resultado, o coeficiente de conformação superficial (η) das barras e fios de aço.

Entretanto, a determinação dos valores médios de aderência entre o aço e o concreto ocorre por meio de ensaios, a partir dos quais são obtidos os diagramas que relacionam a tensão de aderência e o deslizamento da barra do corpo de prova. Existem vários ensaios utilizados na literatura. Alguns são citados a seguir (ASTM A944, 2005; BSI, 2006; AENOR, 1998; ASTM C234, 1991; RILEM:FIP:CEB, 1973; ACI, 2003):

- a) Ensaio de arrancamento direto (*pull out test (POT)*);
- b) Ensaio de arrancamento com anel circunferencial (*Ring Pull – Out Test*);
- c) Ensaio de arrancamento excêntrico (*cantilever bond test*);
- d) Ensaio de aderência do tipo *push-in test*;
- e) Ensaio de *pull out* modificado;
- f) Ensaio de tração direta;
- g) Ensaio de tração direta com 3 barras;
- h) Ensaios de extremo de viga (*beam end test*);
- i) Ensaios de flexão em vigas (*beam test (BT)*).

Neste trabalho, foi utilizado o ensaio de arrancamento – *pull out test (POT)*, devido a sua simplicidade de execução e confiabilidade nos resultados.

2.2.5.1 Ensaio de arrancamento direto (*Pull out Test – POT*)

O ensaio de arrancamento é considerado um ensaio simples e, por isso, bastante utilizado. O objetivo deste ensaio é medir a relação entre a força de tração na barra e o seu deslizamento (ou seja, o deslocamento relativo entre o aço e o concreto) até a falha. Neste ensaio, é utilizado um corpo de prova composto por um cubo de concreto com uma barra localizada no centro, com um comprimento de aderência definido, conforme Figura 18.

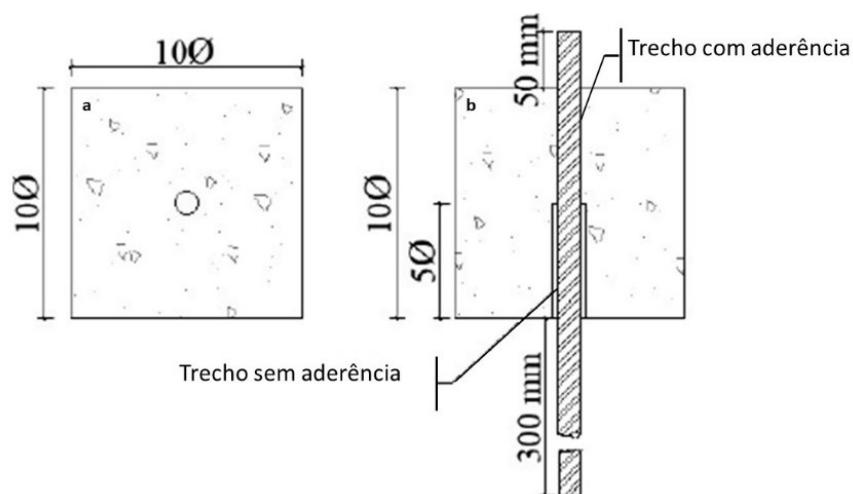


Figura 18 – Representação dos corpos de prova: (a) seção transversal e (b) longitudinal
(Fonte: Adaptado de RILEM:FIP:CEB, 1983).

Segundo RILEM:FIP:CEB (1983), a seção transversal dos corpos de prova é de 200 mm, para barras de aço com diâmetro nominal igual ou inferior a 20,0 mm, e de 10 vezes o diâmetro da barra, para as barras com diâmetro superior a 20,0 mm. O comprimento de ancoragem efetivo é de 5 vezes o diâmetro da barra e fica situado na extremidade superior do corpo de prova sendo o comprimento inferior protegido para evitar a sua aderência.

A metodologia do teste é ilustrada na Figura 19. Na extremidade mais longa da barra, aplica-se uma força de tração que é aumentada até a falha da ligação entre o aço e o concreto. Na extremidade mais curta da barra, coloca-se um dispositivo para medir o seu deslizamento. O trecho sem aderência, dentro do bloco de concreto, tem o objetivo de evitar o surgimento de uma aderência por atrito adicional, provocada pela pressão lateral devido à deformação transversal impedida pela placa de apoio (Figura 19(a)). A partir da diminuição do trecho de aderência com a colocação de um tubo plástico, essas influências são diminuídas (Figura 19(b)) (LEONHARDT e MÖNNING, 1977).

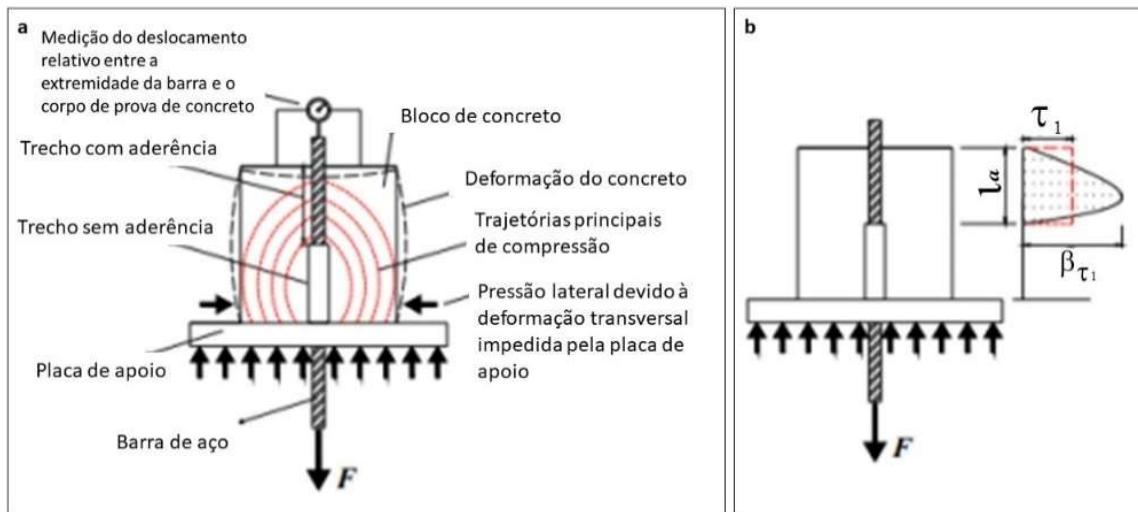


Figura 19 – Figura esquemática (a) o método de ensaio e (b) distribuição da tensão de aderência ao longo da barra (Fonte: Adaptado de LEONHARDT e MONNIG, 1977).

A velocidade de aplicação da força (V_p) neste ensaio é calculada conforme a seguinte expressão:

$$V_p = 5\phi^2 \quad (\text{Equação 10})$$

Onde V_p : velocidade de aplicação da força (kgf/s);

ϕ : diâmetro da barra (cm).

A tensão de aderência pode ser obtida por meio da seguinte equação:

$$\tau_b = \frac{F}{\pi\phi l_a} \quad (\text{Equação 11})$$

Onde τ_b : tensão de aderência (MPa);

F : força de tração (N);

ϕ : diâmetro da barra (mm);

l_a : comprimento do trecho de aderência da barra no corpo de prova (mm).

Segundo Leonhardt e Mönnig (1977), a resistência de aderência (f_{bd}) é a tensão de aderência para o qual ocorre um deslocamento (s) da barra de 0,1 mm em relação ao concreto, conforme Equação 12.

$$f_{bd} = \frac{F(s=0,1\text{mm})}{\pi \cdot \emptyset \cdot l_a} \quad (\text{Equação 12})$$

Onde f_{bd} : tensão de aderência para o deslocamento de 0,1 mm (MPa);

F : força de tração para o deslocamento de 0,1 mm (N);

\emptyset : diâmetro da barra (mm);

l_a : comprimento do trecho de aderência da barra no corpo de prova (mm).

Segundo a EN 10080 (2005), considerando as recomendações RILEM:FIP:CEB (1983) (nas quais esse método de ensaio é baseado), a tensão de aderência é obtida de acordo com a seguinte expressão:

$$\tau_b = \frac{1}{5\pi} \frac{F}{\emptyset^2} \frac{f_{ck}}{f_{cm}} \quad (\text{Equação 13})$$

Onde τ_b : tensão de aderência (MPa);

F : força de tração (N);

\emptyset : diâmetro da barra (mm);

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto (MPa);

f_{cm} : resistência média à compressão do concreto dos corpos de prova (MPa).

Vários estudos já foram realizados sobre o efeito da corrosão na aderência do aço no concreto armado. Segundo alguns autores, quando a corrosão ocorre, uma camada de óxido desenvolve-se na interface aço-concreto, aumentando a força de aderência desta ligação, devido à pressão radial exercida pelos produtos de corrosão expansivos e o aumento da rugosidade na superfície da barra. À medida que o grau de corrosão aumenta, ocorre uma redução abrupta e rápida desta força de aderência, além da perda de área da seção transversal do aço (AL-SULAIMANI et al., 1990; ALMUSALLAM et al., 1996; MA et al., 2017).

Esta camada de óxido que se desenvolve é oriunda dos produtos de corrosão que são bastante volumosos, podendo atingir até dez vezes mais o volume do aço base. Estes produtos possuem baixa aderência, enfraquecendo a camada interfacial e gerando tensões que superam a resistência do concreto, ocasionado o aparecimento de fissuras e desacoplamentos do concreto que formam os consoles de apoio das nervuras da barra, causando, consequentemente, a perda de aderência entre o aço e o concreto. Todos estes efeitos contribuem para a redução da capacidade de carga da estrutura (TUUTTI, 1982; ANDRADE et al., 1993; BERTOLINI et al., 2004; BÖHNI, 2005).

O parâmetro adotado para indicar o grau de deterioração de aço frente à corrosão é o percentual de perda de massa (grau de corrosão), e sua quantificação é realizada de acordo com a Equação 14 (CAETANO, 2008).

$$GC(\%) = \frac{\Delta_m}{m_0} \times 100 \quad (\text{Equação 14})$$

Onde GC : grau de corrosão (%);

Δ_m : variação de massa após o processo de corrosão (g);

m_0 : massa inicial da barra de armadura (g).

Para considerar o efeito da corrosão na aderência, normalmente, adota-se a força de adesão relativa (R_τ), como apresenta a Equação 15.

$$R_\tau = \frac{\tau_{\max}(GC)}{\tau_{\max}(0)} \quad (\text{Equação 15})$$

Onde R_τ : força de aderência relativa;

$\tau_{\max}(0)$ e $\tau_{\max}(GC)$: tensões máximas de aderência sem e com corrosão, respectivamente.

A Tabela 5 apresenta alguns trabalhos que foram realizados, sobre o comportamento da aderência no concreto armado frente à corrosão da armadura, onde o grau de corrosão crítico (GC_{cr}) adotado varia de 0,5% a 4%, e alguns modelos para a força de aderência relativa (R_τ) foram desenvolvidos.

Tabela 5 – Graus de corrosão críticos e modelos para força de aderência relativa (Fonte: Autor).

Referência	Ano	Modelo	GC_{cr}	Tipo
Al-Sulaimani et al.	1990	-	1,0%	Ensaio de arrancamento
		-	0,5%	Ensaio em viga
Almusallam et al.	1996	-	4,0%	Ensaio em viga
Cabrera	1996	$R_\tau = 1 - 5.6GC$	0,84%	Ensaio de arrancamento
Stanish et al.	1999	$R_\tau = 1 - 3.5GC$	-	Ensaio de Flexão
Auyeung et al.	2000	$R_\tau = e^{-32.51GC}$	1,0%	Ensaio em viga
Lee et al.	2002	$R_\tau = e^{-5.61GC}$	-	Ensaio de arrancamento
Chung et al.	2004	$R_\tau = 0.0159GC^{-1.06} \leq 1.0$	2,0%	Ensaio de Flexão
Bhargava et al.	2008	$R_\tau = \begin{cases} e^{-19.8(GC-1.5\%)} \leq 1.0 \\ e^{-11.7(GC-1.5\%)} \leq 1.0 \end{cases}$	1,5%	Ensaio de Flexão
			1,5%	Ensaio de arrancamento
Chung et al.	2008	$R_\tau = 0.116GC^{-0.55} \leq 1.0$	2,0%	Ensaio de arrancamento
Kivell	2012	$R_\tau = e^{-7.6(GC - 2.4\%)} \leq 1.0$	2,4%	Ensaio de arrancamento

Como visto anteriormente, existem diferentes mecanismos de adesão no concreto armado (superficial, atrito e mecânica), que dependem do tipo de barra utilizada (lisa ou nervurada). O comportamento da aderência do concreto armado, frente à corrosão, entre as barras lisas e nervuradas, difere totalmente e é de suma importância para a previsão precisa da capacidade de suporte e desempenho destas estruturas (MA et al., 2017).

Este trabalho é voltado, exclusivamente, ao comportamento das barras nervuradas frente à corrosão, por serem as comumente utilizadas, nas estruturas em concreto armado.

2.3 Aço galvanizado no controle à corrosão

O aço galvanizado é frequentemente usado em aplicações onde a resistência à corrosão é uma preocupação, como tubulações de água e esgoto, estruturas de concreto armado, entre outras. No caso das estruturas em concreto armado, o uso do aço galvanizado tem se mostrado eficaz na proteção do aço contra a corrosão. Um dos processos de galvanização é o processo de galvanização por imersão a quente, o qual consiste em um método de aplicação de revestimento de zinco a componentes de aço ou ferro fundido através

da imersão destes componentes em banho de zinco fundido a cerca de 450 °C, permitindo uma reação metalúrgica de difusão recíproca dos metais, sem que ocorram alterações nas propriedades mecânicas do aço base (MARDER, 2000; YEOMANS, 2004; POKORNY et al., 2015). O zinco protege o aço, atuando como uma barreira física, retardando a velocidade de corrosão do aço. Adicionalmente, estes revestimentos conferem também proteção catódica por meio do ânodo de sacrifício, pois o zinco é mais anódico do que o aço (PEREIRA, 2006).

2.3.1 Processo de galvanização por imersão a quente

O processo para a galvanização por imersão a quente passa pelas seguintes etapas:

- 1) Preparação da superfície do aço: responsável pela limpeza das barras, onde são removidas substâncias gordurosas através da imersão em solução alcalina ou ácida.
- 2) Lavagem: as peças são lavadas com água, para retirada dos resíduos, de modo a não contaminar os banhos subsequentes.
- 3) Fluxagem: as peças são mergulhadas em solução contendo sais de cloreto de zinco e cloreto de amônia (Figura 20), que, devido ao pH relativamente ácido, é responsável pela remoção das impurezas remanescentes nas peças e por proporcionar ainda eficiente molhamento da peça pelo zinco fundido, além de auxiliar na diminuição dos resíduos gerados no processo (borra e cinza).



Figura 20 – Fluxagem (Fonte: Autor).

- 4) Secagem: realizada com o auxílio de maçaricos que proporcionaram, as barras, temperaturas entre 110°C e 140°C. Esta etapa é responsável por diminuir o choque térmico, além de evitar ou diminuir drasticamente os respingos de zinco na área ao redor do tanque de galvanização durante a imersão da peça no zinco fundido, o que favorece a segurança dos operadores.
- 5) Zincagem por imersão a quente: banho em zinco fundido a temperaturas de aproximadamente 450° C, onde o zinco normalmente utilizado possui 99,995% de pureza. Durante a imersão das peças de aço, o zinco penetra na rede cristalina do aço por meio do processo de difusão, reagindo metalurgicamente com ele e gerando imediatamente subcamadas intermetálicas, com diferentes concentrações de ferro e zinco. Estas diferentes camadas possuem um teor de zinco crescente, à medida que se afasta do substrato metálico. A espessura da galvanização está relacionada ao tempo de zincagem por imersão a quente. Na Figura 21, tem-se a medição da espessura de galvanização de um elemento que foi submetido à galvanização por imersão a quente e que permaneceu por 3 minutos submerso ao banho de zinco.



Figura 21 – Medição da espessura da camada galvanizada (Fonte: Autor).

- 6) Resfriamento: banho da peça em solução a temperatura ambiente, composta por água e cromatizantes. O resfriamento cessa o crescimento das subcamadas de ligas, evitando a cristalização grosseira e o escurecimento da peça. A solução cromatizante é responsável pela passivação do material.

A camada da galvanização pode ser formada por diferentes compostos de Fe-Zn intermetálicos, o que depende de vários fatores: composição do aço, temperatura, composição da liga líquida, espessura da parede do componente zincado, tempo de revestimento, estado da superfície, modo e taxa de resfriamento (PERNICOVA et al., 2017).

2.3.2 Composição da camada de galvanização por imersão a quente

A reação do processo de galvanização produz um revestimento sobre o aço formado por uma série de camadas de liga de ferro-zinco, representadas pelas letras gregas: eta (η), zeta (ζ), delta (δ) e gama (Γ) (Figura 22). As camadas de revestimento variam em composição e espessura, onde o teor de ferro aumenta na direção do substrato de aço (MARDER, 2000).

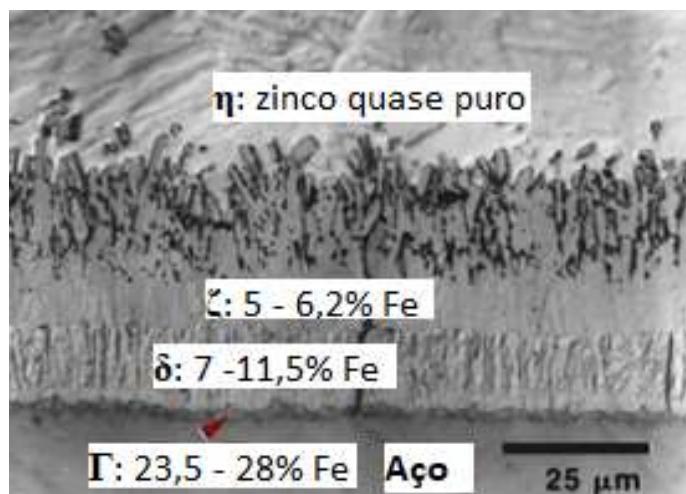


Figura 22 – Composição típica do revestimento da galvanização por imersão a quente no aço (Fonte: Adaptado de MARDER, 2000).

A camada superior é formada pela fase eta (η), composta por uma solução sólida de ferro e zinco, onde a porcentagem de zinco varia de 96 a 100%, e a de ferro, de 0 a 4%, ou seja: praticamente zinco puro. Logo abaixo, tem-se a fase zeta (ζ), composta por cristais monoclinicos de composição estequiométrica, contendo de 5,0 e 6,2% de ferro. Essa camada é responsável pelo efeito global na tenacidade do revestimento. Na sequência, vem a fase delta (δ), na qual o teor de ferro é de cerca de 7,0 a 11,5%. As camadas zeta e delta compreendem cerca de 2/3 ou mais da espessura do revestimento. Por último, tem-se a fase

gama (Γ), que é, incomparavelmente, mais fina e possui um maior teor de ferro, de 23,5 a 28,0% (DIRKSE e TIMMER, 1969; LIU et al., 1981; BAUGH e HIGGINSO, 1985; YEOMANS, 2004).

2.3.3 Aço galvanizado frente ao processo de corrosão

Apesar de o aço galvanizado por imersão a quente estar sendo bastante utilizado no concreto armado no controle à corrosão, existem ainda algumas incertezas em relação ao seu comportamento frente a essas estruturas. Uma delas é se existe alguma diferença significativa no seu comportamento de aderência quando comparado ao aço não galvanizado. Em existindo, qual é o efeito e quais as considerações especiais a serem consideradas no projeto (YEOMANS, 2004).

Na Figura 23, apresenta-se um modelo de vida útil baseado no modelo de Tuutti tradicional (Figura 1). Este modelo é usado na compreensão do comportamento do aço galvanizado no concreto, mostrando que o uso do aço galvanizado prolonga o tempo de vida útil da estrutura em relação ao processo de corrosão da armadura (YEOMANS, 1994).

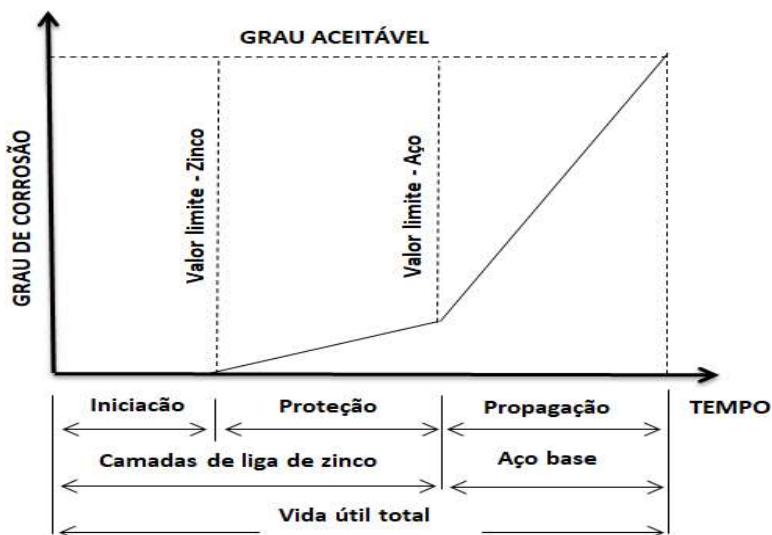


Figura 23 – Modelo de corrosão de barras de aço galvanizado em concreto armado durante a vida útil total – (Fonte: Adaptado de YEOMANS, 1994).

Como pode ser observado, Yeomans (1994) adicionou o estágio de proteção, período durante o qual a camada da galvanização reage e se dissolve lentamente, fornecendo proteção contínua ao aço. As fases de iniciação e proteção do modelo dizem respeito apenas

à entrada de agentes agressivos e ao comportamento de proteção do revestimento galvanizado. Ou seja: o comportamento das ligas de zinco e zinco-ferro no concreto, enquanto o estágio de propagação se refere à corrosão ativa do aço exposto (YEOMANS, 1994). Ainda segundo este autor, durante o estágio de proteção, quando o zinco está corroendo, ocorre pouca ou nenhuma ruptura no concreto de cobertura, em contraste com a corrosão do aço não galvanizado no concreto.

Segundo Zheng et al. (2018), no estágio de proteção, os produtos de corrosão formados na superfície do aço galvanizado inibiram a entrada adicional de íons cloreto, aumentando a propriedade protetora e retardando o processo de propagação da corrosão. Ainda segundo estes autores, o desempenho, em longo prazo, das armaduras de aço galvanizado no concreto, durante os estágios de passivação e proteção/despassivação, é uma informação essencial para a avaliação da durabilidade destas estruturas.

Para Figueiredo e Meira (2011), quando se tratar do aço galvanizado, a etapa de despassivação do aço deve fazer parte do modelo de corrosão. Ainda nesta linha, segundo Yeomans (1994) e Zheng et al. (2018), a etapa de passivação do aço também deve ser considerada. Sendo assim, o modelo que melhor representa o comportamento com base na corrosão do aço galvanizado no concreto pode ser representado pela Figura 24.

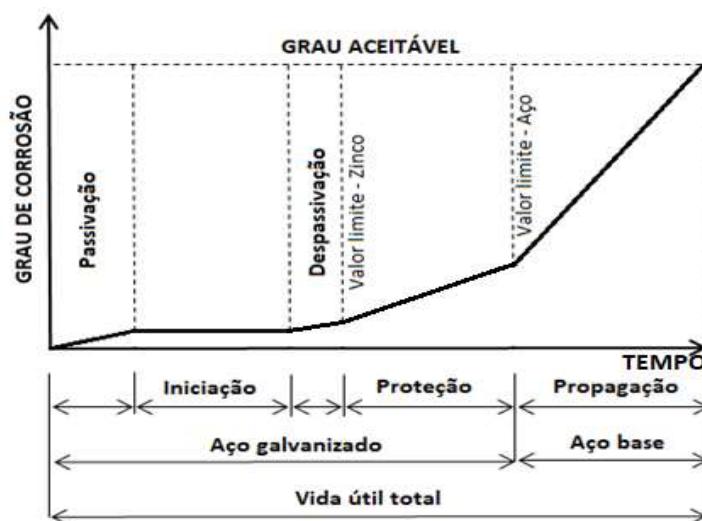


Figura 24 – Modelo de vida útil das estruturas com base na corrosão das armaduras galvanizadas do concreto (Fonte: Autor).

Apesar dos tempos de os estágios de passivação e despassivação serem inferiores aos demais estágios, são importantes no processo de corrosão do aço galvanizado, consistindo a

passivação em um estágio crítico, também conhecido como estágio de "corrosão inicial" das armaduras de aço galvanizado (ZHENG et al., 2018). Nessa fase, o zinco corrói de forma vigorosa, quando em contato com concreto fresco, e essa reação cessa quando o concreto endurece. O resultado dessas reações é a formação de uma camada de barreira de hidroxizincato de cálcio, acompanhada pela evolução do hidrogênio (YEOMANS, 1994; TAN e HANSSON, 2008).

Já o estágio de despassivação é o período em que ocorrem alterações eletroquímicas na superfície do metal, eliminando, assim, a sua camada passivadora (FIGUEIREDO e MEIRA, 2011). Após a despassivação, a camada galvanizada começa a se dissolver, iniciando o estágio de proteção que finaliza quando chegado o valor limite de proteção ao zinco, ou seja, a camada de galvanização foi totalmente eliminada.

Uma vez eliminado o revestimento galvanizado, inicia-se o estágio de propagação da corrosão, isto é, a corrosão efetiva do aço. Espera-se, neste estágio, que o teor crítico de cloretos seja superior ao necessário para iniciar a corrosão do aço não galvanizado, acarretando sua imediata e rápida corrosão, resultando no surgimento de rachaduras e perda de aderência do concreto de cobrimento, além de manchas e possíveis fragmentações (YEOMANS, 2004).

A complexidade do estudo da corrosão do aço galvanizado em concreto pode estar relacionada aos vários fatores que influenciam neste processo, podendo serem citados: concentração de oxigênio, valores de pH das soluções de poros, nível de exposição, teor crítico de cloretos, composição elementar e espessura da superfície do revestimento galvanizado, dentre outros.

A presença de oxigênio livre é um fator importante no processo de passivação, tanto no concreto quanto em soluções simuladas à água dos poros do concreto, sendo sua disponibilidade adequada, durante o estágio inicial de cura, crucial para a formação rápida e eficaz da camada passivadora no aço galvanizado (TITTARELLI e BELLEZZE, 2010; ALHOZAIMY et al., 2016).

Outro fator importante é o pH do meio. Como visto, a superfície da camada de galvanização é composta, basicamente, de zinco puro. O zinco, por ser um metal de transição anfotérico, reage muito rapidamente com ácidos e hidróxidos para formar sais bivalentes. Logo a corrosão do zinco tem relação com o pH do ambiente, onde, em ambiente fortemente ácido ou altamente alcalino, o zinco corrói a uma taxa de corrosão inaceitável.

Entretanto, o aço galvanizado apresenta vantagem quando comparado ao aço não galvanizado, pois possui uma maior faixa de estabilidade de pH (aço galvanizado: 6 –13; aço não galvanizado: 9 - 12,5) (Figura 25). Desta forma, o aço galvanizado vem sendo bastante utilizado no controle da corrosão em estruturas de concreto armado expostas à carbonatação.

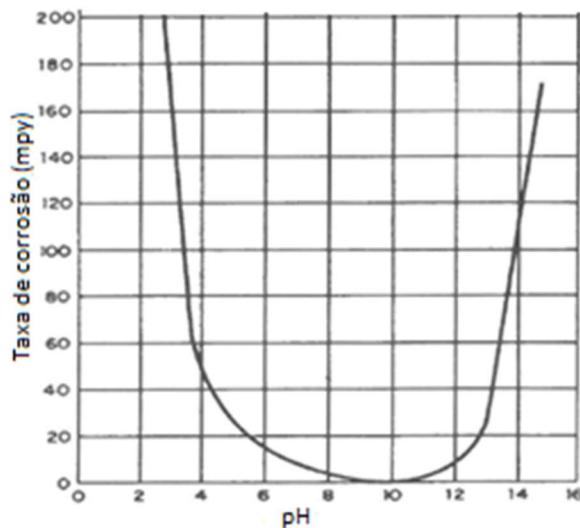


Figura 25 – Influência do pH na taxa de corrosão do zinco (Fonte: YEOMANS, 2004).

Devido ao fato de o concreto ser um ambiente alcalino, é essencial conhecer o comportamento do zinco nesta condição. Importante ressaltar que o comportamento de corrosão do aço galvanizado em um ambiente alcalino não é influenciado somente pelo valor do pH atual do meio, mas também pela ausência ou presença de cátions de cálcio (POKORNY, 2012).

Segundo Roetheli et al., (1932), na ausência de cátions de cálcio e para uma faixa de pH 11,0-12,0, o revestimento de zinco é atacado localmente, devido à presença na superfície de uma camada de ZnO muito porosa e pouco aderente, que não é capaz de passivar efetivamente a superfície. Já para uma faixa de pH de 12,0 a 12,8 a taxa de corrosão do revestimento é diminuída, associada à formação de uma camada de ZnO bem aderente e não porosa com cristais únicos de Zn(OH)₂. E, para uma faixa de pH de 12,8 a 13,3, ocorre um aumento na taxa de corrosão acompanhada pela eliminação do hidrogênio (Figura 26). Após um período aproximado de 10 dias, a superfície passivada formará uma camada de revestimento, formada por cristais e-Zn(OH)₂, muito compacta. E, por fim, para um pH acima de 13,3, forma-se um revestimento protetor contínuo de e-Zn(OH)₂, e, com o aumento

do pH, a taxa de corrosão do revestimento aumenta rapidamente, até que ocorra a dissolução total do revestimento.

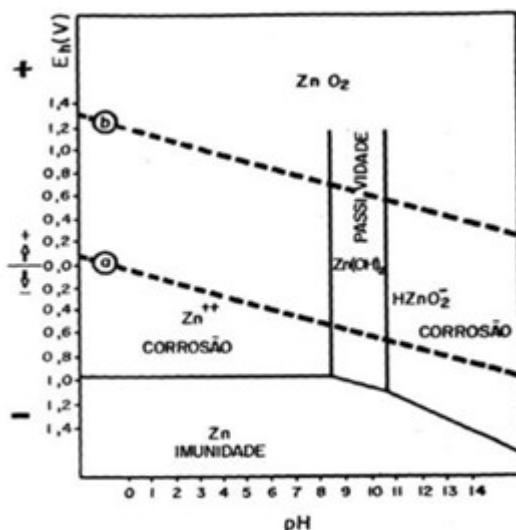


Figura 26 – Efeito da carbonatação no comportamento da armadura em relação à corrosão, para o sistema Zn – H₂O a 25°C – (Fonte: Adaptado de POURBAIX, 1974).

Estudos realizados em soluções e em matriz de concreto mostraram que o aço galvanizado permanece passivo mesmo após a carbonatação, com uma taxa de corrosão da mesma ordem de grandeza encontrada em concreto não carbonatado, enquanto o aço não galvanizado, em concreto carbonatado, corrói a uma taxa 10 vezes maior (FARINA e DUFFÓ, 2007; MAAHN e SORENSEN, 1986; GONZALES e ANDRADE, 1982).

Segundo Abreu et. al. (2019), as armaduras galvanizadas configuram-se como uma alternativa viável para ambientes onde há um risco elevado de carbonatação.

Estudos, em soluções simuladas da água dos poros do concreto, mostram que a variação de pH influencia tanto no processo de passivação quanto nos produtos de corrosão do aço galvanizado (MACÍAS e ANDRADE, Part 1, 1987; MACÍAS e ANDRADE, Part 2, 1987; YEOMANS, 2004).

Outro ponto importante a ser considerado é o aspecto eletroquímico do aço galvanizado no concreto fresco, pois se trata de um ambiente altamente alcalino. Estudos relatam que, no aço galvanizado, quando embutido no concreto fresco, em virtude de o meio ser altamente alcalino, o revestimento de zinco corrói de forma vigorosa, formando o hidroxizincato de cálcio ($\text{CaZn}_2(\text{OH})_6 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), na superfície do revestimento até ocorrer a passivação da barra. Em contrapartida, esta reação é acompanhada da evolução de

hidrogênio, ocasionando duas preocupações: a primeira é que a alta taxa de corrosão inicial possa dissolver o zinco, eliminando, assim, a proteção galvânica suficiente ao aço subjacente. A outra é que a evolução do hidrogênio produzido possa levar ao aumento irreversível da porosidade do concreto adjacente, podendo reduzir potencialmente a resistência de aderência entre o aço galvanizado e o concreto (POURBAIX, 1974; KASK et al., 1993; TAN e HANSSON, 2008; PERNICOVA et al., 2017).

Outros dois fatores também importantes na vida útil da camada de galvanização são: a sua densidade e espessura. Quanto maior a espessura e densidade da camada de zinco, maior será a vida útil da camada de galvanização (Figura 27), prolongando, assim, a proteção para o aço em ambiente agressivo (BENTUR et al., 1997).

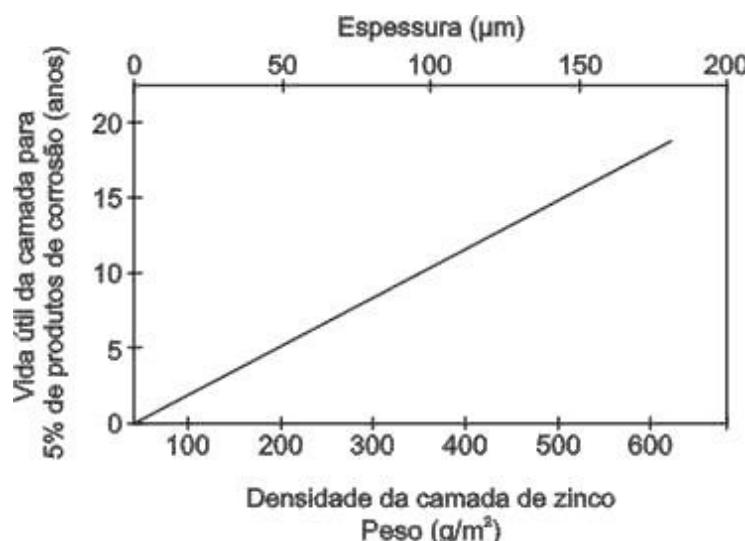


Figura 27 – Representação da expectativa de vida do revestimento de zinco exposto em ambiente industrial (Fonte: BENTUR et al., 1997).

Estudos indicam que, quando o revestimento galvanizado entra em contato com o concreto úmido e é passivado, cerca de 10 μm da espessura da camada de galvanização é dissolvida, a partir da sua camada eta (η), permanecendo, nesta condição, por longos períodos, desde que não ocorra nenhuma mudança significativa nas condições do concreto (MAAHN e SORENSEN, 1986; ANDRADE e MACÍAS, 1988; YEOMANS, 1998). Para a espessura entre 100-300 μm , típica do revestimento nas armaduras galvanizadas, a perda de profundidade, durante o período inicial de exposição ao concreto fresco, é considerada insignificante (TAN e HANSSON, 2008).

Outro fator importante é a relação do aço galvanizado com a presença de cloretos. O que se constatou na literatura é que não existe ainda um consenso sobre o comportamento desta relação. Parece claro, porém, que, embora o zinco também seja atacado por cloretos, é necessário um maior teor crítico de cloretos necessário à sua despassivação, quando comparado ao aço não galvanizado, retardando, assim, significativamente, o aparecimento de altas taxas de corrosão (BAUTISTA e GONZALEZ, 1995; YEOMANS, 2004; DARWIN et al., 2009; ABREU et. al., 2020). A resistência a cloretos do aço galvanizado é em torno de 2 a 4 vezes superior quando comparado ao aço carbono comum (ZHANG, 1996; PORTER, 1991; PORTER, 1994).

De acordo com Yeomans (2004), o zinco torna-se suscetível ao ataque por pite, em soluções de Ca(OH)₂ para concentrações de íons cloreto no intervalo de 1 a 2% de cloreto em massa de cimento. Os seus resultados apontaram que, nos ensaios realizados em soluções que simularam a água dos poros do concreto, os limites de cloretos admissíveis no aço galvanizado foram 5 a 6 vezes maiores do que para o aço não galvanizado. Enquanto, nos ensaios em concreto, o teor crítico de cloretos, para as armaduras em aço galvanizado, foram, no mínimo, 2 a 2,5 vezes maiores do que para o aço não galvanizado (YEOMANS, 2004).

Este mesmo autor relata que, considerando duas estruturas com as mesmas configurações (com 30 mm de cobrimento), sendo uma composta por aço comum e outra, por aço galvanizado, e expostas às mesmas condições (um ambiente marinho – cloreto de 0,35% em massa de concreto na superfície), se o teor limite de corrosão do aço comum for considerado 0,4% de cloreto em massa de cimento (um valor conservadoramente alto) e o teor limite do aço galvanizado for 1% (um valor conservadoramente baixo), o aço comum começará a corroer após 15 anos, enquanto o aço galvanizado começará a corroer após 44 anos, indicando uma extensão de vida de cerca de 30 anos em tempo real ou um fator de cerca de três vezes superior ao aço comum (YEOMANS, 2004).

Outros estudos, realizados em solução que simularam a água dos poros do concreto (solução saturada de Ca(OH)₂) a fim de entender sobre o mecanismo de despassivação do aço galvanizado, apontaram que, para diferentes concentrações de íons cloreto, o valor crítico de cloretos para a despassivação do aço galvanizado foi de 0,2 M (ZHENG et al., 2018).

Ainda segundo estes autores, após a ocorrência da corrosão por pite no aço galvanizado, os produtos de corrosão cobriram os pites de corrosão, inibindo a entrada dos

ions cloreto, mostrando-se uma propriedade protetora, retardando, assim, o processo de propagação da corrosão do revestimento galvanizado, como apresentado na Figura 28.

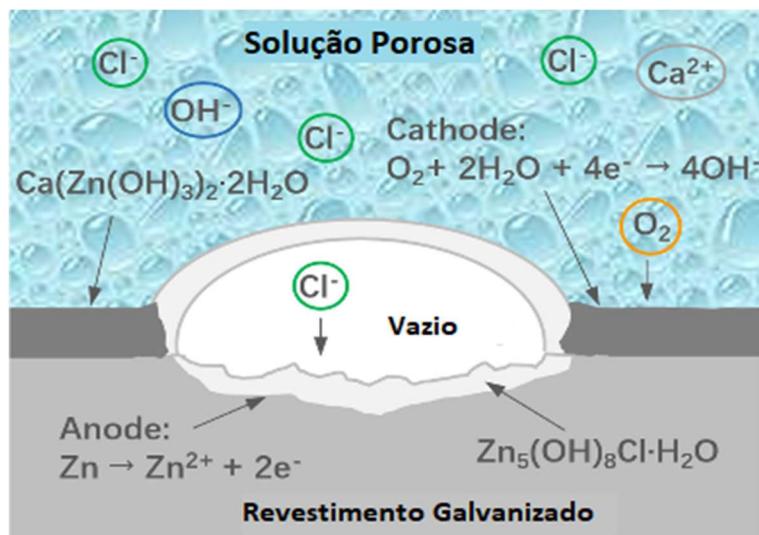


Figura 28 – Modelo esquemático de iniciação da corrosão por pite de aço galvanizado em solução saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – (Fonte: Adaptado de ZHENG et al., 2018).

Observa-se, na Figura 28, a ausência de Fe nos produtos de corrosão, o que sugere que o processo de corrosão permaneceu apenas na fase eta (η) do revestimento galvanizado. Ou seja, ocorreu a despassivação apenas do filme passivo formado sobre o zinco.

2.3.4 Influência do uso do aço galvanizado na aderência com o concreto

A ligação da armadura ao concreto é um dos parâmetros fundamentais das estruturas de concreto armado. Estudos apontam que o uso do aço galvanizado pode influenciar a aderência do aço com o concreto em estruturas de concreto armado. Para alguns autores, ocorre uma perda na aderência quando utilizado o aço galvanizado no concreto armado (ARUP, 1979; MENZEL, 1992; HIME e MACHIN, 1993; AIRES et al., 2008).

Para alguns autores, como o processo de galvanização resulta na criação de uma camada de revestimento de zinco nas barras de aço, sendo essa camada mais lisa e menos rugosa em comparação com o aço não galvanizado, pode ocorrer uma redução de aderência entre o aço galvanizado e o concreto, tendo em vista que a rugosidade das barras de aço é um dos fatores que influencia na sua aderência ao concreto (RIBEIRO, 1985; POKORNY', 2012; POKORNY', 2014; YEOMANS, 2004).

Outro quesito, já visto anteriormente, é que, quando o aço galvanizado entra em contato com o concreto fresco, ocorre uma reação vigorosa acompanhada da evolução de hidrogênio, que pode reduzir potencialmente a resistência de aderência entre o aço galvanizado e o concreto (TAN e HANSSON, 2008; PERNICOVA et al., 2017). Este fenômeno pode estar associado ao aumento da porosidade na interface da pasta de cimento, resultado da evolução do hidrogênio que acompanha o processo de passivação do aço galvanizado (ROBINSON, 1956; BOWSHER, 2009; POKORNY et al., 2015; PERNICOVA et al, 2017).

Por outro lado, existem relatos de que os efeitos de corrosão inicial do revestimento de zinco, em concreto fresco, não afetam significativamente a sua aderência ao concreto (YEOMANS, 2004), podendo, em alguns casos, a adesão do aço galvanizado ao concreto ser mais elevada do que para o aço não galvanizado (PORTER, 1991). Outros autores afirmam que a força de adesão entre o aço galvanizado e o concreto é reduzida apenas durante os primeiros sete dias de cura e que, após 28 dias, é, pelo menos, comparável, podendo ser até maior à encontrada no aço não galvanizado sob as mesmas condições. Este fato é explicado pelo preenchimento gradual dos poros pelos produtos de corrosão do zinco (YEOMANS, 1997; BELAID et al., 2001; POKORNÝ e KOURIL, 2014).

Um estudo, utilizando barras lisas galvanizadas e não galvanizadas, mostrou que, para as barras galvanizadas, houve redução na aderência nas primeiras idades do concreto e que, após um longo período, uma maior aderência foi registrada. Foi, assim, reportada a redução inicial da aderência à evolução do hidrogênio na fase inicial, e o seguido aumento da aderência, ao preenchimento da estrutura porosa do concreto na interface de aço pelos produtos corrosão (BURGGRABE, 1971).

No tocante à influência dos cloretos da aderência do aço galvanizado ao concreto, alguns estudos mostraram que a aderência entre o aço galvanizado e o concreto exposto a cloretos diminui mais lentamente do que no caso do uso do aço não galvanizado (CORNET e BRESLER, 1966; CHENG et al., 2005; HEGYI et al., 2010).

Dessa forma, conforme visto, a aderência da armadura galvanizada é influenciada por diferentes aspectos e, apesar de anos de discussões, as pesquisas não podem ser consideradas conclusivas e completas.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, são detalhados os principais materiais, equipamentos e métodos utilizados na execução do programa experimental, definidos em linha com a estratégia de pesquisa adotada para o presente trabalho.

É importante esclarecer que, inicialmente, na base deste estudo, foi proposta a abertura de três frentes de pesquisas com focos distintos: (a) análise no comportamento do aço galvanizado frente à corrosão em soluções que simulam a água dos poros do concreto, (b) análise no comportamento do aço galvanizado frente à corrosão em concreto e (c) análise do comportamento da aderência do aço galvanizado no concreto armado frente à corrosão, conforme Figura 29.

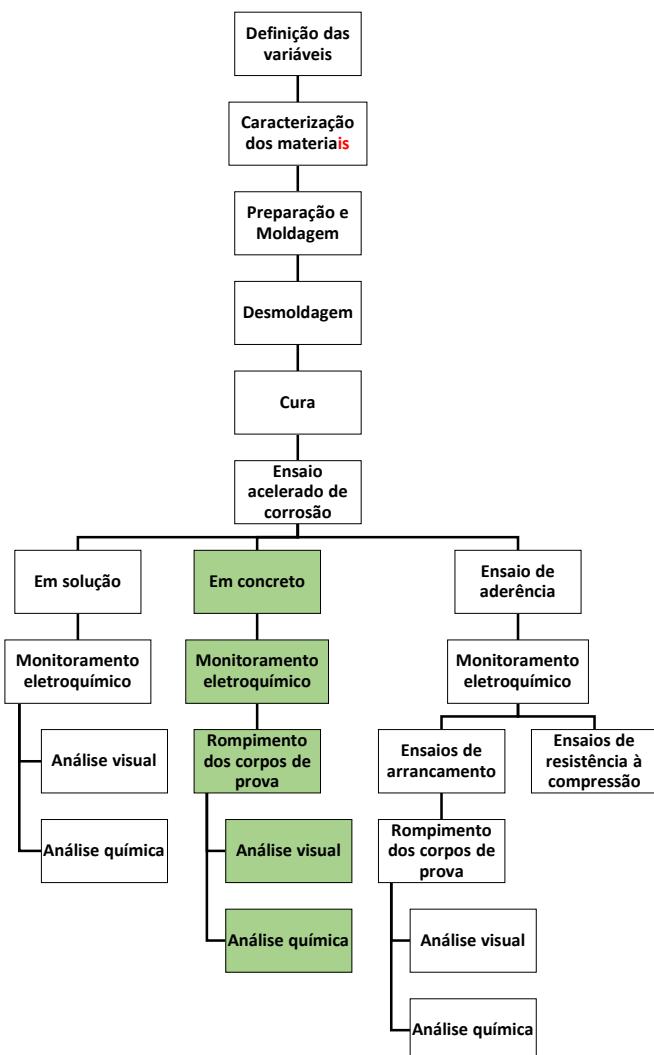


Figura 29 – Fluxograma geral da pesquisa (Fonte: Autor).

Todavia, considerando o cenário da Pandemia da COVID-19 e o prazo preconizado no Programa de Pós-Graduação para a conclusão do doutorado, a frente de pesquisa (análise no comportamento do aço galvanizado frente à corrosão em concreto) foi removida do trabalho, por requerer maior tempo para sua realização. Optando-se pela realização das duas outras frentes de pesquisa (análise no comportamento do aço galvanizado frente à corrosão em soluções que simulam os poros do concreto e análise do comportamento da aderência do aço galvanizado no concreto armado frente à corrosão). A seguir, são detalhadas as etapas para o desenvolvimento desta pesquisa.

3.1 Definição das variáveis

Muitas variáveis podem interferir no processo de corrosão do aço galvanizado no concreto. Portanto, uma das primeiras decisões envolveu a definição de quais seriam os parâmetros efetivamente avaliados nesta pesquisa.

A partir de uma análise da literatura e de estudos preliminares, foram selecionados aqueles que aqui seriam considerados. A seguir, essas variáveis são apresentadas e detalhadas, de acordo com cada frente de estudo.

3.1.1 Variáveis relacionadas ao ensaio em solução

3.1.1.1 Variáveis dependentes

Sendo a base deste estudo a análise do comportamento do aço galvanizado frente à corrosão em soluções que simulam os poros do concreto, as principais variáveis de resposta foram:

- Potencial de corrosão (E_{corr});
- Densidade de corrente instantânea de corrosão (i_{corr}).

3.1.1.2 Variáveis independentes

Para a análise do comportamento do aço galvanizado, frente à corrosão, utilizando soluções que simulam a água dos poros do concreto, foram consideradas as seguintes variáveis independentes:

- Tipo de barra de aço;
- Alcalinidade do meio.

Neste tipo de ensaio, o tipo de aço foi uma das variáveis consideradas. Foram utilizados o aço galvanizado e não galvanizado, tendo sido todas as amostras submetidas às mesmas condições de exposição, podendo, assim, seus resultados serem comparados e analisados com melhor precisão.

A outra variável considerada foi o pH do meio, cujos níveis admitidos foram 12,6; 13,2; 13,3; 13,4 e 13,5, no intuito de analisar o comportamento das armaduras em meios de distintas alcalinidades. A escolha desses níveis de pH ocorreu por representarem uma faixa de alcalinidade que atinge a maioria dos concretos (CASCUDO, 1997; MEHTA e MONTEIRO, 2008). Além disso, também por representarem uma faixa de alcalinidade onde se espera verificar a perda de eficiência da camada de galvanização.

A Tabela 6 apresenta, resumidamente, os níveis adotados para cada uma das variáveis. Para cada combinação de ensaio estudada, foram montadas duas células.

Tabela 6 – Variáveis independentes, com seus níveis de variação, para os ensaios em solução (Fonte: Autor).

Tipo de Aço	pH
Não galvanizado	12,6
	13,1
	13,2
	13,3
	13,5
Galvanizado	12,6
	13,1
	13,2
	13,3
	13,5

3.1.2 Variáveis relacionadas ao ensaio aderência

3.1.2.1 Variáveis dependentes

Sendo a base deste outro estudo a análise do comportamento da aderência do aço galvanizado no concreto armado frente à corrosão, as variáveis de resposta foram:

- Grau de corrosão.
- Tensão de aderência.

3.1.2.2 Variáveis independentes

Para a análise do comportamento da aderência do aço galvanizado no concreto armado frente à corrosão, foram consideradas as seguintes variáveis:

- Tipo de barra de aço (não galvanizado ou galvanizado);
- Diâmetro das barras de aço;
- Tempo aceleração da corrosão;
- Grau de corrosão.

Uma variável adotada neste ensaio foi o diâmetro do aço, levando em consideração a influência da relação superfície/área no comportamento de aderência. Foram considerados os diâmetros de 10 mm e 20 mm, por serem bastante utilizados na construção civil.

Outra variável considerada foi o tipo de aço: o aço não galvanizado e o aço galvanizado. O aço não galvanizado foi ensaiado apenas como referência para o grau de corrosão de 0%, o que teve por finalidade a comparação da influência da possível corrosão inicial do aço galvanizado, provocada pelo concreto fresco na sua aderência com o concreto, por ser um quesito não concluso na literatura.

O tempo de aceleração da corrosão foi também uma das variáveis independentes consideradas. Essa variável foi utilizada no processo de aceleração da corrosão dos corpos de prova para a obtenção do grau de corrosão e, consequentemente, análise de aderência.

Por fim, a outra variável considerada foi o grau de corrosão, que, neste caso, foi enquadrada nas duas modalidades de variáveis (dependente e independente), pois os distintos graus de corrosão foram obtidos por meio de ensaios, e os seus resultados serviram

de referência para a análise do comportamento da aderência do aço-concreto dos corpos de prova ensaiados.

A Tabela 7 apresenta, resumidamente, os níveis adotados, para cada uma das variáveis. Nesta frente, foram moldados três corpos de prova para cada condição de ensaio.

Tabela 7 – Variáveis independentes, com seus níveis de variação, para os ensaios de aderência (Fonte: Autor).

Diâmetro da barra de aço (mm)	Tipo de Aço	Tempo de aceleração da corrosão (Dias)	Grau de corrosão (%)
10	Não galvanizado	0	0
	Galvanizado	De 0 a 38	De 0 a 19,99
20	Não galvanizado	0	0
	Galvanizado	De 0 a 21	De 0 a 8,35

3.2 Materiais utilizados e suas caracterizações

O aço foi um dos materiais utilizados nas duas frentes de pesquisa. As barras empregadas na confecção dos corpos de prova foram fornecidas pela empresa ArcelorMittal e galvanizadas pela empresa Galvanisa, ambas localizadas no Estado de Pernambuco. O aço utilizado foi o CA-50, com resistência característica de escoamento (f_{yk}) de 500 MPa e com diâmetros de 6,3 mm, para os ensaios acelerados da corrosão em solução, e 10,0 mm e 20,0 mm, para os ensaios de aderência. Foram utilizados aço não galvanizado e galvanizado.

No que tange à aderência, uma das características da barra que influencia diretamente neste fenômeno é a geometria da sua superfície, podendo determinar a sua eficiência para ser utilizada ou não no concreto armado. Segundo Hamad (1995), as barras que apresentam melhor resistência de aderência são as que possuem nervuras com ângulo de 60°, espaçamento de 50% entre nervuras em relação ao diâmetro da barra e altura da nervura de 10% do diâmetro da barra.

A Tabela 8 mostra a caracterização das barras utilizadas nos ensaios de aderência e comparadas aos limites estabelecidos pela NBR 7480 (2007).

Tabela 8 – Geometria de superfície dos aços utilizados (Fonte: Autor).

Propriedade	Resultados				Limites (NBR 7480/2007)
	Aço não galvanizado		Aço Galvanizado		
	10 mm	20 mm	10 mm	20 mm	
Eixo das nervuras transversais oblíquas.	53,6°	64,7°	50,5°	59,3°	Ângulo entre 45° e 75°
Altura média das nervuras transversais oblíquas.	0,817 mm (8,17%)	1,745 mm (8,725%)	0,665 mm (6,65%)	1,68 mm (8,4%)	≥ 4% do diâmetro nominal da barra
Espaçamento médio das nervuras transversais oblíquas.	6,45 mm (64,5%)	13,1 mm (65,5%)	6,73 (67,3%)	13,9 mm (66%)	Entre 50 e 80% do diâmetro nominal
Espessura da camada de galvanização	-	-	Entre 180 e 200 µm	Entre 180 e 200 µm	-

O ângulo de inclinação das nervuras transversais oblíquas, a distância entre as nervuras e a altura das nervuras foram determinados, utilizando-se, respectivamente, um transferidor (Figura 30(a)), um paquímetro (Figura 30(b)) e um transdutor de deslocamento (Figura 30(c)). Cada medida foi determinada por meio da média de uma série de dez leituras.



Figura 30 – Caracterização das barras: (a) leitura do ângulo das nervuras, (b) leitura do espaçamento médio das nervuras e (c) leitura da altura das nervuras (Fonte: Autor).

As medidas das espessuras da camada de galvanização das barras de aço galvanizadas foram realizadas utilizando a microscopia, conforme apresentado na Figura 31. Cada medida foi determinada por meio da média de uma série de dez medições.

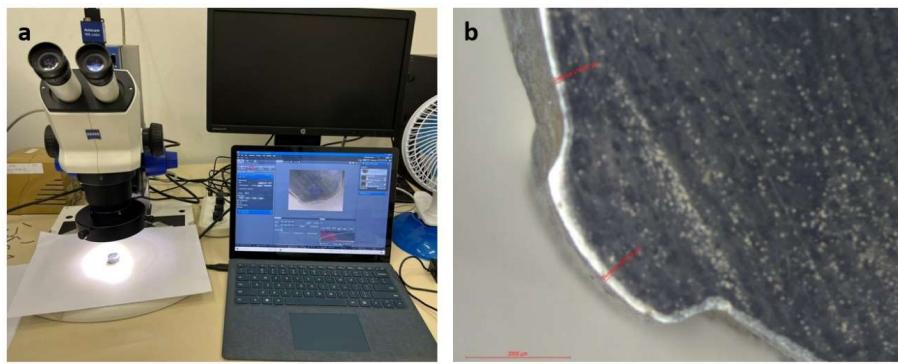


Figura 31 – Caracterização das barras: (a) leitura da espessura de galvanização e (b) amostra de uma das medidas realizadas (Fonte: Autor).

3.2.1 Materiais exclusivos ao ensaio em solução

Para simular a fase líquida do concreto, foram utilizadas soluções saturadas compostas por água deionizada com hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) e potássio (KOH), escolhidos por serem os principais produtos responsáveis pela alta alcalinidade do concreto (CASCUDO, 1997; MEHTA e MONTEIRO, 2008), conforme Tabela 9.

Tabela 9 – Soluções utilizadas nas células de ensaio (Fonte: Autor).

Solução	Reagentes	pH
I	Hidróxido de Cálcio Saturado (Ca(OH)_2)	12,6
II	Hidróxido de Cálcio Saturado ($\text{Ca(OH)}_2 + 0,15\text{M}$ de Hidróxido de Potássio (KOH))	13,1
III	Hidróxido de Cálcio Saturado ($\text{Ca(OH)}_2 + 0,20\text{M}$ de Hidróxido de Potássio (KOH))	13,2
IV	Hidróxido de Cálcio Saturado ($\text{Ca(OH)}_2 + 0,25\text{M}$ de Hidróxido de Potássio (KOH))	13,3
V	Hidróxido de Cálcio Saturado ($\text{Ca(OH)}_2 + 0,30\text{M}$ de Hidróxido de Potássio (KOH))	13,5

3.2.2 Materiais exclusivos ao ensaio de aderência

i. Concreto

Foi utilizado um concreto convencional com resistência característica a compressão (f_{ck}) de aproximadamente 30 MPa e relação água/aglomerante de 0,55, valores mínimos recomendados pela NBR 6118 (2014), para ambientes com classe de agressividade III (forte), como é o caso da condição proposta às estruturas deste estudo.

Outro motivo para escolha do f_{ck} de 30 MPa foi o modo de ruptura obtido em ensaios de aderência preliminares, que apontaram que, quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior a probabilidade de ocorrência de fendilhamento deste material. E, no caso da resistência epigrafada, obtiveram-se resultados satisfatórios para o método de ensaio de aderência (ensaio de arrancamento simples) escolhido para este trabalho. O traço utilizado está apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 – Traço utilizado para preparação de 1 m³ de concreto (Fonte: Autor).

Material	Quantidade
Cimento	330 kg
Água	183 L
Agregado miúdo – ($D_{máx} = 2,4$ mm)	881 kg
Agregado graúdo – ($D_{máx} = 12,5$ mm)	301 kg
Agregado graúdo – ($D_{máx} = 19$ mm)	692 kg
Aditivo	2,64 kg
Relação água/cimento	0,55

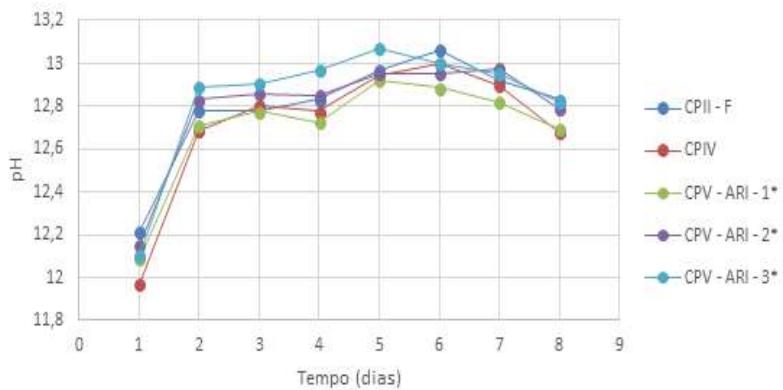
ii. Cimento

Inicialmente, foi realizado ensaio para determinação do pH de alguns tipos de cimento Portland, classificados como: CPII – F, CPIV e CPV – ARI, sendo que, para o último tipo, foram considerados três fabricantes distintos. Nesta análise, utilizou-se o método da água de equilíbrio, mantendo-se a relação entre a amostra de cimento e o volume de água desionizada constante e igual a 10 ml para 1g de amostra. As amostras foram preparadas em tubos de ensaios e armazenadas em dessecador (Figura 32(a)), a fim de evitar a influência externa nos resultados. O monitoramento do pH dessas amostras foi realizado diariamente, utilizando um pHmetro de bancada, conforme Figura 32(b).



Figura 32 – Ensaio de pH do cimento: (a) dessecador contendo as amostras e (b) monitoramento das amostras (Fonte: Autor).

Para cada amostra foram preparadas e monitoradas duas células. O tempo necessário para estabilização variou entre 5 e 7 dias, ocorrendo, subsequentemente, uma queda nos valores dos pHs, como apresentado na Figura 33. A causa desta diminuição pode ter sido o início do processo de carbonatação das amostras.



*Cimento Portland classificado com CPV – ARI, mudando apenas o fabricante
Figura 33 – Variação do pH ao longo do tempo em função do tipo de cimento
(Fonte: Autor).

Como observado na Figura 33, constataram-se resultados com pouca variação no pH destas amostras. Logo, optou-se por utilizar o tipo CP V – ARI – 3, que é o cimento Portland de alta resistência inicial, tipo CP V – ARI MAX, fabricado pela Cimento Nacional, sendo escolhido por ter baixo nível de adições de materiais cimentícios suplementares.

Para a caracterização química desse material, foi realizado o ensaio de fluorescência de raios-X (FRX), utilizando o equipamento Shimadzu modelo XRF-1800, do Laboratório de Solidificação Rápida da UFPB – LSR/CT/UFPB, conforme Figura 34.



Figura 34 – Ensaio de FRX das amostras de cimento (Fonte: Autor).

A Tabela 11 apresenta os resultados na caracterização química.

Tabela 11 – Caracterização química do cimento (Fonte: Autor).

Composto	Resultado (%)	Limites da NBR 5733/1991
CaO	59,08	
SiO ₂	23,64	
Fe ₂ O ₃	4,18	
Al ₂ O ₃	4,08	
SO ₃	3,83	≤ 4,5
MgO	2,23	≤ 6,5
TiO ₂	0,41	
Cl	0,52	
P ₂ O ₅	0,57	
Na ₂ O	0,79	
K ₂ O	0,42	
SrO	0,10	
MnO	0,03	
Cr ₂ O ₃	0,04	
ZnO	0,03	
NiO	0,02	
CuO	0,01	

As características físicas e mecânicas do cimento utilizado nesta pesquisa foram fornecidas pelo fabricante e são apresentadas de forma detalhada na Tabela 12:

Tabela 12 – Características físicas e mecânicas do cimento (Fonte: Fabricante).

Ensaios Físicos		
Ensaios	Resultados	Limites da NBR 733/1991
Índice de finura - #75µm (%)	0,04	≤ 6
Resíduo na peneira #325 (%)	2,16	-
Água de consistência normal (%)	28,6	-
Início de pega (min)	119	≥ 60
Fim de pega (min)	173	≤ 600
Expansibilidade a quente (mm)	0,00	≤ 5,0
Ensaios Mecânicos		
Resistência à compressão – 1 dia	29,1	14,0
Resistência à compressão – 3 dias	42,3	24,0
Resistência à compressão – 7 dias	47,2	34,0
Resistência à compressão – 28 dias	55,0	-

iii. Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado neste trabalho foi a brita granítica de duas dimensões distintas, $D_{máx} = 19$ mm e $D_{máx} = 12,5$ mm, material encontrado aqui na região. Para determinar as suas características físicas, foram realizados ensaios utilizando as NBR NM 248 (2001) e NBR NM 53 (2002).

Os resultados da caracterização física do agregado graúdo, obtidos através dos ensaios acima discriminados, são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Caracterização dos agregados graúdos (Fonte: Autor).

Propriedades	Materiais		
	Abertura da peneira (mm)	D _{máx} = 12,5 mm	D _{máx} = 19 mm
Granulometria (% retida acumulada)	25,00	0,00	0,00
	19,00	0,00	3,00
	12,50	54,80	78,00
	9,50	88,00	99,00
	4,75	98,90	100
	2,36	98,90	100
	1,18	98,90	100
	0,60	98,90	100
	Diâmetro máximo característico (mm)	12,50	19,00
Massa unitária compactada (g/cm ³)	Módulo de finura	3,41	7,02
	Massa específica (g/cm ³)	2,63	2,63
	Massa unitária compactada (g/cm ³)	1,37	1,37

iv. Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado nos corpos de prova deste trabalho foi uma areia do tipo quartzosa, e, para determinar as suas características físicas, foram realizados ensaios utilizando as NBR NM 248 (2001) e NBR NM 52 (2002).

Os resultados obtidos destes ensaios são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Caracterização do agregado miúdo (Fonte: Autor).

Propriedades	Materiais	
	Abertura da peneira (mm)	Areia
Granulometria (% retida acumulada)	4,75	0,06
	2,36	0,80
	1,18	6,20
	0,60	12,70
	0,30	64,20
	0,15	86,20
	Diâmetro máximo característico (mm)	2,40
Massa unitária compactada (g/cm ³)	Módulo de finura	1,70
	Massa específica (g/cm ³)	2,65
	Massa unitária compactada (g/cm ³)	1,565

v. Aditivo

Foi utilizado um aditivo plastificante, isento de cloreto, que, segundo o fabricante, tem densidade $1,07 \pm 0,02$ kg/l e deve ser utilizado no teor de 0,30 a 1,20% em relação à massa do aglomerante. A porcentagem utilizada neste estudo foi de 0,80%.

3.3 Preparação das células de ensaio e dos corpos de prova

3.3.1 Ensaio em solução

Para o ensaio em solução, foram analisados cinco níveis de alcalinidades. Para cada condição de ensaio, foram elaboradas duas células, uma contendo armadura de aço não galvanizado, e outra, armadura de aço galvanizado. A armadura empregada tinha o comprimento de 100 mm e diâmetro igual a 6,3 mm.

As armaduras não galvanizadas, inicialmente, foram limpas mecanicamente com escova de cerdas de aço e, em seguida, submetidas a uma limpeza química, tendo como base a norma americana ASTM G1 (2011), a fim de retirar a oxidação superficial e quaisquer resíduos aderidos às mesmas. A armadura galvanizada não passou por nenhum processo de limpeza. Em seguida, as barras foram pintadas com resina epóxi, deixando apenas uma longitude de 30 mm de exposição (Figura 35).



Figura 35 – Barras com delimitações de segmentos de exposição, utilizando pintura à base de resina epóxi (Fonte: Autor).

Uma vez endurecida a resina, as armaduras convencionais passaram, novamente, pelo processo de limpeza química, nos mesmos moldes descritos anteriormente. Na parte superior das barras de aço, foram realizadas conexões utilizando-se fios de cobre, possibilitando, posteriormente, a leitura das medidas eletroquímicas.

No arranjo da célula, a barra de aço é o eletrodo de trabalho, e, como contra eletrodo, foi utilizada uma barra de carbono / grafite. Para simular a fase líquida do concreto, em cada célula, foi utilizado o total de 350 ml de solução saturada de hidróxido de cálcio com e sem hidróxido de potássio, preparada com água deionizada, resultando em valores de pH que variaram de 12,6 a 13,5, de acordo com a Tabela 9 do subitem 3.2.1.

As células tiveram a sua configuração conforme a Figura 36, tendo sido feita, em cada célula, uma abertura para a entrada do eletrodo de referência utilizado nas medições eletroquímicas e, nas células que foram carbonatadas, uma abertura para inserção do CO₂.

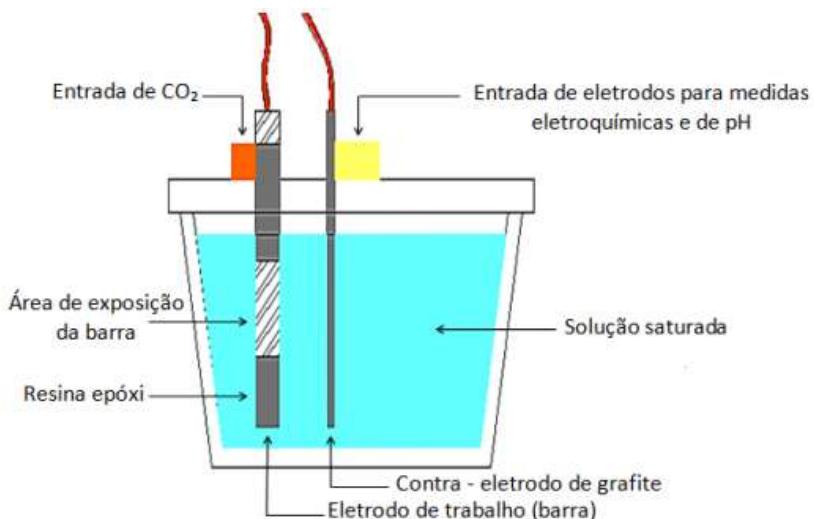


Figura 36 – Configuração da célula de ensaio (Fonte: ABREU et al, 2020).

A Figura 37 mostra algumas das células já preparadas e prontas para iniciar os ensaios, conforme configuração apresentada na figura anterior.

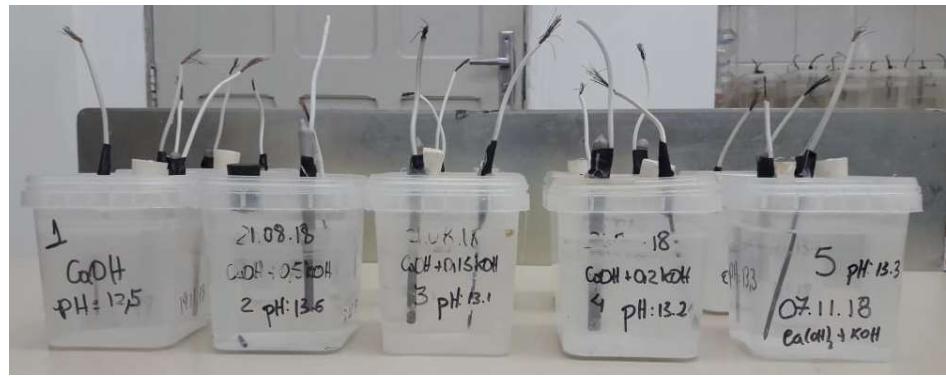


Figura 37 – Células de ensaio prontas (Fonte: Autor).

As células de ensaio, depois de prontas, foram conservadas em ambiente de laboratório, com a umidade relativa de $70 \pm 10\%$ e temperatura de $25 \pm 5^\circ\text{C}$. Estas células foram constantemente monitoradas, por meio das medidas eletroquímicas das barras e das medidas de pH das soluções.

3.3.2 Ensaio de aderência

Para o ensaio de aderência, foram analisados distintos graus de corrosão. Para cada condição de ensaio, elaboraram-se elaborados três corpos de prova. Os corpos de prova utilizados para este ensaio obedeceram às recomendações da RILEM:FIP:CEB (1983), e seu arranjo tem a configuração apresentada na Figura 38.

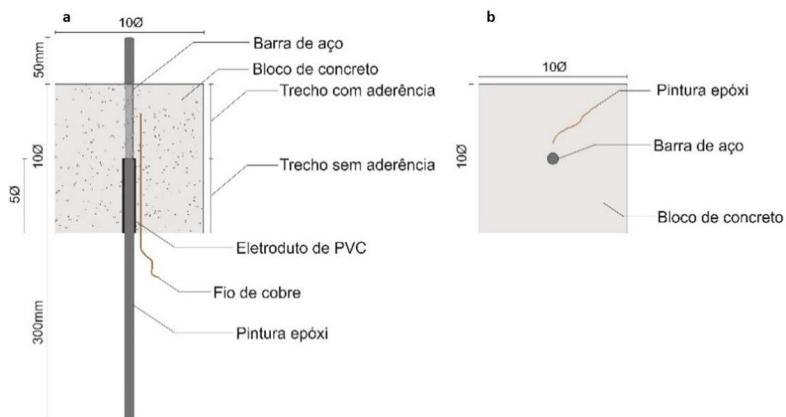


Figura 38 – Arranjo empregado nos corpos de prova do ensaio de aderência, (a) seção longitudinal e (b) seção transversal (Fonte: Adaptado do RILEM:FIP:CEB (1983)).

As armaduras de aço não galvanizado, inicialmente, foram limpas mecanicamente com escova de cerdas de aço e, em seguida, submetidas a uma limpeza química, tendo como

base a norma americana ASTM G1 (ASTM, 2011), a fim de retirar a oxidação superficial e quaisquer resíduos aderidos às mesmas. Em seguida, as barras foram pintadas com resina epóxi, deixando apenas uma longitude de 100 mm referente ao trecho com aderência. Uma vez endurecida a resina, as armaduras convencionais passaram, novamente, pelo processo de limpeza química, nos mesmos moldes anteriormente descritos.

As armaduras galvanizadas já foram recebidas em segmentos de 550 mm, com toda a sua superfície galvanizada, não passando por nenhum processo de limpeza. Neste caso, procedeu-se apenas à delimitação do trecho com aderência utilizando a resina epóxi. Um cuidado especial que se teve em relação a esse trecho foi que não fosse incluído segmento de barra que contivesse marcas de laminação, pois os segmentos com aderência neste ensaio são bem pequenos, então, qualquer alteração de superfície poderia influenciar nos resultados. Essas marcas de laminação são preconização da NBR 7480 (2007).

A etapa seguinte foi a delimitação do trecho sem aderência e a colocação do fio de cobre próximo à barra, localizados dentro do bloco de concreto (Figura 39). Na delimitação do trecho, foi utilizado tubo PVC ou mangueira, e, para preencher os vazios entre o tubo/mangueira e o aço, utilizou-se fita crepe, evitando, assim, deslocamento do tubo/mangueira e a entrada de argamassa durante a concretagem. Esse trecho sem aderência tem a função de impedir que ocorram concentrações de tensões neste local durante a realização do ensaio, o que pode favorecer a ocorrência de rupturas por fendilhamento do concreto.



Figura 39 – Detalhe da colocação do tubo e do fio de cobre na barra (Fonte: Autor).

Para permitir a atração dos cloreto para o entorno da barra, de forma a acelerar o processo corrosivo, foi utilizado um fio de cobre sobre a barra, isolado dela por meio de um elemento plástico de pequena espessura (Figura 39), mesmo procedimento utilizado por Kirchheim (2005), Torres (2006), Graeff (2007) e Caetano (2008).

As formas utilizadas foram de madeira compensado naval com espessura de 15 mm. Para facilitar a desmoldagem do bloco, as formas foram produzidas com suas laterais e fundo removíveis.

Após tudo preparado, foram realizadas as concretagens dos corpos de prova, tanto os de ensaio de aderência quanto os de ensaio de resistência à compressão do concreto.

a) Corpos de prova para ensaio de aderência

Devido ao grande volume de concreto necessário para a produção dos corpos de prova, foi utilizada uma betoneira de tombo de eixo horizontal de 400 litros.

Antes da concretagem, as formas foram revestidas com uma película de desmoldante para facilitar a desmoldagem do bloco. Após posicionamento das barras, iniciava-se a concretagem.

O lançamento do concreto foi dividido em três camadas, e o adensamento foi realizado por camada e manualmente, com 25 golpes em cada camada, com auxílio de uma barra de aço, evitando contato com a armadura do corpo de prova. Na Figura 40, são apresentados alguns dos corpos de prova do ensaio de aderência após a concretagem.



Figura 40 – Corpos de prova para os ensaios de aderência (Fonte: Autor).

Ao término da concretagem, os corpos de prova foram cobertos com uma lona plástica, impedindo a evaporação da água presente na mistura. Após 24 horas, os corpos de prova foram desmoldados e levados para a câmara úmida, onde permaneceram por 28 dias. Depois disso, alguns corpos de prova foram submetidos ao processo de aceleração da corrosão. Devido ao número insuficiente de fontes para que todos os corpos de prova pudessem ser submetidos ao processo de corrosão de forma simultânea, parte deles permaneceu em ambiente de laboratório até que os que estavam ligados às fontes atingissem o grau de corrosão desejado.

b) Corpos de prova para ensaio da resistência à compressão do concreto

Foram moldados, em paralelo, corpos de prova cilíndricos (Figura 41) para controlar a evolução da resistência à compressão das amostras. O procedimento de moldagem deles deu-se de acordo com a NBR 5738 (2015).

Antes da concretagem, as formas foram revestidas com desmoldante para facilitar a desmoldagem. O lançamento do concreto foi realizado em duas camadas, e o adensamento foi feito manual, com 12 golpes. A desmoldagem ocorreu após 24 horas, e os corpos de prova foram levados para a câmara úmida por 28 dias e, após este período, ensaiados.



Figura 41 – Corpos de prova de controle de resistência à compressão (Fonte: Autor).

3.4 Metodologias de ensaio

Neste item, são apresentadas as metodologias de ensaio empregadas nesta pesquisa. Discutem-se os procedimentos adotados nos processos de monitoramento eletroquímico das

células em solução, na aceleração da corrosão e o detalhamento de como foram efetuados os ensaios para a determinação do grau de corrosão do aço e da tensão de aderência entre o aço e o concreto, assim como o controle da resistência à compressão do concreto.

3.4.1. Ensaios em solução

3.4.1.1. Monitoramento eletroquímico

O monitoramento das barras nas células em solução foi realizado mediante a técnica eletroquímica de resistência de polarização com compensação da queda ôhmica, com medidas do potencial de corrosão em circuito aberto, mantendo-se todo o conjunto envolto em uma gaiola de Faraday, a fim de evitar interferências do meio externo.

A Figura 42 apresenta detalhes da ligação do equipamento de monitoramento com a célula e o seu posicionamento no interior da gaiola de Faraday, assim como o momento da realização das medidas de monitoramento.

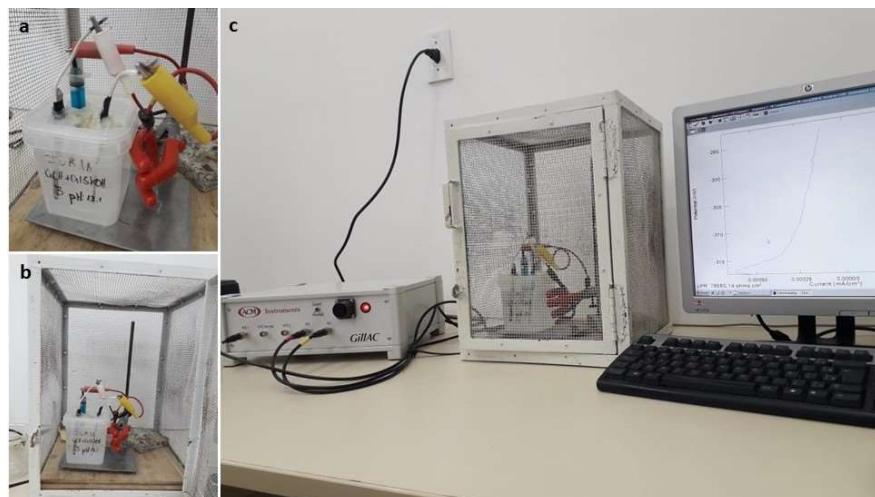


Figura 42 – Monitoramento eletroquímico: (a) ligação da célula com o equipamento, (b) posicionamento da célula na gaiola de Faraday e (c) realização das medidas de monitoramento (Fonte: Autor).

As leituras foram realizadas em intervalos regulares de tempo, durante todas as etapas do estudo: estabilização inicial com formação da película de passivação, carbonatação das soluções, comportamento posterior à carbonatação. Na realização das medidas, foi utilizado um potenciómetro de bancada, modelo GILL AC da ACM Instruments.

Inicialmente, realizou-se o monitoramento eletroquímico sem introdução de nenhum agente agressivo, até a identificação de estabilização das células. Em seguida, foi realizado o processo de carbonatação acelerada, por introdução de gás carbônico (CO_2) no interior da célula. O gás utilizado foi um composto de 95% de gás nitrogênio e 5% de gás carbônico, procedimento realizado apenas na solução saturada de hidróxido de cálcio (pH de 12,6). Durante esse processo, o pH da célula foi monitorado. Ao chegar ao pH próximo de 8,5, a introdução do gás foi interrompida. Após a carbonatação, continuou-se o monitoramento eletroquímico dessa armadura.

Os critérios utilizados para a identificação do momento da despassivação do aço foram: as leituras de potencial de corrosão mais eletronegativo que -350 mV (ESC) (CASCUDO, 1997; ANGST e VENNESLAND, 2009) associado às leituras de densidade de corrente de corrosão instantânea superior a $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (ANDRADE e ALONSO, 2001), além da presença de um salto nessas medidas, indicando uma alteração de comportamento eletroquímico das barras.

3.4.2. Ensaios de aderência

3.4.2.1 Procedimento de Aceleração da Corrosão

Como o processo natural de corrosão em estruturas de concreto armado é demorado, e o tempo para a realização desta pesquisa é limitado, fez-se necessária a utilização de métodos que acelerassem a corrosão das armaduras nos corpos de prova deste trabalho.

Para encurtar o tempo de exposição e permitir que fossem atingidos os percentuais de corrosão, foram utilizados dois procedimentos: incorporação de cloretos na água de amassamento do concreto e aceleração da corrosão a partir da aplicação de campo elétrico.

A incorporação de cloretos na água de amassamento do concreto diminui o tempo de chegada dos cloretos à superfície da armadura e, consequentemente, acelera o processo de corrosão. Como o estudo não contempla a análise do tempo ou forma de transporte dos cloretos, a alteração proposta não causa prejuízos aos objetivos estabelecidos.

No que diz respeito à concentração de cloretos, não existe consenso sobre o teor limite que desencadeia a corrosão. Estudos sugerem que, para o aço não galvanizado, os valores propostos concentram-se entre 0,17 e 2,5% de cloretos em relação ao peso de

cimento (GLASS e BUENFELD, 1997), enquanto, para as armaduras galvanizadas, o limite de cloretos é maior, no mínimo, 2 a 2,5 vezes em relação ao aço não galvanizado (YEOMANS, 2004).

Desta forma, nesta pesquisa, por se tratar de uma análise do aço galvanizado, para que o processo tivesse um período mais exíguo, o teor a ser utilizado seria o de 6 a 7,5% do peso de cimento. Entretanto, após análise prévia, constatou-se que este teor influenciou de forma negativa a resistência à compressão do concreto. Desta forma, decidiu-se utilizar o teor de cloreto de 3% do peso do cimento, mesmo teor já utilizado em outros trabalhos (GLASS e BUENFELD, 1997; BOLINA et al., 2007; CAETANO, 2008).

A forma de cloreto utilizada foi o sal de cozinha (Cloreto de sódio - NaCl). Como este material é composto por cloro e sódio numa proporção de 60% e 40%, respectivamente, o teor de sal incorporado na mistura foi de 5% do peso do cimento.

Considerando os métodos de aceleração da corrosão existentes e a inexistência de procedimentos normatizados, decidiu-se utilizar um método conhecido como CAIM (Corrosão Acelerada por Imersão Modificada), desenvolvido na UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul) e já utilizado em várias pesquisas desenvolvidas na referida instituição (JADOVSKI, 1992; KIRCHHEIM, 2005; TORRES, 2006; GRAEF, 2007; CAETANO, 2008; STEIN, 2019).

Este método caracteriza-se pelo estímulo à corrosão através de indução eletroquímica, por meio da aplicação de uma diferença de potencial (ddp) ou de uma corrente elétrica (*i*), em um ambiente rico em cloretos.

Em relação à indução eletroquímica, decidiu-se pela adoção de um estímulo através de corrente constante. Para determinar a taxa de corrente a ser utilizada, foram analisados alguns trabalhos anteriores, e decidiu-se adotar, neste trabalho, a densidade de corrente de 500 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, baseado nas recomendações de Graeff (2007) e Caetano (2008), os quais afirmam que, para este valor de densidade, não ocorre distorção significativa no fenômeno da corrosão. Desta forma, os valores das correntes impostas, conforme o diâmetro utilizado, foi de 15,71 mA para o arranjo montado com barras com diâmetro de 10 mm e de 31,42 mA para o arranjo montado com barras com diâmetro de 20 mm.

Para a aplicação da corrente elétrica, foram utilizadas fontes de alimentação da marca MINIPA, modelo MPL-3303M, com duas saídas de alimentação de corrente, capazes de

fornecer correntes de até 3A e com capacidade máxima de voltagem de 32V (Figura 43). Para cada saída da fonte, foi conectado um corpo de prova.



Figura 43 – Fonte de alimentação utilizada para aceleração da corrosão (Fonte: Autor).

O procedimento escolhido foi baseado no utilizado por outros autores em seus trabalhos (KIRCHHEIM, 2005; TORRES, 2006; GRAEFF, 2007; CAETANO, 2008).

Os corpos de prova foram colocados em recipientes plásticos, contendo uma solução composta por água e cloreto de sódio (NaCl) num teor de 35 g/l, que produz uma solução salina com concentração de cloretos similar à encontrada na água do oceano atlântico que banha o litoral brasileiro. O polo positivo de cada fonte era ligado à barra do corpo de prova, através do fio de cobre fixado na barra, enquanto o polo negativo era conectado ao fio de cobre que estava em contato com a solução salina. Os corpos de prova foram submersos até altura de 5 mm abaixo da parte inferior da barra, obtendo um arranjo que permite a entrada de oxigênio pela parte exposta do bloco, ao mesmo tempo em que garante uma boa umidade do concreto pela sua parte submersa.

Devido à grande quantidade de corpos de prova deste trabalho, foram utilizadas sete fontes similares de forma simultânea. A Figura 44 apresenta seis delas no decorrer da realização do ensaio.



Figura 44 – Processo de aceleração da corrosão dos corpos de prova (Fonte: Autor).

Durante todo o processo, foi mantida a temperatura ambiente do laboratório de, aproximadamente, 24 °C, e foi realizado monitoramento periódico das correntes, para correção de possíveis alterações de valores.

Os corpos de prova foram conectados a cada fonte, conforme indicado na Figura 45. Nesta figura, pode-se observar que o polo positivo de cada fonte era ligado à barra do corpo de prova, e o polo negativo era conectado ao fio de cobre que estava em contato com a água do recipiente com o corpo de prova, visando garantir o fluxo da corrente através dos corpos de prova conectados.

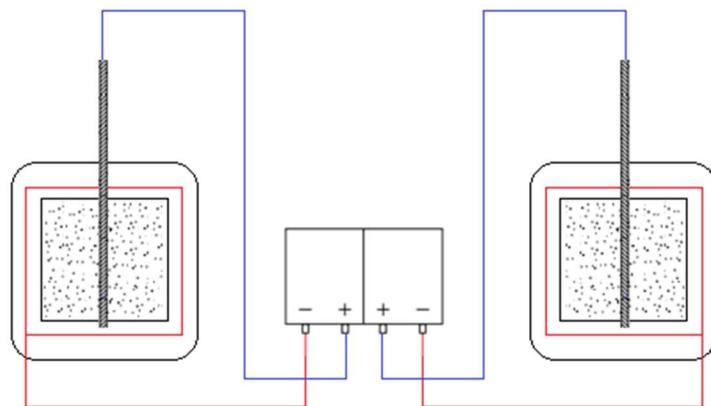


Figura 45 – Desenho esquemático do processo de aceleração da corrosão (Fonte: Autor).

O monitoramento da corrente foi realizado com o auxílio de um multímetro (Figura 46), e essa conferência de corrente era diária.



Figura 46 – Monitoramento de corrente dos corpos de prova (Fonte: Autor).

Outro fato importante nesta etapa da pesquisa foi o desenvolvimento de um dispositivo, mais precisamente um circuito limitador de corrente, que desenvolvesse a função das fontes de alimentação, em virtude da sua escassez. Esse circuito foi desenvolvido pelo professor Alexsandro José Virgílio dos Santos, do Departamento de Engenharia Elétrica desta universidade.

Para o desenvolvimento desse circuito, foi utilizado o dispositivo LM317, que é um regulador ajustável de tensão positiva de três terminais, capaz de fornecer mais de 1,5 A em uma faixa de tensão de saída de 1,25 V a 37 V. São necessários apenas dois resistores externos para definir a tensão de saída. O dispositivo apresenta uma regulação de linha típica de 0,01% e regulação de carga típica de 0,1%. Inclui limitação de corrente, proteção contra sobrecarga térmica e proteção de área de operação segura.

O LM317 mantém uma tensão constante de 1,25 V entre os terminais ADJUST e OUTPUT. Desta forma, de acordo com o manual de usuário do dispositivo eletrônico LM317, o mesmo pode ser usado como regulador de corrente, desde que a tensão de entrada seja suficiente.

Na Figura 47, é apresentado circuito na utilização do LM317 como regulador de corrente, conforme manual do usuário deste dispositivo (TEXAS INSTRUMENTS, 2022).

This application limits the output current to the I_{LIMIT} in the diagram.

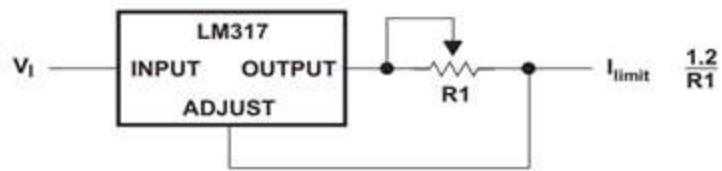


Figure 14. Precision Current-Limiter Circuit

Figura 47 – Circuito sugerido pelo manual do usuário do dispositivo LM317 Fonte: (Texas Instruments, 2022).

Considerando o circuito sugerido pelo manual do usuário do dispositivo LM317, a corrente de saída fica limitada a:

$$I_{\text{limit}} = 1,25/R_1 \quad (\text{Equação 16})$$

Onde I_{limit} : corrente de saída limitada;

R_1 : resistor.

Neste trabalho, foi inserido um conector que permite a seleção do valor de R_1 . E foram utilizados 2 resistores, sendo um de 39Ω e outro de 82Ω , ambos de $1/4$ W de dissipação.

Quando o resistor (R_1) de 39Ω é usado, a corrente de saída é de $32,0$ mA.

Quando o resistor (R_1) de 82Ω é usado, a corrente de saída é de $15,2$ mA.

O diagrama esquemático, mostrado na Figura 48, apresenta o circuito usado como regulador.

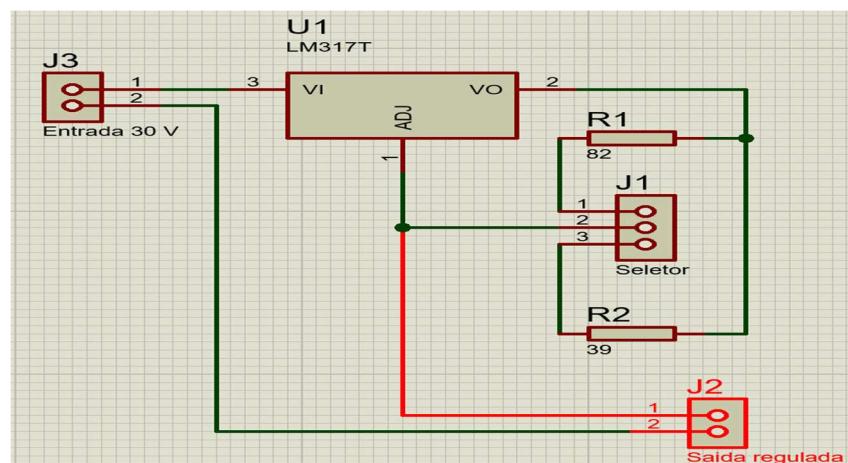


Figura 48 – Diagrama esquemático do circuito usado neste trabalho (Fonte: Autor).

A tensão de entrada de 30 V é fornecida por uma fonte de alimentação e é ligada ao conector J₃. O conector J₁ é responsável pela seleção do resistor R₁. Ou seja: dependendo da ligação, o circuito fornecerá 15,2 mA ou 32 mA. A saída é obtida através do conector J₂.

Como a fonte de alimentação utilizada continha duas saídas de alimentação de corrente, cada fonte era capaz de ensaiar dois corpos de prova por vez (Figura 45). O uso deste circuito desenvolvido possibilitou a realização dos ensaios utilizando apenas uma fonte de alimentação, para alimentar, de forma simultânea, 11 corpos de prova, conforme mostrado na Figura 49, otimizando, assim, o tempo de realização dos ensaios.

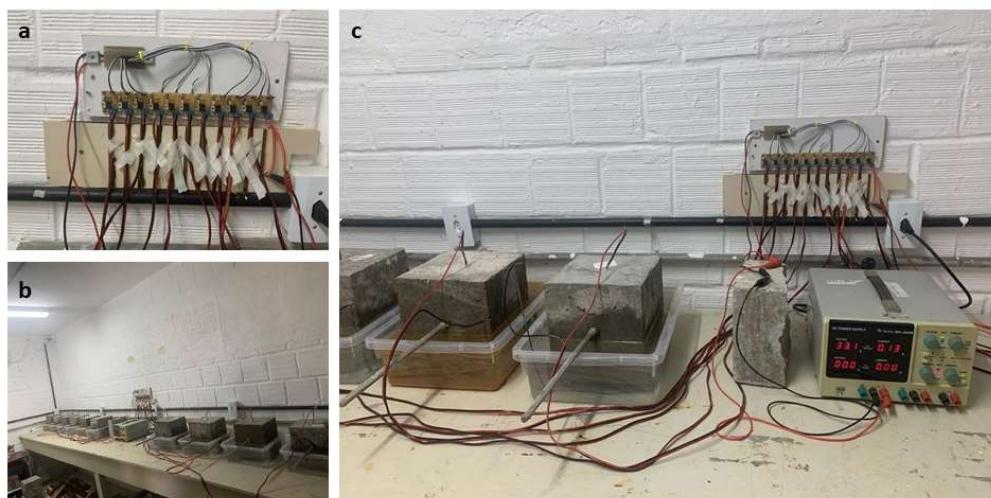


Figura 49 – Aceleração da corrosão com o uso do dispositivo desenvolvido: (a) dispositivo difusor de corrente oriundo da fonte, (b) visão geral dos corpos de provas e (c) visão ampliada da conexão fonte-dispositivo-corpos de prova (Fonte: Autor).

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

O ensaio de arrancamento utilizado neste estudo foi o “*pull-out-test*” (arrancamento simples), normalizado pela RILEM-FIP-CEB (1983) e ASTM (1991). Para a realização deste ensaio, foi utilizada a máquina universal de ensaios com capacidade de 100 t da empresa Contenco – Pavitest Ref. I3058, com dispositivo de adaptação constituído de duas placas de aço e quatro barras rosqueadas (Figura 50).

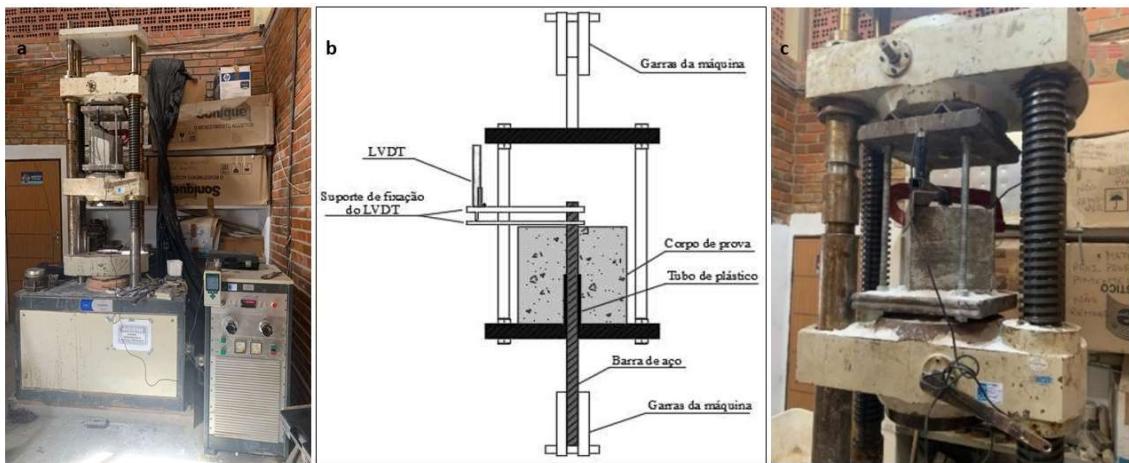


Figura 50 – Ensaio de arrancamento: (a) máquina universal de ensaios, (b) representação esquemática do dispositivo e instrumentação para o ensaio (Fonte: BELO, 2017) e (c) visão ampliada do dispositivo, LVDT – *linear variable differential transformer*, acoplado à máquina universal na realização do ensaio (Fonte: Autor).

O corpo de prova é colocado em contato com o dispositivo, a barra do bloco passa pela placa inferior através de um furo central e é presa na garra inferior da máquina. Na realização do ensaio, esta garra é responsável por puxar a barra. Na parte superior do corpo de prova, foi conectado o LVDT (“*linear variable differential transformer*”), responsável por medir o deslocamento ocorrido na barra. Para sua instalação, foi utilizada uma cantoneira metálica que era mantida sob pressão no corpo de prova e servia de suporte ao LVDT.

A velocidade de aplicação da força do ensaio depende do diâmetro da barra do corpo de prova ensaiado e foi obtida utilizando a Equação 17:

$$V_p = 5\varnothing^2 \quad (\text{Equação 17})$$

Onde: V_p : velocidade de aplicação da força (kgf/s)

\varnothing : diâmetro da barra (cm).

Logo, a velocidade da força aplicada nas barras de 10 mm foi de 5 kgf/s e, nas de 20 mm, foi de 20 kgf/s.

Esse ensaio foi realizado nos corpos de prova de referência, com idade de 28 dias, após o processo de cura, assim como nos corpos de prova submetidos ao processo de aceleração da corrosão. A Figura 51 ilustra os corpos de prova após a realização do ensaio, onde se tem uma ruptura por fendilhamento e uma por arrancamento.



Figura 51 – Corpos de prova após o ensaio de arrancamento (a) ruptura por fendilhamento; e (b) ruptura por arrancamento (Fonte: Autor).

3.4.3. Ensaios de resistência à compressão

Os ensaios de resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos foram realizados conforme preconiza a NBR 5739 (2005), 28 dias após a sua concretagem, sendo utilizada a mesma máquina universal de ensaios com capacidade de 100 t da empresa Contenco – Pavitest Ref. I3058 (Figura 52).



Figura 52 – Máquina universal e ensaio de compressão: (a) dispositivo e instrumentação e (b) corpo de prova logo após realização do ensaio (Fonte: Autor).

3.4.4. Procedimento de Avaliação do Percentual de Perda de Massa

Ao final do ensaio de arrancamento, o corpo de prova foi levado para a extração da barra de aço. O bloco de concreto foi colocado na prensa, e, com auxílio de duas barras de aço, foi aplicada uma carga distribuída ao longo do comprimento delas, provocando uma ruptura por compressão diametral que separava o corpo de prova em duas metades, facilitando a retirada da barra (Figura 53).

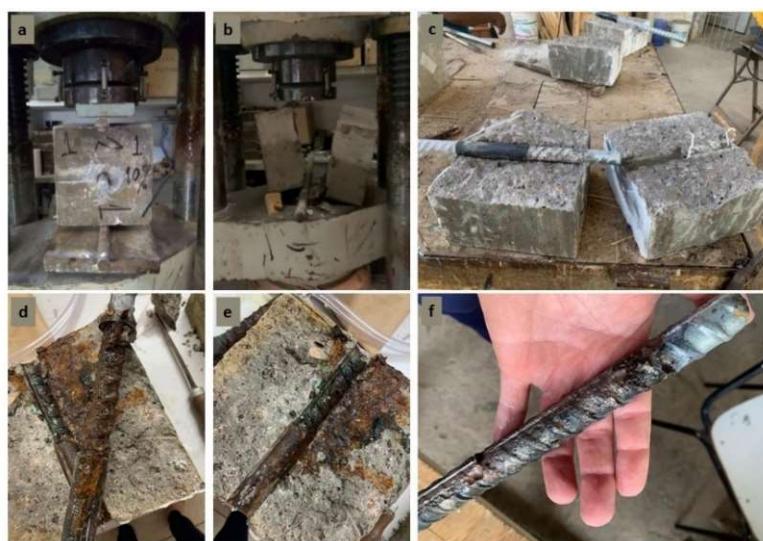


Figura 53 – Processo de extração da barra após ensaio de aderência: (a) dispositivo para ruptura do bloco de concreto; (b) ruptura por compressão diametral; (c) extração da barra e (d-f) corpo de prova com barra em processo de corrosão (Fonte: Autor).

Após a remoção da barra, foi realizado o procedimento para conferência do seu grau de corrosão. Para tal, o trecho da barra exposto à corrosão foi cortado e, em seguida, passou por limpeza mecânica para remoção de resíduos de concreto e produto de corrosão do aço. No caso da barra não galvanizada, esta passou também por limpeza química (Figura 54(a)), conforme ASTM G1-03 (ASTM, 2003). Após a limpeza, foi medido o comprimento do segmento da barra, por meio da média de quatro leituras, utilizando paquímetro. Em seguida, o segmento foi pesado para registro da massa. Na Figura 54, tem-se a representação de algumas destas etapas.



Figura 54 – Procedimentos para verificação da perda de massa: (a) limpeza química; (b) aferição de medida do segmento e (c) pesagem da barra (Fonte: Autor).

Para o cálculo do valor do grau de corrosão (perda de massa), foi utilizada a Equação 14, já apresentada no subitem 2.1.5.1.

Na Figura 55, são apresentadas amostras das barras após limpeza e pesagem, podendo se observar os trechos expostos e não expostos (barra íntegra) à corrosão das barras galvanizadas de 20 mm e 10 mm.



Figura 55 – Trechos de barra galvanizada de (a) 20 mm e (b) 10 mm, expostos e não expostos à corrosão, após limpeza e pesagem (Fonte: Autor).

Como o método da indução eletroquímica foi utilizado para iniciar e propagar a corrosão da armadura, a fórmula mais simples que é utilizada para calcular a corrente elétrica é através da Equação 18.

$$I = \frac{\Delta Q}{\Delta t} \quad (\text{Equação 18})$$

Onde I: corrente aplicada (A);
 ΔQ : carga elétrica passante (C);
 Δt : variação do tempo de aceleração (s).

Como a corrente elétrica utilizada nos ensaios foram mantidas constantes, de acordo com o diâmetro da barra do corpo de prova, o valor da carga elétrica passando é dada conforme a Equação 19.

$$Q = Ixt \quad (\text{Equação 19})$$

Onde Q : carga elétrica passante (C);
I: corrente aplicada (A);
t: tempo de aceleração (s).

A perda de massa foi calculada com base na Lei de Faraday, que relaciona a massa corroída com a corrente utilizada e o tempo de ensaio, como evidencia a Equação 20.

$$\Delta_m = \frac{MIt}{\alpha F} \quad (\text{Equação 20})$$

Onde Δ_m : massa consumida (g);
M: peso atômico do metal;
I: corrente aplicada (A);
 α : carga iônica;
t: tempo de aceleração da corrosão (s);
 F_A : constante de Faraday (A.s).

No entanto, no caso desta pesquisa, como foi utilizado o aço galvanizado, que tem, na sua composição, dois metais distintos (zinc e aço), a perda de massa do zinco foi calculada por meio da Equação 22 e a do aço, da Equação 23:

$$\Delta_{mt} = \Delta_{mz} + \Delta_{ma} \quad (\text{Equação 21})$$

$$\Delta_{mz} = \frac{M_z It}{\alpha_z F} \quad (\text{Equação 22})$$

$$\Delta_{ma} = \frac{M_a It}{\alpha_a F} \quad (\text{Equação 23})$$

Onde Δ_{mz} : massa de zinco consumida (g);

Δ_{ma} : massa de aço consumida (g);

M_z : peso atômico do zinco [=65,38];

M_a : peso atômico do aço [=56];

I: corrente aplicada [= 0,01571 para barras com diâmetro de 10 mm; = 0,03142 para barras com diâmetro de 20 mm] (A);

t: tempo de aceleração da corrosão (s);

α_z : carga iônica do zinco (= 2);

α_a : carga iônica do aço (= 2);

F_A : constante de Faraday (= 96.500 A.s);

Δ_{mt} : massa total consumida (g).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

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

4.1 Resultados dos ensaios em solução

4.1.1 Estruturas expostas a meios com distintas alcalinidades

c) Resultados do Potencial de Corrosão (E_{corr})

Nesta seção, são apresentados os resultados do monitoramento eletroquímico das células de ensaio expostas a meios com diferentes alcalinidades, a partir das leituras do potencial de corrosão (ESC).

As Figuras 56 a 60 mostram a evolução do potencial de corrosão (ESC) em função do tempo de ensaio (dias), para as células com as soluções estudadas I, II, III, IV e V, respectivamente, conforme apresentado na Tabela 9 do subitem 3.2.1.

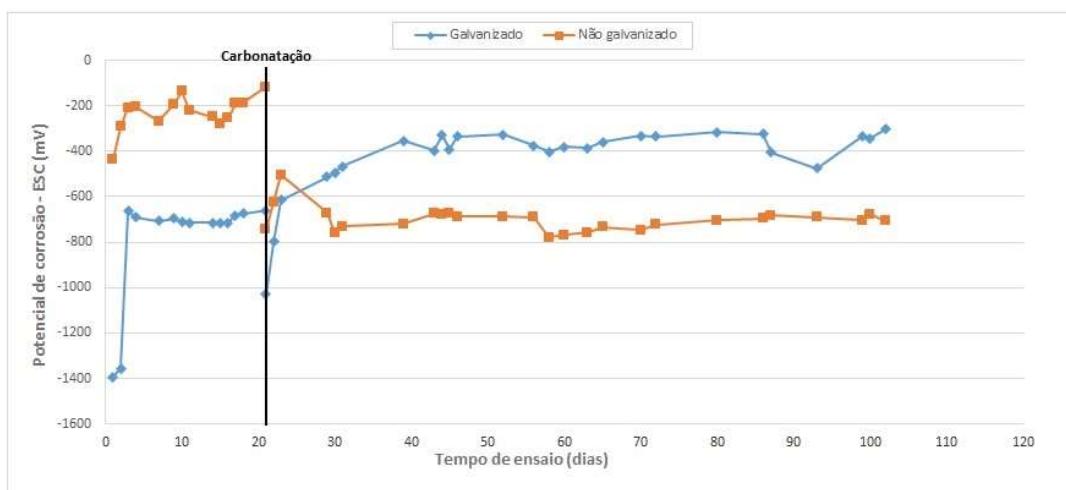


Figura 56 – Evolução do potencial de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) ao longo do tempo - (pH = 12,6) (Fonte: Autor).

A Figura 56 mostra que as células com pH de 12,6 foram submetidas à carbonatação, onde tiveram o seu pH reduzido em cerca de 40%, chegando a 8,5. Observa-se que as leituras de potencial de corrosão (ESC) das barras de aço não galvanizado apresentaram uma

considerável redução nos valores, indicando alta probabilidade de corrosão. Enquanto isso, as barras galvanizadas apresentaram comportamento indiferente à carbonatação.



Figura 57 – Evolução do potencial de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) + 0,15M de hidróxido de potássio (KOH) - (pH = 13,1) (Fonte: Autor).

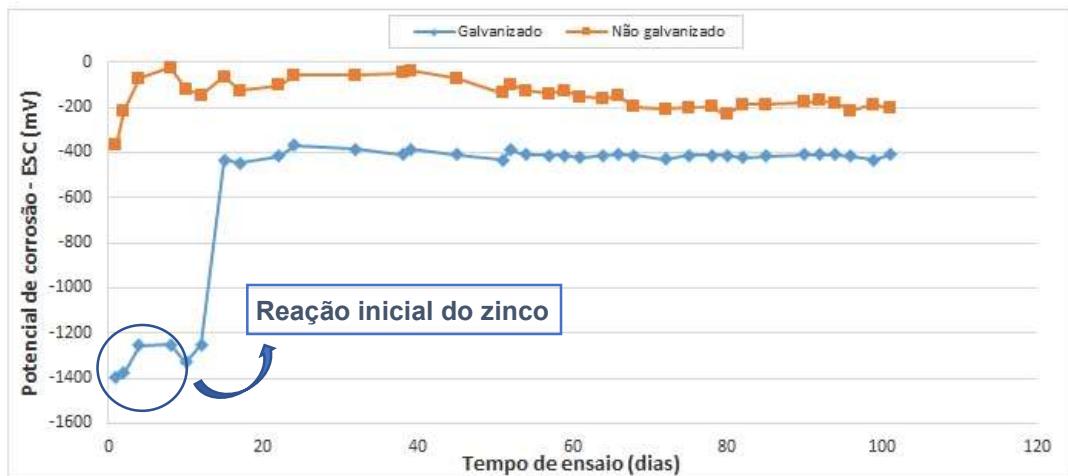


Figura 58 – Evolução do potencial de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) + 0,2M de hidróxido de potássio (KOH) - (pH = 13,2) (Fonte: Autor).

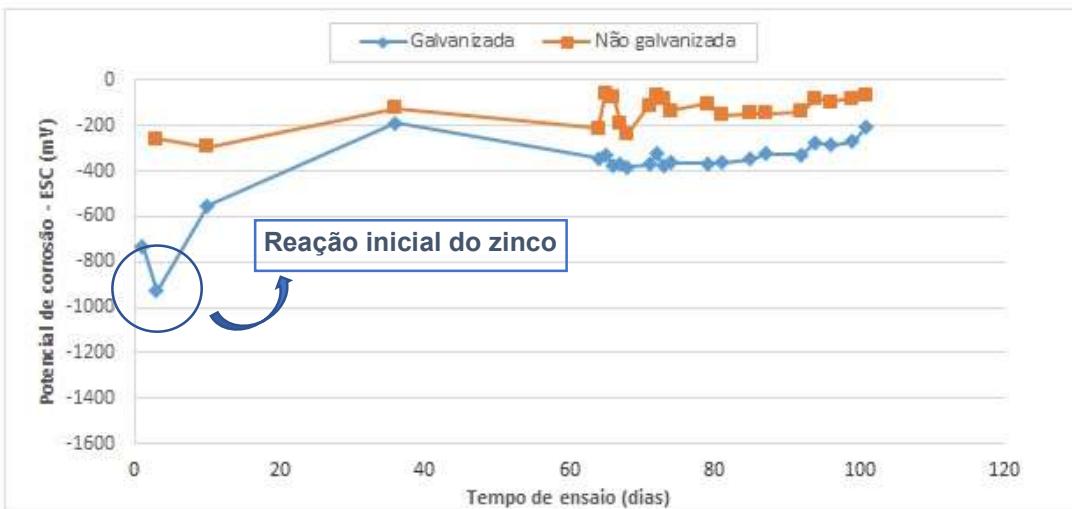


Figura 59 – Evolução do potencial de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) + 0,25M de hidróxido de potássio (KOH) - (pH = 13,3) (Fonte: Autor).

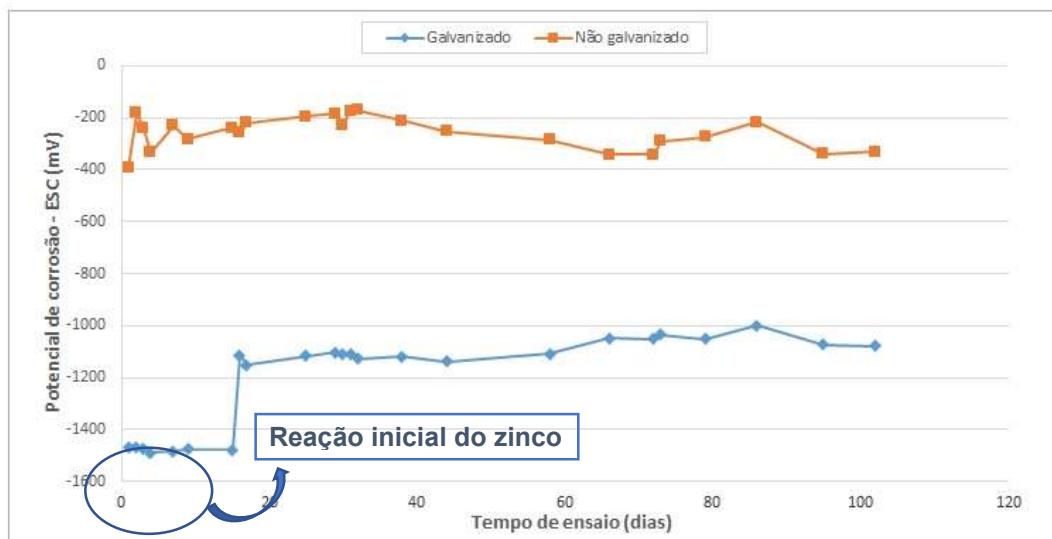


Figura 60 – Evolução do potencial de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) + 0,5M de hidróxido de potássio (KOH) - (pH = 13,5) (Fonte: Autor).

As Figuras de 56 a 60 mostraram que, durante os primeiros dias de ensaio, as leituras do potencial de corrosão (ESC) indicaram valores extremamente negativos para as barras galvanizadas, provavelmente devido à corrosão rigorosa que o zinco sofre em meios alcalinos, até a ocorrência da passivação da armadura. No entanto, esses resultados tornaram-se menos eletronegativos ao longo do tempo até atingirem a estabilização, exceto a barra galvanizada com pH de 13,5 (Figura 60), que apresentou resultados de potenciais de corrosão mais eletronegativos que as demais (Figuras 57 a 59), indicando que não ocorreu a sua

passivação. Quando comparados os resultados por solução, é perceptível que, com o aumento do pH, as barras galvanizadas apresentaram resultados de potencial de corrosão (ESC) mais eletronegativos, e as barras não galvanizadas apresentaram resultados inversos. Esse comportamento indica que, em ambientes com pH elevado, as armaduras galvanizadas apresentam alta probabilidade de corrosão, enquanto as barras não galvanizadas apresentaram comportamento estável.

A Figura 61 apresenta o comparativo dos resultados de potencial de corrosão (ESC) das barras galvanizadas para diferentes níveis de pH, simultaneamente, comparados a dados existentes na literatura (ANDRADE e ALONSO, 1990; ROVENTI et al., 2014).

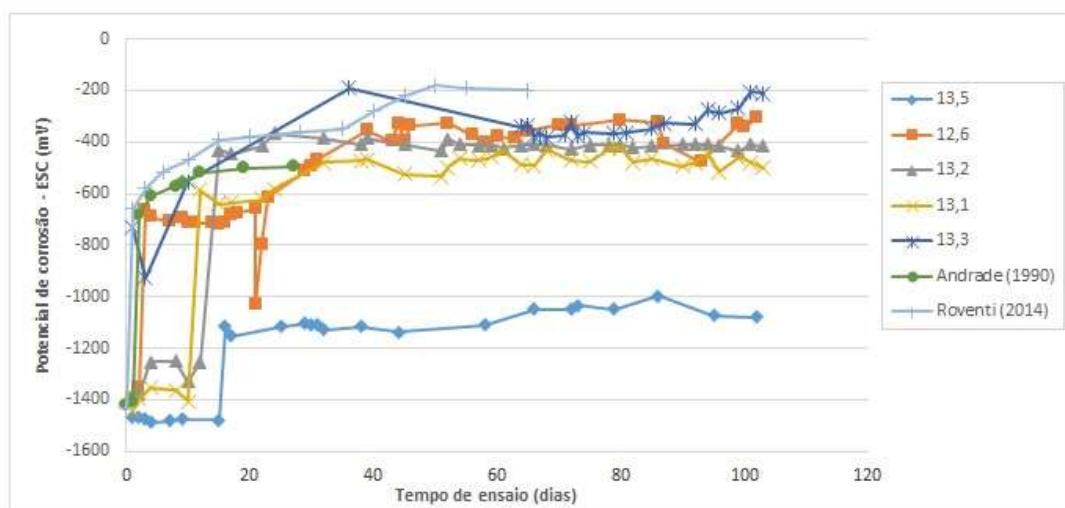


Figura 61 – Comparação entre os resultados experimentais do potencial de corrosão das barras galvanizadas com diferentes níveis de pH e dados da literatura (Fonte: Autor).

A partir da Figura 61, é possível observar que os resultados apresentaram valores similares aos da literatura e que, com o aumento do pH, os valores do potencial de corrosão (ESC) tornaram-se mais eletronegativos, especialmente em meio com pH de 13,5, indicando que, para este pH (13,5), as armaduras apresentam alta probabilidade de corrosão.

a) Resultados da Densidade de Corrosão (i_{corr})

Nesta seção, são apresentados os resultados do monitoramento eletroquímico das células de ensaio expostas a meios com diferentes alcalinidades, a partir das leituras da densidade de corrente de corrosão (i_{corr}).

As Figuras 62 a 66 apresentam os resultados da densidade de corrente de corrosão para as células estudadas, conforme apresentado na Tabela 9 do subitem 3.2.1.

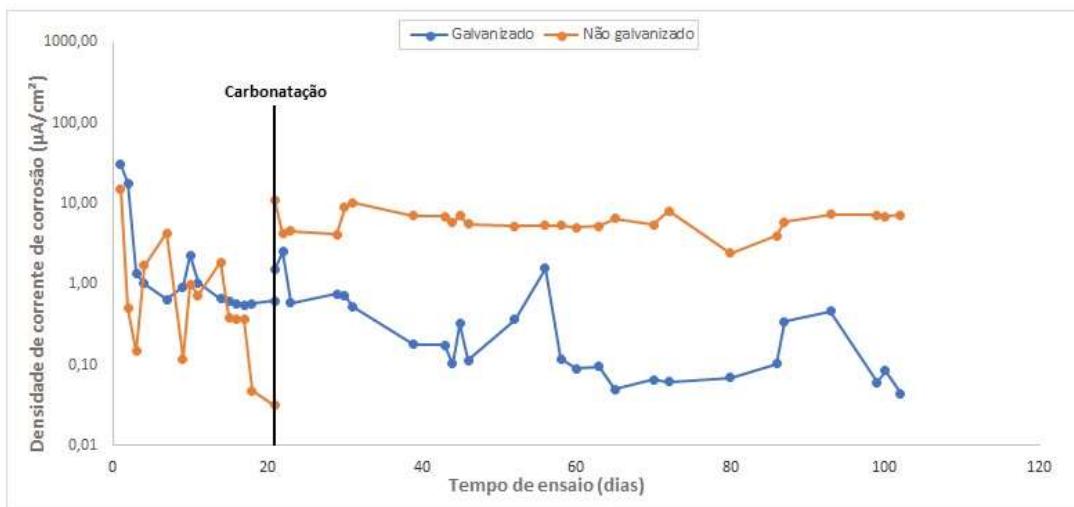


Figura 62 – Evolução da densidade de corrente de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) ao longo do tempo - ($\text{pH} = 12,6$) (Fonte: Autor).

Observa-se que, para as barras não galvanizadas, as primeiras leituras de densidade de corrente de corrosão mostraram uma baixa taxa de corrosão, reduzindo com o passar do tempo, até tornar-se desprezível. Para a célula carbonatada, os valores da densidade de corrente de corrosão aumentaram, destacando a instauração do processo corrosivo.

No caso das barras galvanizadas, as primeiras leituras apresentaram valores que indicavam alta taxa de corrosão que foram reduzindo a um patamar (valores entre 0,1 e 0,5 $\text{A}/\mu\text{cm}^2$), onde a taxa de corrosão é considerada baixa, com alguns valores até inferiores a $0,1 \text{ A}/\mu\text{cm}^2$, onde a taxa de corrosão é considerada insignificante. Para a célula carbonatada, os valores da densidade de corrente de corrosão diminuíram, mostrando uma maior resistência, frente à corrosão, das armaduras galvanizadas em ambientes carbonatados, pois apresentaram comportamento similar às células não carbonatadas.



Figura 63 – Evolução da densidade de corrente de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) + 0,15M de hidróxido de potássio (KOH), ao longo do tempo - (pH = 13,1) (Fonte: Autor).

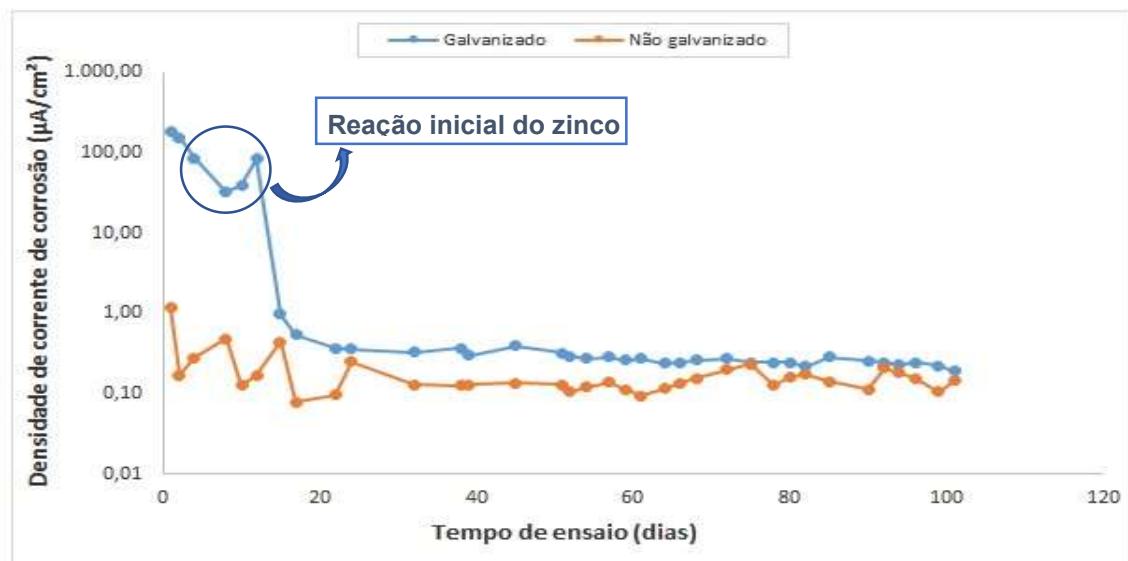


Figura 64 – Evolução da densidade de corrente de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) + 0,2M de hidróxido de potássio (KOH), ao longo do tempo - (pH = 13,2) (Fonte: Autor).

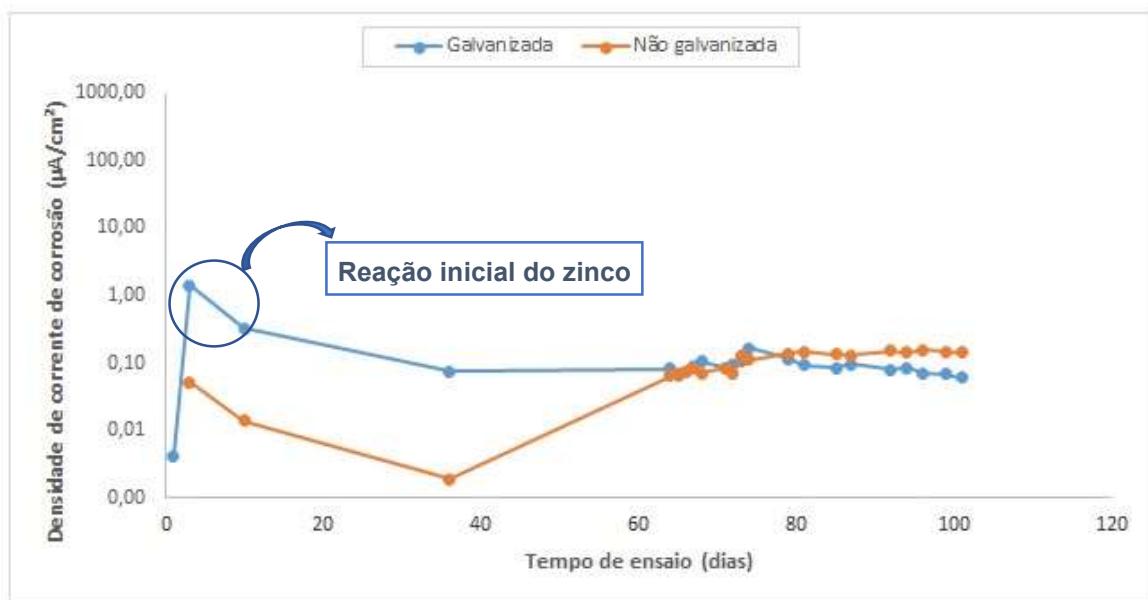


Figura 65 – Evolução da densidade de corrente de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) + 0,25M de hidróxido de potássio (KOH), ao longo do tempo - (pH = 13,3) (Fonte: Autor).

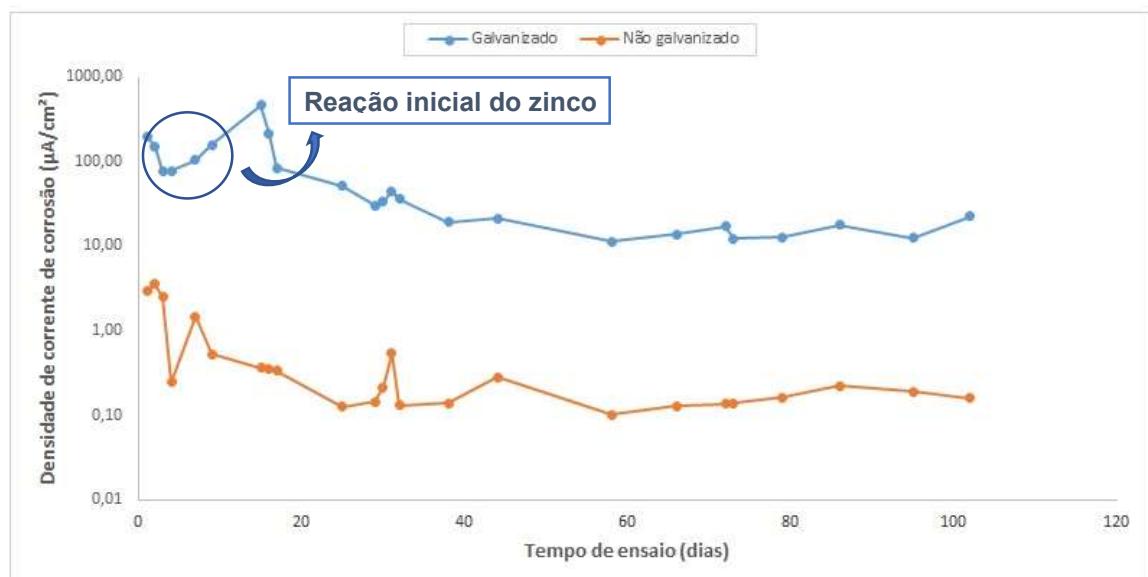


Figura 66 – Evolução da densidade de corrente de corrosão da célula com solução saturada de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) + 0,5M de hidróxido de potássio (KOH), ao longo do tempo - (pH = 13,5) (Fonte: Autor).

Os resultados das Figuras 62 a 66 mostraram que, de acordo com os valores da densidade de corrente de corrosão, ao longo do tempo, ocorre uma ligeira diminuição na taxa

de corrosão das amostras. Além disso, os valores de densidade de corrente tendem a se estabilizar com o tempo. À medida que o pH se torna mais alcalino com a adição de hidróxido de potássio à solução saturada de hidróxido de cálcio, as barras de aço não galvanizadas exibem melhor desempenho frente à corrosão. Isso pode ser visto através da queda da densidade de corrente de corrosão, indicando baixo ou insignificante nível de corrosão. Por outro lado, o aumento do pH da fase líquida provoca um aumento na taxa de corrosão das barras galvanizadas. Isso se deve ao fato de o zinco ser um metal de transição anfotérico, que reage muito rapidamente em ambiente fortemente alcalino, que é caso do concreto fresco, para formar sais bivalentes.

A Figura 67 apresenta o comparativo entre os resultados experimentais de densidade de corrente de corrosão das barras galvanizadas para diferentes níveis de pH, e, simultaneamente, são comparados a dados existentes na literatura (ANDRADE e ALONSO, 1990; ROVENTI et al., 2014).

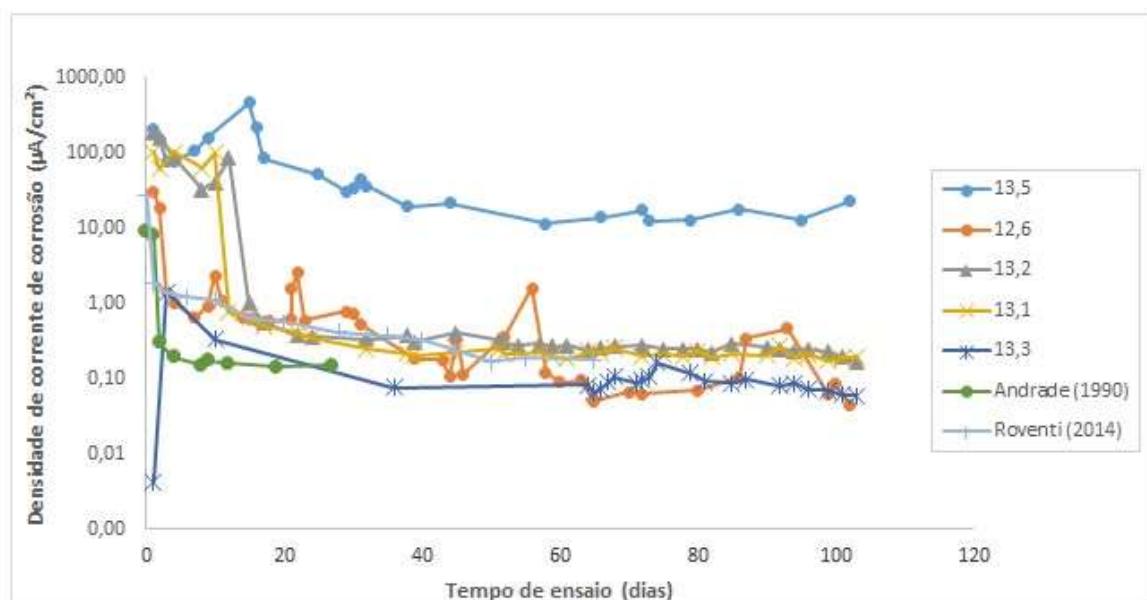


Figura 67 – Comparação entre os resultados experimentais de densidade de corrente de corrosão das barras galvanizadas com diferentes níveis de pH e dados da literatura (Fonte: Autor).

Percebe-se que estes valores corroboram os obtidos com o potencial de corrosão (ESC). Ou seja: os resultados da densidade de corrente de corrosão indicaram um alto estado de corrosão nos primeiros dias, e, com o passar do tempo, os parâmetros eletroquímicos tenderam a se estabilizar em um nível de baixa corrosão, exceto para o pH de 13,5, que

apresentou alto nível de corrosão durante todo o ensaio. Os resultados apresentaram, também, boa correlação com os dados existentes na literatura. Como pode ser observado no gráfico acima, os valores obtidos apresentaram comportamento semelhante aos encontrados nos trabalhos de Andrade e Alonso (1990) e Roventi et. al. (2014).

4.2 Resultados dos ensaios de aderência

4.2.1 Resultados referentes à influência do Teor de Cloreto de Sódio (NaCl) na Resistência à Compressão e na Tensão de Aderência do Concreto

Conforme descrito no Capítulo 3, para acelerar o processo de corrosão nesta pesquisa, uma das metodologias utilizadas foi a incorporação de cloretos na água de amassamento do concreto, na forma de sal de cozinha (cloreto de sódio – NaCl).

Desta forma, optou-se por realizar uma análise preliminar que teve como finalidade verificar a influência da incorporação de cloretos na água de amassamento do concreto na concentração de 10%, tanto na resistência à compressão do concreto, quanto na tensão de aderência entre o aço galvanizado e o concreto, de forma que viessem a interferir na interpretação e na análise dos resultados desta pesquisa.

Para tanto, para cada alcalinidade (0%, 5% e 10%), foram preparados 06 corpos de prova cilíndricos, para o ensaio à compressão, e 03 corpos de prova prismáticos, para o ensaio de aderência, e foram ensaiados 28 dias após sua concretagem, tempo correspondente ao período de cura do concreto.

Na Figura 68, são apresentados os resultados referentes aos três traços executados: sem adição (0%), com adição de 5% e com adição de 10% de sal de cozinha em relação à massa do cimento.

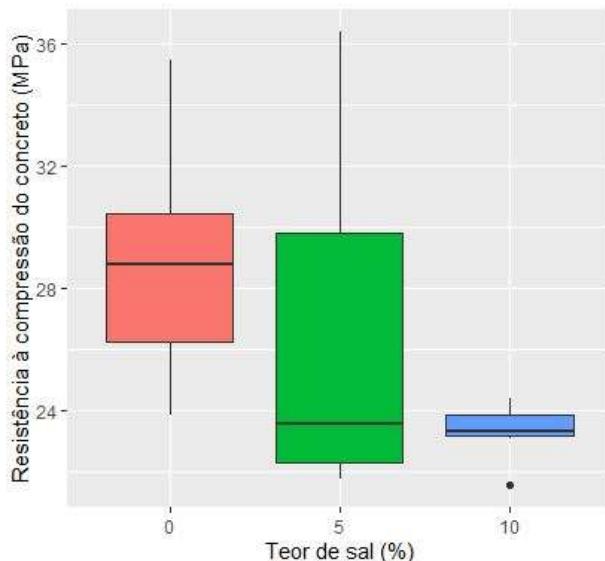


Figura 68 – Gráfico da resistência à compressão do concreto com diferentes níveis de salinidade presente na mistura (Fonte: Autor).

Por meio do gráfico da Figura 68, é possível notar que, considerando o intervalo de variação das resistências à compressão do concreto para as salinidades de 0% e 5%, têm-se muitos valores em um intervalo comum, não apresentando diferenças claras sobre estes intervalos de variação.

Com relação aos resultados provenientes dos ensaios com salinidade de 10%, é possível observar que ocorreu pouca variação nessa variável, tendo apresentado a menor mediana da resistência à compressão dentre os intervalos estudados. Nota-se também que, embora tenha apresentado uma proximidade com aquele referente à salinidade de 5%, quando comparados aos resultados dos experimentos de 0%, a resistência à compressão para salinidade de 10% apresentou uma tendência consideravelmente inferior àquelas observadas para aquele grupo de corpos de prova.

A Tabela 15 mostra os parâmetros, Média e Desvio Padrão, da resistência à compressão do concreto para estes níveis de alcalinidade.

Tabela 15 – Parâmetros da resistência à compressão do concreto (MPa) para diferentes níveis de teor de sal (%) (Fonte: Autor).

Parâmetros	Teor de sal (%)		
	0	5	10
Média	28,75	26,29	23,31
Desvio padrão	3,86	5,46	0,90

De acordo com a Tabela 15, observa-se que, quando se consideram as variações e valores de média ($28,75\pm3,86$ MPa e $23,31\pm0,90$ MPa), há indícios de que pode haver diferenças significativas entre corpos de prova com níveis de teor de sal 0 e 10%. Admitindo variações dentro daquelas indicadas pelo desvio padrão, não se observam indícios de diferenças significativas entre corpos de prova com níveis de teor de sal de 0 e 5% ($28,75\pm3,86$ MPa e $26,29\pm5,46$ MPa). Também não são observados sinais de diferenças significativas entre os corpos de prova com 5 e 10% de teor de sal ($26,29\pm5,46$ MPa e $23,31\pm0,90$ MPa).

A partir dos resultados, acredita-se que a presença do cloreto de sódio na água de amassamento do concreto, dependendo da porcentagem incorporada, pode influenciar de forma negativa na resistência à compressão deste concreto, o que condiz com alguns trabalhos encontrados na literatura. Para Cavalcante e Freire (2007), esse comportamento pode estar relacionado às reações dos cloretos com o ferro-aluminato tetracálcico e com o aluminato tricálcico para formar cloroaluminatos, podendo provocar um aumento da porosidade e, por consequência, uma diminuição da resistência do concreto.

Alguns autores atribuem a causa da menor resistência em longo prazo deste concreto à lixiviação dos produtos de hidratação (KAUSHIK e ISLAM, 1995). Para outros, a diminuição da resistência depende da química do cimento e da água do mar, do uso de materiais cimentícios suplementares e do regime de cura utilizado (YOUNIS et al., 2018).

Davoud et al. (2022) mostraram que o concreto utilizando areia e água do mar apresentou cristalização gradual do sal nos poros do concreto, o que acarretou uma porosidade total 12% maior e diâmetro médio dos poros 36% maior do que no concreto convencional, que pode ser indício de uma das causas na redução da resistência à compressão do concreto.

Outro ponto analisado, inicialmente, foi a influência da presença do cloreto de sódio na tensão de aderência entre o aço galvanizado e o concreto. Foram realizados ensaios com corpos de prova utilizando os mesmos intervalos analisados para a resistência à compressão, e os resultados são apresentados na Figura 69.

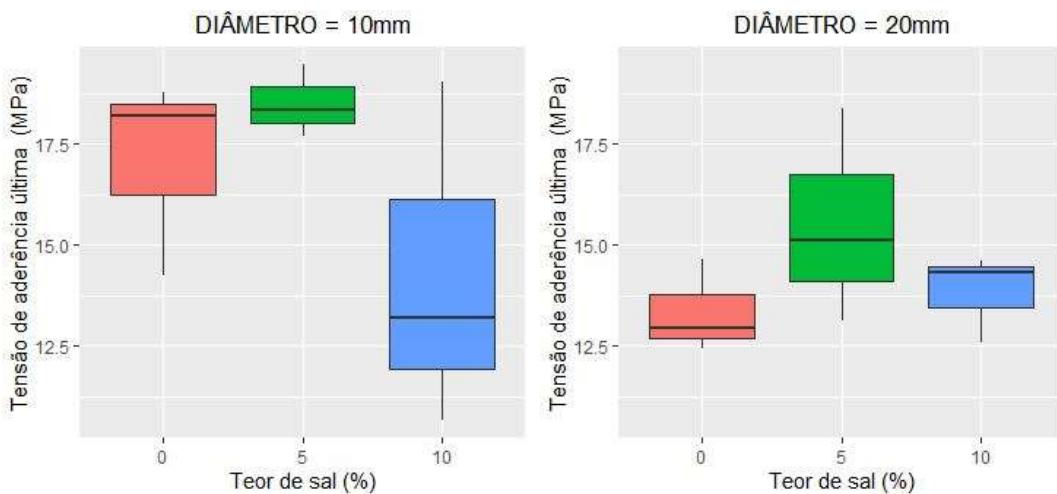


Figura 69 – Gráficos da tensão de aderência com diferentes níveis de salinidade:(a) aço com diâmetro de 10 mm e (b) aço com diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor).

Na análise dos resultados da tensão de aderência última entre os corpos de prova com 10 e 20 mm, observa-se variação de valores em intervalos semelhantes para os experimentos com teor de sal diferentes, independente do diâmetro dos corpos de prova. Nos experimentos com unidades de 10 mm de diâmetro, a maior variação da tensão de aderência ocorreu para o teor de sal de 10%, e, daqueles com corpos de prova de 20 mm, a maior variação foi observada para 5%.

O que pode ser observado também na figura acima é que as barras de menor diâmetro apresentaram maiores valores de tensão de aderência quando comparadas à de maior diâmetro. Esse comportamento pode estar associado ao menor recobrimento relativo dos corpos de prova compostos pelas barras de 20 mm, uma vez que a seção dos corpos de provas era constante (20 cm x 20 cm x 20 cm) para os dois diâmetros estudados. Isso condiz com o apresentado por Ribeiro (1985), que mostrou, nos seus experimentos, uma menor resistência de aderência para corpos de prova de 20 mm em relação aos demais estudados e associa a este mesmo motivo, ressaltando, ainda, que estes corpos de prova apresentaram um modo de ruptura de transição entre arrancamento e fendilhamento, o mesmo ocorrido com os corpos de prova do presente estudo.

O que outros autores afirmam é que o diâmetro tem pouca influência no comportamento de aderência, mas que diâmetros menores são capazes de desenvolver tensões pouco superior (LEONHARDT E MONNING (1977). Segundo estes mesmos autores, este fenômeno pode ser justificado porque as barras de menor diâmetro são mais favoráveis, visto que a relação entre a barra de aço e a força de tração correspondente

decrece com o quadrado do diâmetro da barra e linearmente com o seu perímetro. Ou seja, reduzindo-se o diâmetro de uma barra à sua metade e mantendo-se a tensão de aderência ao longo do comprimento desta barra, poderá ser utilizado o dobro do valor da tensão aplicada.

O que se verifica também a partir dos resultados é que, no caso de ambos os diâmetros, ocorreu um aumento na tensão de aderência para os corpos de prova com salinidade de 5% em comparação com 0%. No caso dos corpos de prova de 10%, nota-se uma menor tensão de aderência em relação aos com 5%. Entretanto, com valores de intervalo semelhante aos corpos de prova sem adição de cloreto de sódio (0%).

Esse comportamento apresentado na tensão de aderência pode estar relacionado a vários fatores, como, por exemplo, à diminuição da resistência à compressão do concreto, como também ao processo de reação inicial entre o aço galvanizado e o concreto fresco.

Na Tabela 16, são apresentados parâmetros, Média e Desvio Padrão dessa análise.

Tabela 16 – Parâmetros da tensão de aderência última (MPa) para diferentes níveis de teor de sal (%) (Fonte: Autor).

Diâmetro	Parâmetros	Teor de sal (%)		
		0	5	10
10 mm	Média	17,08	18,5	14,3
	Desvio padrão	2,46	0,9	4,3
20 mm	Média	13,33	15,53	13,82
	Desvio padrão	1,15	2,66	1,09

A partir da Tabela 16, é possível notar que, quando se consideram as variações e valores de média ($17,08 \pm 2,46$ MPa; $18,5 \pm 0,9$ MPa; e $14,3 \pm 4,3$ MPa), não há indícios de diferenças significativas entre corpos de prova de 10 mm de diâmetro com diferentes níveis de teor de sal. As diferenças significativas também não são esperadas para corpos de prova de 20 mm ($13,33 \pm 1,15$ MPa; $15,53 \pm 2,66$ MPa; $13,82 \pm 1,09$ MPa).

Diante dos resultados obtidos, tanto nos ensaios à compressão do concreto quanto nos de tensão de aderência, para garantir uma maior e melhor precisão na análise dos resultados deste trabalho, optou-se por utilizar, no desenvolvimento dos corpos de prova desta pesquisa, concreto com adição de 5% cloreto de sódio, que corresponde, aproximadamente, ao teor de 3% de cloreto, como já descrito no item 3.4.2.1.

4.2.2 Resultados da influência das reações entre o aço galvanizado e o concreto fresco

Um dos objetivos desta pesquisa foi prover informações que auxiliem a estabelecer resposta sobre a influência da corrosão inicial do aço galvanizado, devido à alta alcalinidade do concreto fresco no desempenho estrutural do concreto armado.

Neste sentido, para essa análise específica, foram utilizados 04 corpos de prova para cada diâmetro (10 e 20 mm) e para cada tipo de aço (galvanizado e não galvanizado), todos com concreto sem adição de cloretos (0%), e o ensaio foi realizado imediatamente após o período de cura do concreto (28 dias).

Na Figura 70, são apresentados os resultados da resistência de aderência, considerando o diâmetro e o tipo de aço utilizado.

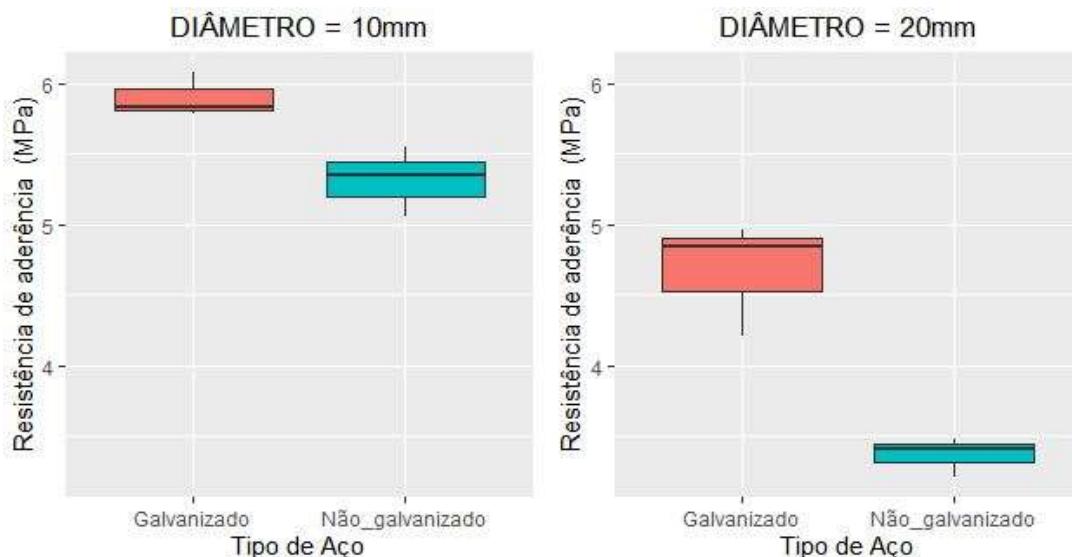


Figura 70 – Gráficos da resistência de aderência entre ensaios com diferentes tipos de aço: (a) aço com diâmetro de 10 mm e (b) aço com diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor).

A partir da Figura 70, é possível perceber, independentemente do diâmetro usado nos corpos de provas, uma tendência de a resistência de aderência apresentar valores mais altos para o aço galvanizado quando comparados ao aço não galvanizado. Nota-se que o intervalo de variação da resistência de aderência do aço galvanizado e não galvanizado não compartilha nenhum valor, independente do diâmetro utilizado. Esse comportamento foi semelhante para ambos os diâmetros estudados (10 mm e 20 mm). Em conformidade com alguns autores da literatura, que sugerem que a resistência de aderência para o aço galvanizado após 28 dias de cura é, no mínimo, comparável, quando não superior, à do aço

não galvanizado (YEOMANS, 1997). Como a aderência do concreto está relacionada à distribuição de poros e propriedades mecânicas do concreto nas proximidades da armadura, este fato está associado ao preenchimento gradual dos poros por produtos de corrosão do zinco (POKORNY' et al., 2014; BELAID et al., 2001).

Na Tabela 17, são apresentados parâmetros, Média e Desvio Padrão, dessa análise.

Tabela 17 – Parâmetros da resistência de aderência média (MPa) para diferentes níveis de teor de sal (%) (Fonte: Autor).

Diâmetro	Tipo de aço	Parâmetros	
		Média	Desvio Padrão
10	Não Galvanizado	5,32	0,24
	Galvanizado	5,9	0,15
20	Não Galvanizado	3,37	0,14
	Galvanizado	4,67	0,4

A partir da Tabela 17, é possível perceber diferenças significativas na resistência de aderência média entre corpos de prova de 10 mm com diferentes tipos de aço ($5,32 \pm 0,24$ e $5,90 \pm 0,15$ MPa), assim como para aqueles de 20 mm ($3,37 \pm 0,14$ e $4,67 \pm 0,4$ MPa).

Na Figura 71, são apresentados os resultados para tensão de aderência última em relação ao tipo de aço utilizado.

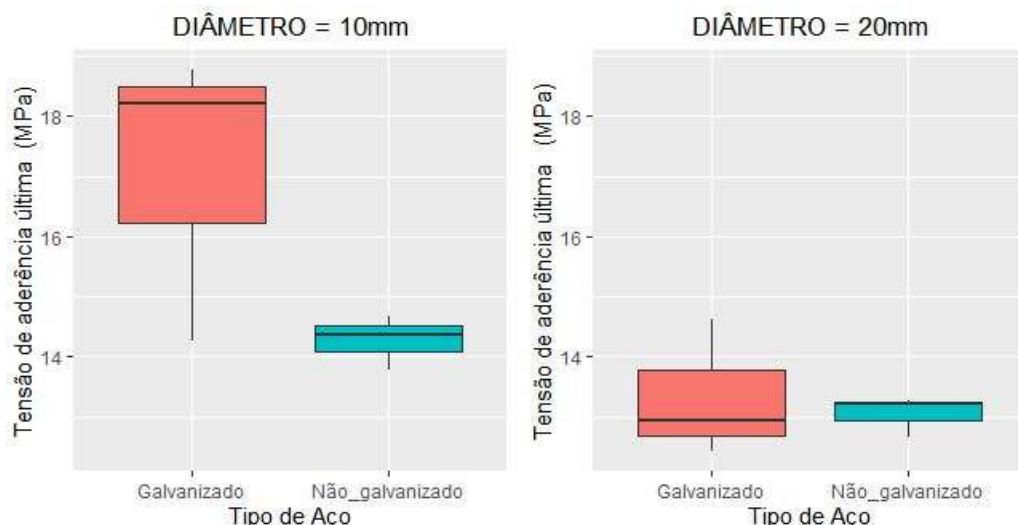


Figura 71 – Gráficos da tensão de aderência última entre ensaios com diferentes tipos de aço: (a) aço com diâmetro de 10 mm e (b) aço com diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor).

A Figura 71 sugere que não há diferenças significativas entre os níveis de tensão última para os corpos de prova com a barra de diâmetro de 20 mm. É possível notar que não apenas a mediana dos valores registrados é próxima, como a variação resultante dos ensaios resulta em intervalos de registro onde muitos valores poderiam ser compartilhados. Estes corpos de prova também apresentaram tensões de aderência última inferiores aos corpos de prova com aço de menor diâmetro (10 mm). Esse comportamento condiz com alguns estudos da literatura, os quais indicaram que, reduzindo o diâmetro das barras, obtém-se uma maior tensão de aderência última (DUCATTI, 1993; ICHINOSE et al., 2004). Segundo Ducatti (1993), um dos motivos deve-se ao fato de as barras de maior diâmetro reterem maior quantidade de água na sua face inferior, o que prejudica a sua aderência. Também devido ao fato de as armaduras de maior diâmetro disporem de nervuras com maior altura, e essa característica atua de forma negativa na forma de ruptura, pois resulta no desenvolvimento de maiores solicitações de tração no concreto circundante.

Ainda a partir da Figura 71, observa-se que, no caso dos corpos de prova com o aço de diâmetro de 10 mm, apesar de os valores da tensão de aderência estarem próximos, a mediana para o aço galvanizado é superior ao aço não galvanizado.

A Tabela 18 mostra que, quanto à tensão de aderência última, não são observados indícios de diferenças significativas entre corpos de prova de 10 mm com diferentes tipos de aço ($14,27 \pm 0,45$ MPa e $17,08 \pm 2,46$ MPa). Esses indícios também não estão presentes para corpos de prova de 20 mm ($13,04 \pm 0,34$ MPa e $13,33 \pm 1,15$ MPa).

Tabela 18 – Parâmetros da tensão de aderência última (MPa) para diferentes tipos de aço (Fonte: Autor).

Diâmetro	Tipo de aço	Parâmetros	
		Média	Desvio Padrão
10	Não Galvanizado	14,27	0,45
	Galvanizado	17,08	2,46
20	Não Galvanizado	13,04	0,34
	Galvanizado	13,33	1,15

Desta forma, assim como para a resistência de aderência, a tensão de aderência última dos corpos de prova com aço galvanizado apresentara valores, quando não semelhantes, superiores aos do aço não galvanizado. Semelhante ao relatado por Porter (1991), que

mostrou que a adesão do aço galvanizado ao concreto é, geralmente, mais elevada do que para o aço não galvanizado.

Uma outra preocupação existente, relacionada à corrosão inicial do zinco em concreto fresco, é a perda parcial ou total da espessura da camada de galvanização do aço. Na Tabela 19, são apresentados os resultados obtidos nos ensaios realizados, considerando essa reação inicial entre o aço galvanizado e o concreto fresco.

Tabela 19 – Perdas de espessuras da camada de galvanização do aço (Fonte: Autor).

Diâmetro da Barra (mm)	Espessura (μm)		Espessura eliminada (μm)	Espessura eliminada (%)
	Inicial	Final		
10	180	172	7,87	4,37
	183	172	8,12	4,51
	179	166	7,97	4,43
	180	172	8,00	4,44
20	189	179	9,81	5,19
	188	175	10,19	5,39
	194	176	10,00	5,29
	189	179	10,00	5,29

A partir dos resultados, apresentados na Tabela 19, o que se observa é que, para ambos os diâmetros, a espessura da camada de galvanização diminuiu ligeiramente quando em contato com o concreto fresco. Acredita-se que isso ocorreu em razão da corrosão inicial do zinco, devido à alta alcalinidade do concreto fresco, durante o processo de passivação do aço galvanizado.

Entretanto, a espessura perdida dos corpos de prova com aço de 20 mm apresentou uma tendência em nível superior àquela referente aos corpos de prova com aço de 10 mm. Os valores de espessura perdida tiveram uma variação pequena, tendo a espessura corroída variado em torno de 8 μm ($\approx 4.43\%$) e 10 μm ($\approx 5.25\%$), para os corpos de prova de 10 mm e 20 mm, respectivamente. Essa pequena diferença pode estar associada ao fato de as barras com diâmetro de 20 mm possuírem uma superfície de contato maior que as barras com diâmetro de 10 mm, o que favorece a uma maior reação com o concreto fresco.

A Figura 72 apresenta os gráficos a partir destes valores de espessura perdida em ambos os corpos de prova.

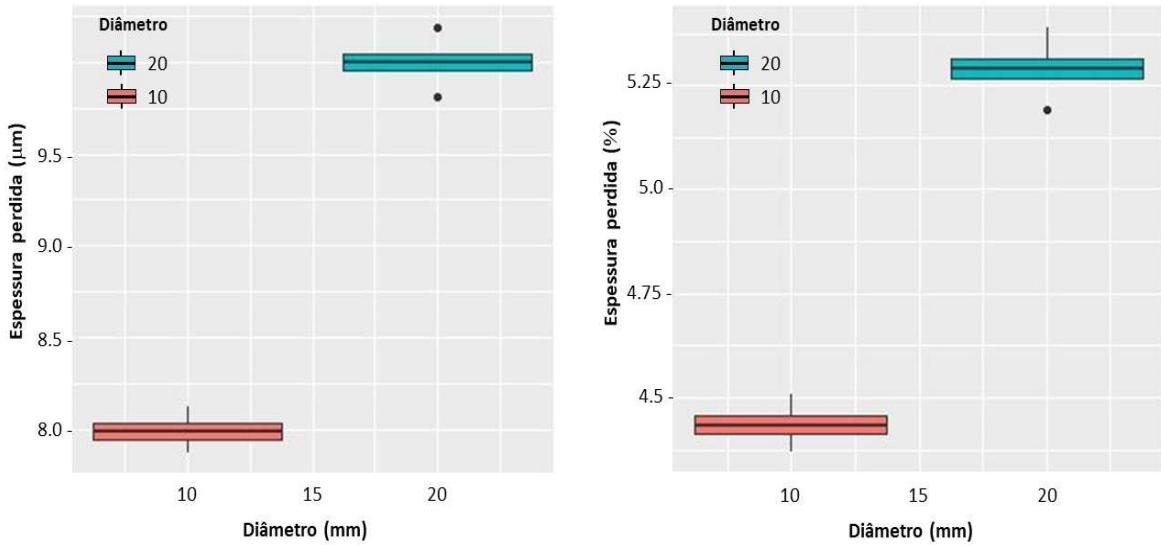


Figura 72 – Gráficos da relação entre espessura perdida de galvanização e o diâmetro do aço: (a) espessura em micrometros, (b) espessura em porcentagem (Fonte: Autor).

A partir dos resultados apresentados na Tabela 19 e na Figura 72, observa-se que os resultados obtidos estão de acordo com o discorrido por Yeomans (2004), que constatou, por meio de seus resultados, que, quando o revestimento de zinco entra em contato com concreto fresco, cerca de 10 μm do revestimento de zinco é dissolvido, não acarretando prejuízo significativo na proteção propiciada pela camada de galvanização. Esse comportamento corrobora o apresentado pelos autores Tan e Hansson (2008), que mostraram, por meio de seus experimentos, que a perda de profundidade do revestimento após dois dias de embutimento em concreto de cimento Portland comum foi insignificante.

A Figura 73 mostra um gráfico de dispersão entre a resistência de aderência e a espessura perdida da camada de galvanização.

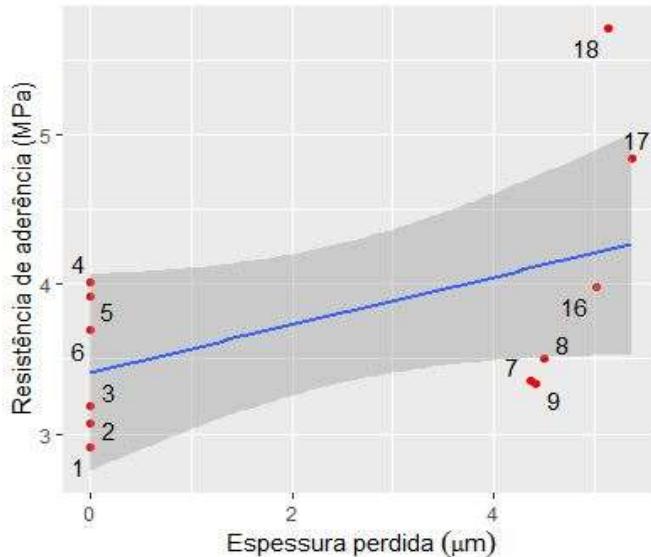


Figura 73 – Gráfico da relação entre resistência de aderência e espessura perdida da camada de galvanização (Fonte: Autor).

Em um gráfico como o apresentado na Figura 73, a proximidade dos pontos em torno de uma reta de tendência linear representa um indício de que as variáveis estão correlacionadas. No entanto, pelo gráfico, a expressiva variação em torno da reta de tendência sugere que essa associação pode não ser significativa, ou seja, pode não existir, e as duas variáveis serem independentes. Entretanto, cabe ressaltar que essa dispersão está associada também à interferência de outras variáveis, como, por exemplo, a variação de diâmetro (10 mm e 20 mm) dos corpos de prova, pois, como já visto acima, a tensão de aderência também é influenciada pelo diâmetro do aço.

Os indícios de associação com a espessura perdida da camada de galvanização são ainda menos prováveis com a tensão de aderência última, como pode ser constatado por meio do gráfico de dispersão presente na Figura 74, onde há uma variação ainda maior dos pontos em torno da reta de tendência.

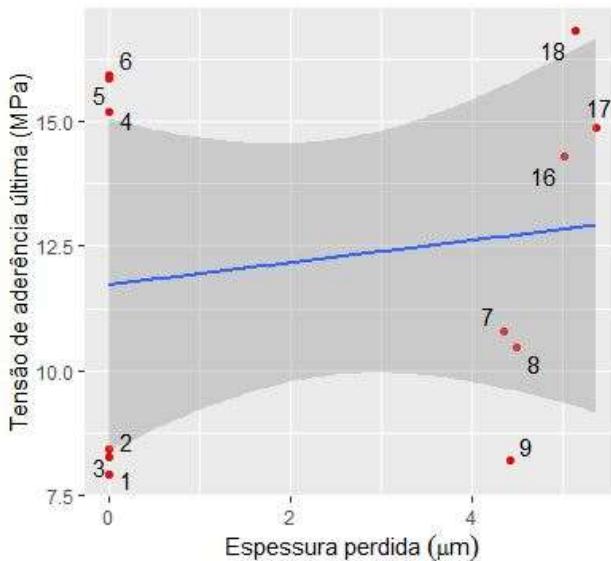


Figura 74 – Gráfico da relação entre tensão de aderência última e espessura perdida da camada de galvanização (Fonte: Autor).

A Figura 74 mostra um indício de que existem baixos níveis de associação e possivelmente não significativos, o que sugere a possibilidade de independência destas variáveis para pequenas perdas na espessura da camada de galvanização. Entretanto, como já dito anteriormente, existem outras variáveis que podem também estar influenciando na dispersão destes valores. Todavia, o que pode ser observado é que, em nenhum dos resultados obtidos, houve redução na tensão de aderência devido à corrosão inicial do aço galvanizado com o concreto fresco quando comparado ao aço não galvanizado sob as mesmas condições. O que se verifica são valores ligeiramente superiores de aderência para os corpos de prova utilizando o aço galvanizado.

Desta forma, um de nossos questionamentos foi se a corrosão inicial do aço galvanizado, devido à alta alcalinidade do concreto fresco, afeta o desempenho estrutural de estruturas de concreto armado. Tem-se que, considerando os resultados apresentados neste item, não há diferença significativa no desempenho da aderência quando utilizado o aço galvanizado ou não galvanizado, tendo a tensão de aderência dos corpos de prova com aço galvanizado apresentado valores, quando não semelhantes, superiores aos do aço não galvanizado. Isso corrobora o trabalho do professor Yeomans, mencionado anteriormente, que, a partir de testes padronizados (teste de arrancamento e teste de viga), mostrou que a resistência de aderência não é realmente afetada (YEOMANS, 2004).

4.2.3 Resultados da influência do Grau de Corrosão na Aderência

4.2.3.1 Resultados de Aderência *versus* Grau de Corrosão

A partir dos ensaios realizados nos corpos de prova submetidos ao processo de aceleração da corrosão, foi realizada a análise dos resultados obtidos, com a finalidade de verificar a influência do grau de corrosão do aço galvanizado nos valores das tensões da aderência entre o aço e o concreto. Para auxiliar esta análise de comportamento, foi utilizado o LOESS, um método não paramétrico de regressão local que estima curvas e superfícies através de suavização.

Na Figura 75, é apresentada a relação entre a resistência de aderência e o grau de corrosão para os corpos de prova constituídos de barras de aço com diâmetros de 10 mm e 20 mm, onde, inicialmente, ambos indicam um aumento nas resistências de aderência com a corrosão do aço galvanizado.

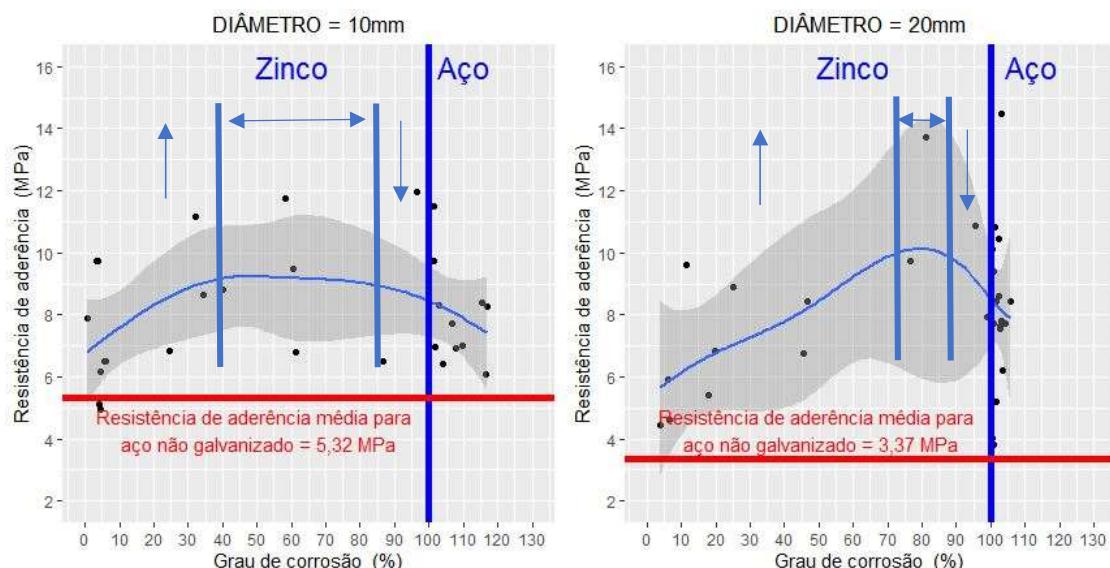


Figura 75 – Gráficos da resistência de aderência *versus* grau de corrosão: (a) aço com diâmetro de 10 mm e (b) aço com diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor).

Na Figura 75, é possível notar semelhanças nos padrões de comportamento dos corpos de prova para ambos os diâmetros. A linha média caracteriza três padrões distintos segundo o nível da corrosão: (1) corpos de prova com maiores graus de corrosão tendem a ter tensões maiores, indicando uma tendência crescente, mas as taxas aproximadamente constantes até um nível específico; (2) a partir de um determinado nível, diferenças de

desgastes por corrosão nos corpos de prova são acompanhados por pouca mudança na tensão de aderência, indicando um comportamento de estabilização até um segundo nível; (3) após esse nível, os corpos de prova com maiores graus de corrosão tendem a ter resistências de aderência cada vez menores, indicando uma tendência de decréscimo, que ocorre próximo do desgaste total da camada de zinco.

Esse comportamento referente às diferenças entre as unidades amostrais do experimento, caracterizado por esses três padrões, foi observado tanto para aqueles corpos de prova contendo barras de 10 mm de diâmetro quanto para aqueles com barras de 20 mm. No entanto, essa diferença de diâmetro distingue o comportamento da relação entre as duas variáveis quanto ao tamanho do intervalo do grau de corrosão onde cada um desses padrões é observado. Para os corpos de prova de 10 mm, o padrão de crescimento ocorreu em um estreito intervalo de diferenças do grau de corrosão, enquanto o padrão de estabilização ocorreu em um grande intervalo. Para os corpos de prova de 20 mm, o padrão de crescimento ocorreu em um grande intervalo, e o padrão de estabilização, em um curto intervalo. O padrão de decrescimento ocorreu com a aproximação da corrosão total da camada de zinco e teve pouca diferença quanto ao intervalo para corpos de prova com barras de 10 mm e 20 mm.

Os gráficos da Figura 75 também mostram o nível da resistência de aderência para os corpos de prova contendo barras de aço não galvanizado. A resistência média de aderência para o aço não galvanizado é igual a 5,32 MPa para os corpos de prova com barras de 10 mm e 3,37 MPa para aqueles com barras de 20 mm. E que as resistências de aderência para o aço galvanizado em relação ao não galvanizado tiveram comportamentos semelhantes para os dois diâmetros estudados, e, em ambos, a aderência do aço galvanizado com corrosão teve melhor desempenho frente ao aço não galvanizado e sem corrosão.

O que se pode observar, a partir dos resultados acima, é que o efeito da corrosão decorre segundo um mesmo padrão, independentemente do diâmetro dos corpos de prova. Para pequenas taxas de corrosão, este aumento na aderência pode estar relacionado ao preenchimento gradual dos poros nas proximidades da armadura pelos produtos de corrosão do zinco (POKORNY' et al., 2014; BELAID et al., 2001).

Comportamento similar ocorreu para a tensão de aderência última, conforme apresenta a Figura 76.

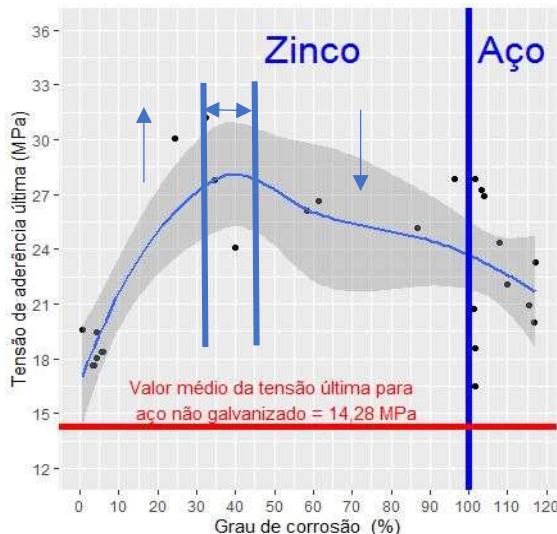


Figura 76 – Gráfico da Tensão de aderência última *versus* grau de corrosão para o aço galvanizado com diâmetro de 10 mm (Fonte: Autor).

A Figura 76 mostra a relação entre a tensão última de aderência e o grau de corrosão. O comportamento médio dessa relação é também estimado usando o método de suavização polinomial local (LOESS), apresentando uma semelhança de padrões com aqueles observados para a resistência de aderência. A linha média indica que a tensão de aderência última também é caracterizada por três padrões (o crescimento com o aumento do grau de corrosão; a estabilização, onde a tensão pouco varia com o grau de corrosão; e o decrescimento da tensão com o aumento do grau de corrosão). No entanto, observa-se um intervalo muito estreito de estabilização e um intervalo longo de decrescimento. Note-se que, próximo à corrosão total do zinco, a tensão de aderência última apresenta uma tendência de redução com a perda do material.

No gráfico da Figura 76, também é apresentada uma linha horizontal indicando qual a média da tensão de aderência última para corpos de prova de igual dimensão com aço não galvanizado (14,28 MPa).

Cheng et al. (2005), em seus experimentos, obtiveram, por volta de 6 dias de corrosão acelerada, um grau de corrosão inferior a 10% e, após 14 dias, um grau de corrosão de aproximadamente 35% e taxas de redução da resistência de aderência de 25,8% para o aço não galvanizado e 18,0% para o aço galvanizado. Todavia, no presente estudo, o grau de corrosão por volta do 10º dia do processo de corrosão acelerada chegou a um grau de corrosão inferior a 6% para ambos os diâmetros e, por volta do 38º dia de corrosão acelerada,

um grau de corrosão de aproximadamente 20% para o aço de 10 mm; por volta do 21º dia, um grau de corrosão de apenas 8% para o aço de 20 mm.

No caso da presente pesquisa, os corpos de prova com aço galvanizado, inicialmente, apresentaram um aumento na resistência de aderência de aproximadamente 50% em ambos os diâmetros, e, em seguida, com o aumento da corrosão, esse valor foi diminuindo. Todavia, os valores obtidos foram superiores à resistência de aderência do aço não galvanizado.

O gráfico da tensão de aderência última para os corpos de prova com o aço com diâmetro de 20 mm não foi possível de ser elaborado, pois a maioria destes corpos de prova romperam por fendilhamento (Figura 77), não sendo possível a obtenção dos seus valores de tensão de aderência última.

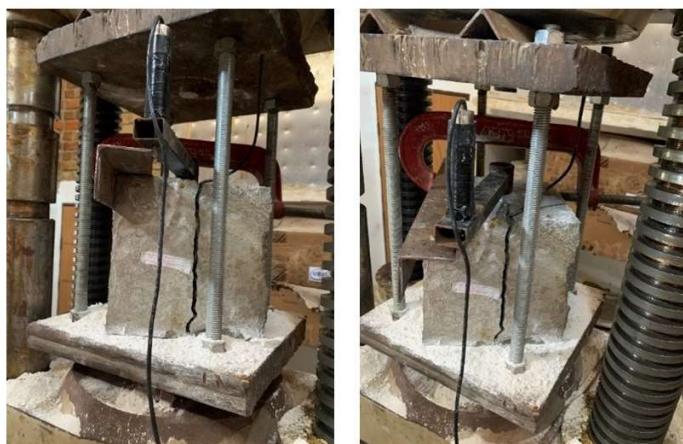


Figura 77 – Corpos de prova com ruptura por fendilhamento (Fonte: Autor).

Na Figura 78, é apresentado um gráfico com os números de corpos de prova por diâmetro e por tipos de ruptura em seus ensaios.

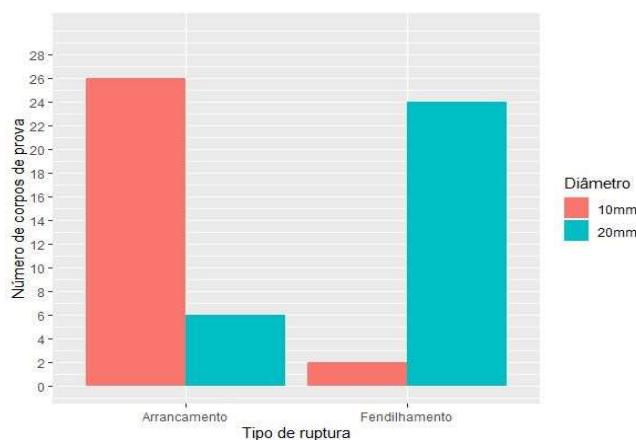


Figura 78 – Tipo de ruptura dos corpos de prova ensaiados (Fonte: Autor).

Pode-se deduzir, a partir dos resultados, que, para os corpos de prova com barra de 20 mm, o tipo de ruptura predominante foi por fendilhamento, e, no caso daqueles contendo as barras de 10 mm, por arrancamento. Isso concorda com o apresentado por Ribeiro (1985), em cujos experimentos, obteve que os corpos de prova com barra de 20 mm apresentaram um modo de ruptura de transição entre arrancamento e fendilhamento, concluindo que, como a seção transversal dos corpos de provas era constante, a barra de 20 mm era a que tinha o menor recobrimento relativo, não sendo possível uma comparação direta dos resultados apresentados por este diâmetro de barra e os demais. Também foi explicada a queda verificada em seu comportamento de aderência.

Uma das causas da predominância da ruptura por fendilhamento para os corpos de prova com aço de 20 mm pode também estar associada ao fato de estas barras possuírem uma maior área superficial de contato, consequentemente, maiores tensões radiais de tração geradas na barra, o que condiz ao apresentado por Dumêt (2003): quanto maior o diâmetro da barra do corpo de prova, maior a probabilidade de ruptura por fendilhamento, pois o diâmetro da barra influencia diretamente na tensão gerada na armadura. Outra causa para esse comportamento pode estar relacionada à baixa resistência a compressão do concreto. Corroborando o CEB (1988): quando se utiliza a metodologia do ensaio de arrancamento direto, é comum a ocorrência da ruptura brusca do concreto por fendilhamento. Ainda nesse material, explica-se que o tipo de ruptura por fendilhamento também é influenciado pela resistência do concreto e pelo diâmetro do aço. Para um concreto com menor resistência e maior diâmetro, maior a possibilidade desse tipo de ruptura.

Este comportamento também pode estar relacionado ao menor recobrimento relativo (menor confinamento) dos corpos de prova com barra de 20 mm em relação àqueles com barra de 10 mm. Todavia, isso contraria o apresentado pela FIB (2000), pois os corpos de prova com diâmetro de 20 mm, apesar de disporem de cobrimento superior a 3,5Ø, apresentaram predominância de ruptura por fendilhamento.

O que pôde ser observado também, a partir dos resultados obtidos, foi que a ruptura por arrancamento é mais comum nas barras galvanizadas não corroídas, assim como naquelas com elevado grau de corrosão. No caso das barras em que a corrosão ainda se encontrava na fase de proteção do aço, ou seja, quando a camada de galvanização não havia sido totalmente eliminada, assim como no início da corrosão do aço propriamente dito,

observou-se maior probabilidade de ruptura por fendilhamento. Especula-se que um dos motivos relacionados a este fenômeno foi o preenchimento dos poros do concreto próximos à interface do aço, pelos produtos iniciais de corrosão, ocasionando aumento na aderência entre esses dois materiais e, consequentemente, induzindo a ruptura por fendilhamento.

O que pode ser observado é que, quando a corrosão das barras de 10 mm tornou-se mais intensa, acima de 19%, observou-se a predominância da ruptura por arrancamento. Pressupõe-se que, neste caso, possa ter ocorrido um cisalhamento na camada mais superficial, separando o núcleo da capa corroída e facilitando seu deslizamento. Em relação ao diâmetro de 20 mm, o máximo do grau de corrosão obtido no aço galvanizado foi de aproximadamente 8%, e, até neste patamar, não se obteve diminuição considerável na resistência de aderência, e a tendência de rupturas por fendilhamento prevaleceu.

No intuito de se obter a tensão de aderência última dos corpos de prova com o aço de 20 mm, buscou-se atingir maior grau de corrosão para estes corpos de prova, de tal forma a proporcionar a ocorrência da ruptura por arrancamento. Para tal, os corpos de prova com barra de 20 mm foram submetidos ao processo de corrosão acelerada por um maior período, entretanto, resultou no surgimento de fissuras no concreto (Figura 79), impossibilitando-os de serem submetidos ao ensaio de arrancamento.



Figura 79 – Fissuras devido ao processo de corrosão acelerada (Fonte: Autor).

As fissuras observadas na Figura 79 podem ter ocorrido não apenas devido ao tempo de processo de corrosão acelerada, mas também por causa do valor da corrente aplicada, pois consistia no dobro do valor da aplicada aos corpos de prova com barra de 10 mm.

Isto posto, após a impossibilidade de obtenção da tensão de aderência última para os corpos de prova com barra de 20 mm, foi realizada uma análise a partir dos valores das tensões de aderências no instante da ruptura por fendilhamento destes corpos de prova, representado na Figura 80.

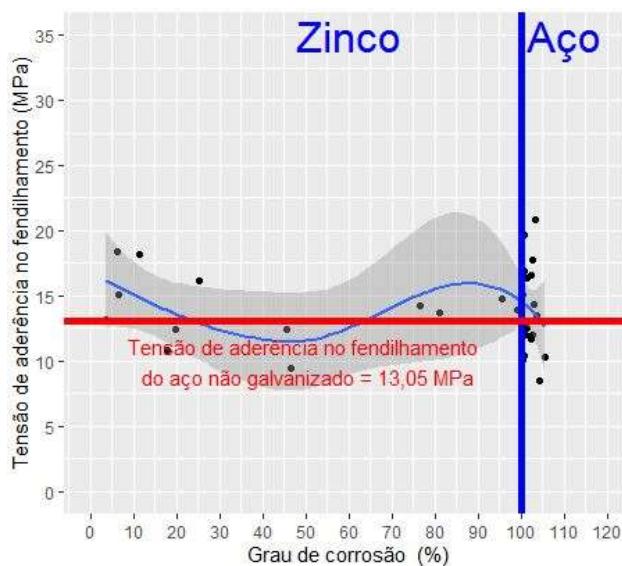


Figura 80 – Gráfico da tensão de aderência versus grau de corrosão para o aço galvanizado com diâmetro de 20 mm, no momento da ruptura por fendilhamento (Fonte: Autor).

Observam-se, na Figura 80, valores com muitas oscilações, não representando a tensão de aderência última destas amostras. Observa-se também que é apresentada uma linha horizontal, indicando qual a média da tensão de aderência última para corpos de prova de igual dimensão com aço não galvanizado (13,05 MPa).

O que se pode observar, em todos os resultados apresentados neste item, é que a corrosão influencia, sim, na resistência de aderência, conforme mostrado nas Figuras 75, 76 e 80. Nos primeiros dias, ocorre um aumento nesta resistência, e, após aproximadamente 17 dias e 11 dias de corrosão acelerada, para os aços 10 mm e 20 mm, respectivamente, ocorre uma diminuição nas resistências de aderência destes corpos de prova. Isso pode estar associado ao aumento dos produtos de corrosão na interface aço/concreto que reduzem os efeitos de intertravamento e fricção e, portanto, diminui a resistência de aderência destes materiais. Esses resultados apresentam comportamento semelhante aos relatados por Choe

et al. (2020), que, com a análise de seus resultados a partir de estudos da corrosão com barras de armadura galvanizadas por corrosão galvânica e da realização de ensaio de arrancamento, verificou que a resistência de aderência aumentou, inicialmente, com o processo de corrosão do aço galvanizado, diminuindo à medida que a corrosão do metal base progrediu.

Importante observar também, considerando os materiais utilizados neste trabalho, que o valor calculado da resistência de aderência para o aço não galvanizado, de acordo com a NBR 6118 (2014) (Equação 7), é igual a 3,26 MPa, enquanto, nos resultados dos experimentos para o aço galvanizado, obteve-se a resistência de aderência na ordem de 8,95 MPa MPa, considerando uma média de valores entre os dois diâmetros estudados, o que significa um valor cerca de 2,7 vezes superior ao admitido pela referida norma.

4.2.3.2 Resultados Aderência *versus* Deslocamento

Uma outra análise realizada foi a da tensão *versus* deslocamentos dos corpos de prova. Os gráficos presentes na Figura 81 apresentam linhas descrevendo essa relação para cada unidade usada nos experimentos.

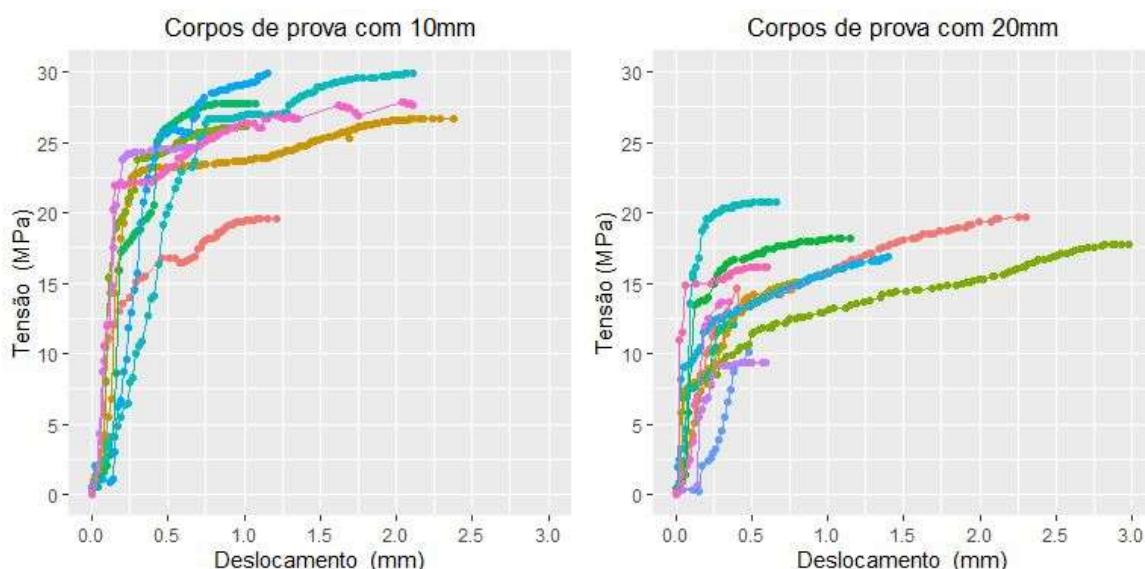


Figura 81 – Gráficos da evolução da Tensão versus Deslocamento: (a) diâmetro de 10 mm, e (b) diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor).

O que pode ser observado, a partir dos gráficos acima, é um padrão de deslocamento bem definido, indicando que não houve problemas de controle dos deslocamentos neste tipo

de ensaio. Tanto para aqueles que tinham diâmetro de 10 mm quanto para aqueles com diâmetro de 20 mm, observou-se um padrão de comportamento dessa relação.

É possível notar também que, inicialmente, grandes aumentos na tensão de aderência tendem a gerar pequenas alterações nos deslocamentos obtidos e há um nível específico dessas tensões, a partir do qual pequenos incrementos na tensão resultam em grandes aumentos nos deslocamentos observados.

Visto que todos os corpos de prova apresentaram comportamento de estabilização das tensões a partir de um determinado nível de deslocamento, estimou-se, para todos os corpos de prova, um comportamento médio usando o método de regressão local (LOESS), como apresentado na Figura 82.

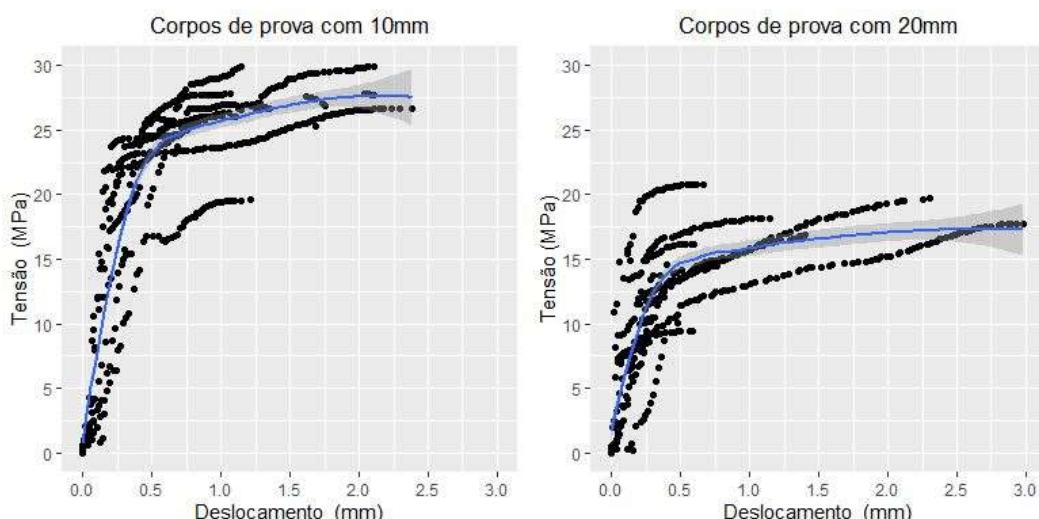


Figura 82 – Gráficos do comportamento médio da Tensão *versus* Deslocamento, usando o LOESS: (a) diâmetro de 10 mm e (b) diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor).

A partir da Figura 82, observa-se que a área hachurada em torno da curva corresponde ao seu intervalo de confiança (nível de confiança de 95%). Ou seja, quanto mais próximo à curva for esse intervalo, maior a representatividade desse comportamento médio. É possível notar também um intervalo com limites próximos das curvas, sendo a linha média representativa para descrever a relação entre tensão e deslocamento.

A Figura 83 mostra apenas o comportamento médio estimado da relação entre tensão e deslocamento para o conjunto dos corpos de prova.

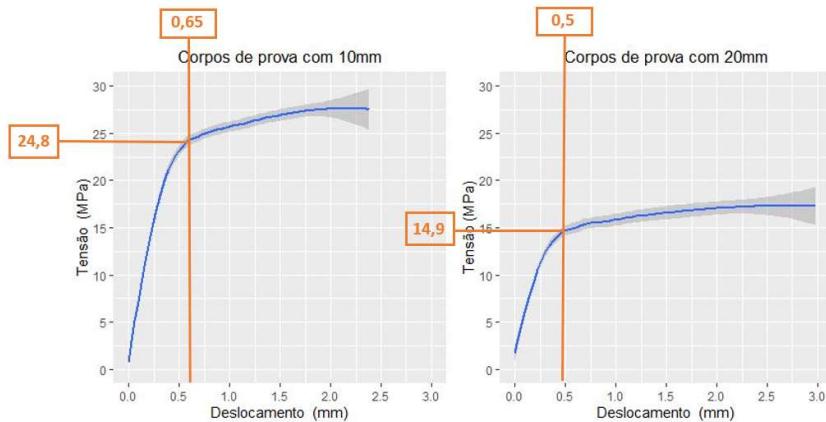


Figura 83 – Comportamento médio da Tensão *versus* Deslocamento: (a) diâmetro de 10 mm, e (b) diâmetro de 20 mm (Fonte: Autor).

Pela Figura 83, é possível observar melhor, sem a presença dos pontos, o padrão presente e identificar o deslocamento esperado a partir do qual a tensão tende a apresentar uma estabilização para o deslocamento. Esse valor corresponde à maior curvatura na linha média. Para os corpos de prova com barra de 10 mm, essa maior curvatura ocorre próximo do deslocamento de 0,65 mm, quando a tensão é de aproximadamente 24,8 MPa. Para os corpos de prova com 20 mm, a maior curvatura ocorre a aproximadamente 0,5 mm de deslocamento, onde a tensão apresenta um valor próximo de 14,9 MPa.

Observa-se que maiores confinamentos do concreto, em geral, favoreceram o desempenho da aderência. Outra observação refere-se à forma do deslocamento: para barras de diâmetro menor, o escorregamento é gradual, apresentando maior afastamento do eixo das ordenadas, sugerindo que ocorrem pequenos deslizamentos mesmo para baixos níveis de cargas. Esse fato pode estar associado a diversos fatores, tais como a velocidade de aplicação da carga, que, no caso do ensaio utilizado nesta pesquisa, difere conforme o diâmetro da barra, onde a velocidade aplicada para os corpos de prova com barra de 20 mm foi 20kgf/s, enquanto foi 5kgf/s para os corpos de prova com barra de 10 mm. Ou seja: os corpos de prova com as barras de 20 mm receberam carga numa velocidade 4 vezes maior que os corpos de prova com barras de 10 mm. Outro fator que também pode ser considerado é a relação inversamente proporcional da tensão de aderência com o diâmetro da armadura: para uma mesma carga aplicada, quanto maior for o diâmetro da barra, menor será a tensão de aderência desse corpo de prova.

Outro fator que também pode estar associado é o fato de que, como o bloco de concreto dos corpos de prova para os dois diâmetros estudados (10 e 20 mm) tinha as mesmas

dimensões, tem-se que o nível de confinamento proporcionado pelo concreto à barra era superior para as barras de menor diâmetro. Ou seja: os corpos de prova com as barras de 20 mm tinham menor grau de confinamento que aqueles com barra de 10 mm.

4.2.3.3 Resultados Grau de Corrosão *versus* Tempo de Aceleração

Outro ponto estudado nesse trabalho foi o percentual de perda de massa (grau de corrosão) em função do tempo. Para este estudo, os corpos de prova foram submetidos ao processo de aceleração da corrosão, com a aplicação de uma densidade de corrente de indução igual a $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Após o processo de aceleração da corrosão e de arrancamento, foram analisadas as perdas de massa das barras de aço, conforme especificado no item 3.4.4.

Nas Tabelas 20 e 21, são apresentados os resultados dos patamares de perda de massa e os tempos de ensaio necessários para atingi-los, de acordo com os diâmetros da barra.

Tabela 20 – Resultados de perdas de massa dos corpos dos prova com barra de 10 mm
(Fonte: Autor).

Diâmetro da barra (mm)	Tempo de corrosão (dias)	GCtotal - experimental (%)	GCzinc - experimental (%)	GCaço - experimental (%)
10	0	0,23	3,61	0,00
10	0	0,28	4,38	0,00
10	0	0,38	5,93	0,00
10	8	0,03	0,52	0,00
10	11	0,21	3,35	0,00
10	11	0,26	4,12	0,00
10	11	0,28	4,38	0,00
10	11	0,36	5,67	0,00
10	12	1,57	24,46	0,00
10	12	2,07	32,16	0,00
10	13	2,21	34,50	0,00
10	13	2,58	40,03	0,00
10	14	3,76	58,31	0,00
10	14	3,89	60,37	0,00
10	14	3,95	61,27	0,00
10	15	5,58	86,62	0,00
10	16	6,23	96,38	0,00
10	17	7,41	100	1,35
10	17	7,53	100	1,48
10	17	7,65	100	1,60
10	20	9,23	100	3,08
10	21	10,03	100	4,03
10	25	11,03	100	6,57
10	26	13,30	100	7,91
10	28	14,87	100	9,70
10	36	19,07	100	15,48
10	38	19,95	100	16,67
10	38	19,99	100	16,95

Tabela 21 – Resultados de perdas de massa dos corpos dos prova com barra de 20 mm
 (Fonte: Autor).

Diâmetro da barra (mm)	Tempo de corrosão (dias)	GCtotal - experimental (%)	GCzinc - experimental (%)	GCaço - experimental (%)
20	0	0,12	3,74	0,00
20	0	0,20	6,32	0,00
20	0	0,21	6,70	0,00
20	10	0,36	11,47	0,00
20	10	0,57	17,85	0,00
20	10	0,64	19,77	0,00
20	11	0,80	25,20	0,00
20	12	1,45	45,56	0,00
20	12	1,51	46,71	0,00
20	13	2,42	76,71	0,00
20	13	2,62	80,99	0,00
20	14	3,03	95,64	0,00
20	14	3,14	99,07	0,00
20	14	3,58	100	0,43
20	15	3,69	100	0,59
20	15	3,88	100	0,81
20	15	3,89	100	0,82
20	15	3,96	100	0,91
20	16	4,26	100	1,23
20	16	4,46	100	1,45
20	16	4,50	100	1,47
20	17	5,83	100	2,25
20	17	5,38	100	2,38
20	18	5,58	100	2,66
20	18	5,66	100	2,72
20	19	5,82	100	2,94
20	19	6,07	100	3,21
20	19	6,43	100	3,54
20	20	7,22	100	4,42
20	21	8,35	100	5,64

O que se observa, a partir dos valores acima é que, para os corpos de prova com aço de 10 mm até o 11º dia do processo de corrosão acelerada, a corrosão era apenas uma pequena porcentagem no zinco e praticamente na mesma proporção dos corpos de prova que não foram submetidos ao processo de corrosão, sendo considerado que, até este período, a concentração de cloretos na superfície do aço não havia atingido o seu teor crítico. Após isso, o grau de corrosão apresentou um aumento considerável, e, a partir de então, a corrosão foi aumentando de forma progressiva, eliminado a camada de zinco em gramatura por volta do 16º dia, tendo a corrosão do aço uma maior aceleração na corrosão.

Quanto aos corpos de prova com aço de 20 mm, observa-se um comportamento semelhante aos corpos de prova com aço de 10 mm, entretanto, com períodos distintos, para os com aço de 20 mm, onde os resultados apontam que a despassivação deste aço ocorreu por volta do 9º dia. A camada de zinco em gramatura foi eliminada por volta do 14º dia, quando a corrosão do aço teve uma maior aceleração na corrosão. Este processo mais rápido pode ter ocorrido devido à maior intensidade da corrente aplicada nestes corpos de prova.

A Figura 84 apresenta uma estimativa do comportamento médio do grau de corrosão com o tempo durante o qual os corpos de prova foram submetidos à corrosão acelerada baseado nas medidas observadas para todos os corpos de prova utilizados.

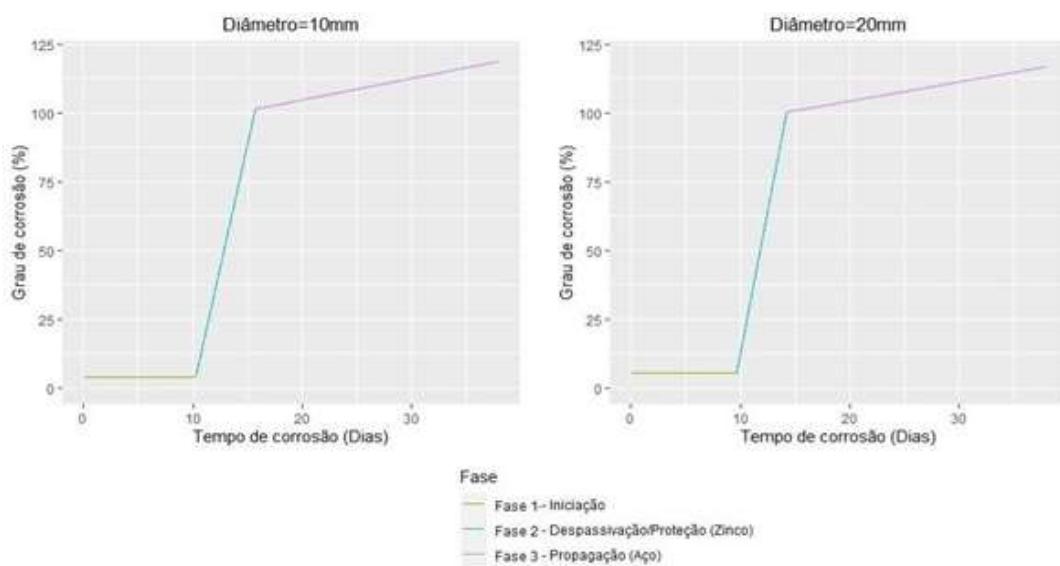


Figura 84 – Relação entre grau de corrosão e tempo de ensaio de aceleração da corrosão, descrito pelo modelo linear (Fonte: Autor).

Na Figura 85, apresenta-se um comparativo de comportamento por meio dos gráficos da relação grau de corrosão, em função do tempo obtido experimentalmente para os protótipos com o aço de diâmetro de 10 mm com o modelo de vida útil das estruturas, com base na corrosão das estruturas galvanizadas do concreto proposto neste trabalho e apresentado anteriormente na Figura 24.

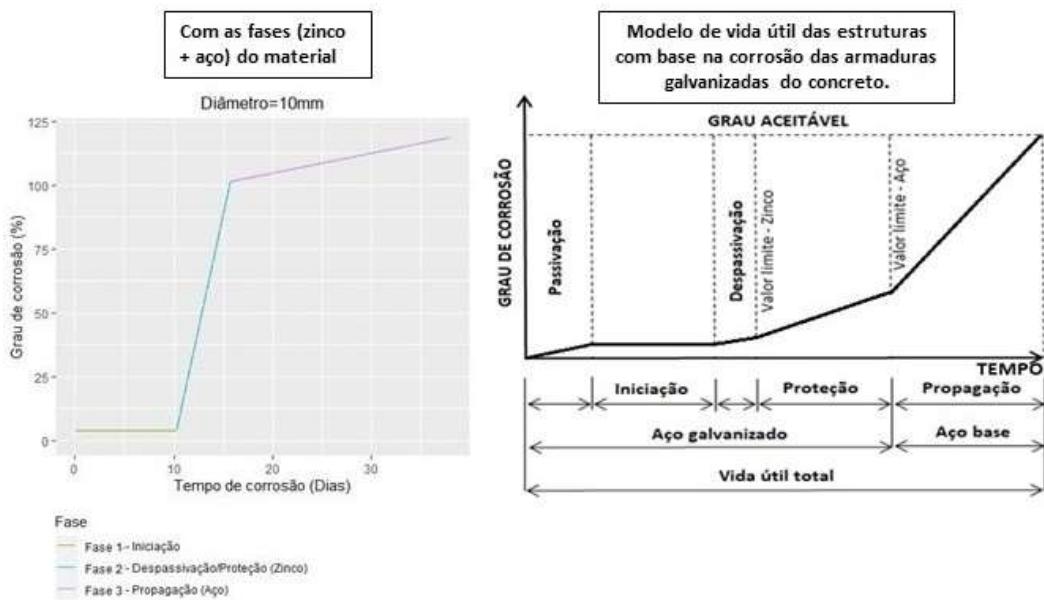


Figura 85 – Relação entre o comportamento do grau de corrosão e o tempo dos ensaios desta pesquisa e o modelo de vida útil das estruturas com base na corrosão das armaduras galvanizadas do concreto (Fonte: Autor).

A partir da Figura 85, nota-se que os gráficos com os valores para o grau de corrosão em função do tempo encontrados experimentalmente neste trabalho apresentaram comportamento semelhante ao do modelo de vida útil das estruturas com base na corrosão das armaduras galvanizadas do concreto proposto neste trabalho (Figura 24). Observa-se, em ambos, a notável delimitação de cada fase do processo de corrosão do aço galvanizado: Passivação, Iniciação, Despassivação/Proteção e Propagação. A fase de passivação do gráfico referente aos ensaios desta pesquisa, apesar de não destacada graficamente, pode ser observada, atentando-se ao eixo y, onde a coordenada inicial do gráfico é diferente de zero, o que representa a existência de uma pequena corrosão inicial, ocorrida exatamente na fase de passivação do aço, devido à reação da camada de galvanização com o concreto fresco.

Desta forma, os resultados mostraram que o modelo proposto a partir da Figura 24 representou de forma eficaz o comportamento do processo corrosivo do aço galvanizado, sendo possível observar, a partir dos gráficos da Figura 85, os períodos de passivação iniciação, despassivação/proteção e de propagação da corrosão, largamente discutidos no meio acadêmico. O que pode ser observado também, a partir dos resultados obtidos nestes ensaios, é que a relação entre grau de corrosão e o tempo apresenta comportamento distinto para o zinco (despassivação/proteção) e o aço (propagação).

Outro ponto importante observado a partir dos resultados foi a eficácia da técnica de acelerar a corrosão através do ensaio CAIM com a utilização de corrente constante, a qual mostrou-se capaz de simular adequadamente o processo corrosivo do aço galvanizado.

A seguir, são discutidas cada fase do processo corrosivo e as perdas de massa do aço galvanizado calculadas a partir dos resultados obtidos neste trabalho.

i. Passivação

A passivação corresponde ao período de concretagem e cura dos corpos de prova, onde o aço galvanizado em contato com o concreto fresco reage de forma severa, ocasionado a corrosão de parte da camada da galvanização, que corresponde ao grau de corrosão apresentado nesta fase. Esta reação cessa quando ocorre o endurecimento e cura do concreto, período em que ocorre a formação da camada passivadora do aço. Durante essa fase, a corrosão apresenta-se de forma intensa e com pouca variação de valores entre os corpos de prova. A partir dos resultados medidos, calculou-se a média e obtiveram-se os seguintes valores:

$$GC_{inicial10mm} = 3,99$$

$$GC_{inicial20mm} = 5,59$$

Onde $GC_{inicial10mm}$: grau de corrosão inicial do aço com diâmetro de 10 mm (%);

$GC_{inicial20mm}$: grau de corrosão inicial do aço com diâmetro de 20 mm (%).

ii. Iniciação

Corresponde à Fase 1 do gráfico apresentado na Figura 84, onde pode ser observado um intervalo em que os valores permaneceram constantes. Isso ocorre porque, durante essa fase, não existiu uma corrosão ativa do aço, os graus de corrosão existentes nas amostras neste período foram devido à corrosão inicial da fase de passivação.

iii. Despassivação/Corrosão da Proteção (Corrosão da camada de galvanização)

Correspondente à Fase 2, expressa nos gráficos da Figura 84. Durante estas fases, esperava-se que a corrosão ocorresse apenas na camada de galvanização, e os resultados do grau de corrosão obtidos a partir de perda massa (Equação 21, 22 e 23) apresentaram as seguintes relações:

$$GC_{zinco10mm} = -179,615 + 17,887 \cdot Tc_{10mm} \quad (\text{Equação 24})$$

$$GC_{zinco20mm} = -195,268 + 20,77 \cdot Tc_{20mm} \quad (\text{Equação 25})$$

Onde $GC_{zinco10mm}$: grau de corrosão na camada de galvanização do aço com diâmetro de 10 mm (%);

$GC_{zinco20mm}$: grau de corrosão na camada de galvanização do aço com diâmetro de 20 mm (%);

Tc_{10mm} : tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 10 mm (h);

Tc_{20mm} : tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 20 mm (h).

iv. Propagação (Corrosão do aço)

Correspondente à Fase 3 dos gráficos da Figura 84. Durante esta fase, esperava-se que a camada de zinco já estivesse totalmente eliminada, e a corrosão ocorresse no aço base propriamente dito. Os resultados apresentaram as seguintes relações:

$$GC_{aço10mm} = 89,089 + 0,697 \cdot Tc_{10mm} \quad (\text{Equação 26})$$

$$GC_{aço20mm} = 90,31 + 0,697 \cdot Tc_{20mm} \quad (\text{Equação 27})$$

Onde $GC_{aço10mm}$: grau de corrosão no aço base com diâmetro de 10 mm (%);

$GC_{aço20mm}$: grau de corrosão no aço base com diâmetro de 20 mm (%);

Tc_{10mm} : tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 10 mm (h);

Tc_{20mm} : tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 20 mm (h).

Considerando os comportamentos da relação entre grau de corrosão e o tempo, duas questões devem ser efetuadas. Primeiramente, qual seria o tempo de corrosão onde há o fim da fase de iniciação? Nesse momento, tem-se a igualdade do grau de corrosão inicial que

representa a fase de iniciação de cada aço com a Equação (24) para o aço de 10 mm, e com Equação (25) para o aço de 20 mm. Desta forma, tem-se:

- Para o aço de 10 mm:

$$GC_{zinco10mm} = GC_{inicial10mm}$$

$$-179,615 + 17,887 \cdot Tc_{10mm} = 3,99$$

$$Tc_{10mm} = (179,615 + 17,887) / 3,99$$

$$Tc_{10mm} = 10,71 \text{ dias}$$

- Para o aço de 20 mm:

$$GC_{zinco20mm} = GC_{inicial20mm}$$

$$-195,268 + 20,77 \cdot Tc_{zinco20mm} = 5,59$$

$$Tc_{zinco20mm} = (195,268 + 5,59) / 20,77$$

$$Tc_{zinco10mm} = 9,67 \text{ dias}$$

O outro questionamento é: em qual momento se espera que a fase de proteção ocasionada pela camada de galvanização (zinc) seja corroída completamente e se inicie a fase de propagação (corrosão do aço)? Seria naquele momento referente à igualdade dos dois modelos lineares referentes a esses materiais. Assim, tem-se nesse ponto:

- Para o aço de 10 mm:

$$GC_{zinco10mm} = GC_{aço10mm}$$

$$-179,615 + 17,887 \cdot Tc_{10mm} = 89,089 + 0,781 \cdot Tc_{10mm}$$

$$Tc_{10mm} = (179,615 + 89,089) / (17,887 - 0,781)$$

$$Tc_{10mm} = 15,71 \text{ dias}$$

- Para o aço de 20 mm:

$$GC_{zinco20mm} = GC_{aço20mm}$$

$$-195,268 + 20,77 \cdot Tc_{20mm} = 90,31 + 0,697 \cdot Tc_{20mm}$$

$$Tc_{zinco20mm} = (195,268 + 90,31) / (20,77 - 0,697)$$

$$Tc_{20mm} = 14,23 \text{ dias}$$

Segundo Zheng et al. (2018), o estágio de proteção pode durar muito tempo, pois, após a ocorrência da corrosão por pite no aço galvanizado, os produtos de corrosão cobrem os pites de corrosão, inibindo a entrada dos íons cloreto, mostrando-se uma propriedade protetora, retardando, assim, o processo de propagação da corrosão do revestimento galvanizado. No caso desta pesquisa, a fase de despassivação/proteção foi iniciada entre o 10º e 11º dia do processo de aceleração da corrosão e finalizou por volta do 15º ao 16º dia, durando em torno de 5 a 6 dias para o aço com diâmetro de 10 mm. No caso do aço de 20 mm, este estágio iniciou entre o 9º e 10º dia e foi finalizado por volta de 14º e 15º dia, tendo uma duração em torno de 4 a 5 dias.

Portanto, considerando apenas o tempo, pode-se descrever o grau de corrosão esperado por:

a. Para o aço de 10 mm:

$$GC_{10mm} = 3,99, \text{ se } Tc_{10mm} < 10,26 \quad (\text{Equação 28})$$

$$GC_{10mm} = -179,615 + 17,887 \cdot Tc_{10mm}, \text{ se } 10,26 \leq Tc_{10mm} < 15,7 \quad (\text{Equação 29})$$

$$GC_{10mm} = 89,089 + 0,697 \cdot Tc_{10mm}, \text{ se } Tc_{10mm} \geq 15,71 \quad (\text{Equação 30})$$

b. Para o aço de 20 mm:

$$GC_{20mm} = 5,59, \text{ se } Tc_{20mm} < 9,67 \quad (\text{Equação 31})$$

$$GC_{20mm} = -195,268 + 20,77 \cdot Tc_{20mm}, \text{ se } 9,67 \leq Tc_{20mm} < 14,23 \quad (\text{Equação 32})$$

$$GC_{20mm} = 90,31 + 0,697 \cdot Tc_{20mm}, \text{ se } Tc_{20mm} \geq 14,23 \quad (\text{Equação 33})$$

Onde: GC_{10mm} : grau de corrosão do aço galvanizado com diâmetro de 10 mm (%);

GC_{20mm} : grau de corrosão do aço galvanizado com diâmetro de 20 mm (%);

Tc_{10mm} : tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 10 mm (h);

Tc_{20mm} : tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 20 mm (h).

O que pode ser observado é que o grau de corrosão aumenta com o tempo de aplicação de corrente. Comparando as mudanças na taxa de redução de espessura da camada de galvanização e na taxa de redução do aço, esperava-se que não houvesse redução de massa do aço até que a fase de propagação da corrosão iniciasse. Todavia, quando a corrosão no aço carbono foi iniciada, verificaram-se, em alguns corpos de prova, vestígios da camada de

galvanização. Ou seja: o revestimento de zinco não havia sido totalmente eliminado, conforme apresenta a Figura 86(e), onde se constata, simultaneamente, elevado grau de corrosão e a presença de trechos da camada de galvanização.

A Figura 86 apresenta imagens de trechos de algumas das barras analisadas.

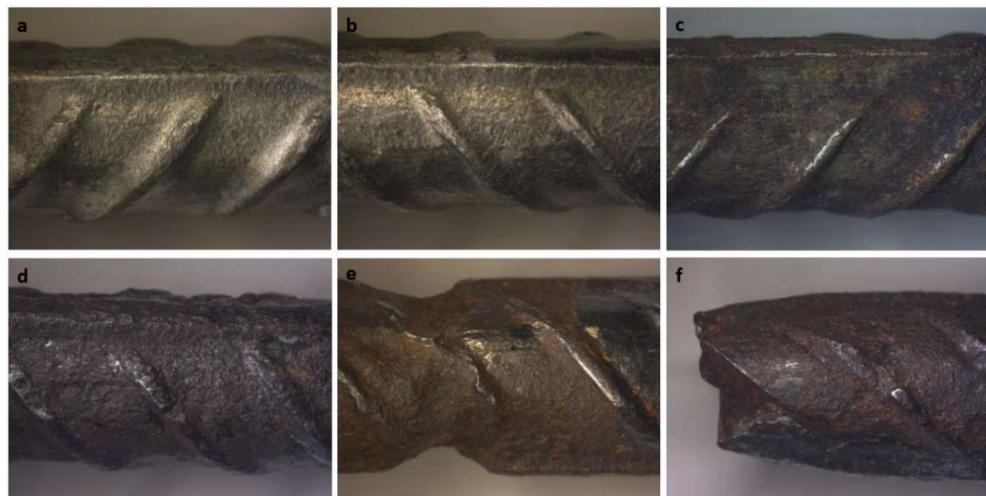


Figura 86 – Trechos de algumas das barras analisadas: (a) imediatamente após a cura, (b) 8 dias de ensaio, (c) camada de galvanização sendo eliminada, (d) corrosão generalizada, (e) corrosão por pite de forma severa e vestígios da camada de galvanização e (f) corrosão severa com deformação do aço (Fonte: Autor).

A Figura 86(a) apresenta um trecho da barra imediatamente após o período de cura do concreto, podendo ser observado que a camada de galvanização se apresentou de forma intacta. O mesmo pode ser observado na Figura 86(b), que apresenta o trecho de uma barra após 8 dias de processo de corrosão. A Figura 86(c) mostra o trecho de uma barra entre os períodos de proteção e propagação da corrosão. Já na Figura 86(d), (e) e (f), são apresentados trechos no período de propagação da corrosão, observando-se, respectivamente, (d) corrosão generalizada em um estágio avançado, (e) corrosão por pite também de forma avançada, (f) alto índice de corrosão com notável deformação (alongamento), chegando a romper o aço por tração no momento do ensaio de arrancamento.

Todas as análises estatísticas desta análise foram realizadas utilizando os dados obtidos por meio do seu programa experimental. Para tais, os dados foram lançados no software R-Project 4.3.1 e modelados através de uma análise tipo regressão linear.

Na Tabela 22, são apresentados os valores dos parâmetros e o diagnóstico dos modelos lineares utilizados nesta análise.

Tabela 22 – Parâmetros e diagnóstico dos modelos lineares do grau de corrosão (Fonte: Autor).

Tipo de informação	Valores estimados e calculados			
	Diâmetro = 10 mm		Diâmetro = 20 mm	
	Material: Zinco	Material: Aço	Material: Zinco	Material: Aço
Parâmetro de intercepto	-179,615	89,089	-195,268	90,31
Parâmetro da variável	17,887	0,781	20,77	0,697
Teste t (Intercepto)	-4,681($p=0,002$)	54,428($p=<0,001$)	-2,179($p<0,001$)	142,978($p<0,001$)
Teste t (Parâmetro da variável)	6,138($p<0,001$)	11,595($p<0,001$)	15,541($p<0,001$)	18,958($p<0,001$)
Teste F	37,671($p<0,001$)	134,448($p<0,001$)	241,51($p<0,001$)	359,42($p<0,001$)
R^2	0,843	0,931	0,968	0,960
Anderson-Darling	0,263($p=0,607$)	1,096($p=0,004$)	0,437($p=0,235$)	0,286($p=0,580$)
Breusch-Pagan	0,1,802($p=0,179$)	0,919 ($p=0,338$)	1,133($p=0,287$)	4,872($p=0,027$)
Durbin-Watson	2,031 ($p=0,355$)	1,965($p=0,3181$)	1,326($p=0,052$)	1,1036($p=0,008$)

Na Tabela 22, tem-se que a corrosão do zinco, em um mesmo intervalo de tempo, tende a ser bem superior àquela observada para o aço. O que se observa é que, para os corpos de prova com aço de 10 mm de diâmetro, a cada um dia, espera-se que o grau de corrosão do zinco aumente 17,89%, enquanto, para o aço, o aumento esperado é de apenas 0,781%. Quando o corpo de prova do experimento é com aço de 20 mm de diâmetro, espera-se que, decorrido um dia do experimento, o grau de corrosão aumente em 20,77% na camada de zinco, enquanto, no aço, esse aumento tende a ser de apenas 0,697%. Portanto, espera-se que a corrosão na fase do zinco no corpo de prova seja muito mais rápida do que no aço.

Ainda conforme o Quadro 1, as estimativas de aumento esperado no grau de corrosão se mostraram significativas pelo teste T. O teste F utilizado também indica que a relação linear pode ser considerada significativa para relacionar grau de corrosão e tempo de corrosão. O poder explicativo, considerando o coeficiente de determinação (R^2) dos modelos, foi alto, e apenas o tempo de corrosão foi capaz de explicar 84,3% e 93,1% das variações no grau de corrosão, respectivamente, para os corpos de prova de 10 mm na fase do zinco e do aço. Para os corpos de prova de 20 mm, o tempo de corrosão foi capaz de explicar 96,8% e 96% da variação no grau de corrosão.

No que diz respeito à avaliação dos pressupostos, no entanto, é importante notar que há ressalvas no uso do modelo linear para descrever a corrosão do aço. Para o zinco, tivemos

a satisfação dos pressupostos requeridos, mas, para a fase do aço, esse cumprimento não ocorreu. O teste de Anderson-Darling indica que a hipótese de normalidade pode ser rejeitada para os corpos de prova com 10 mm. Já para os corpos de protótipos de 20 mm, o teste de Breush-Pagan indica ausência de homoscedasticidade, e o teste de Durbin-Watson indica que não foi satisfeito o pressuposto de independência dos erros do modelo. Uma razão pode ser amostral. Como menos corpos de prova chegaram à fase de corrosão do aço, para a fase do zinco, a informação disponível foi suficiente para ajustar um modelo onde todos os pressupostos foram cumpridos, o que talvez não tenha ocorrido para os dados da fase de corrosão do aço.

A significância dos parâmetros estimados para o modelo referente à fase de corrosão do aço leva à necessidade de considerar a relação descrita no modelo com ressalvas, o que não ocorre para o zinco.

Em paralelo à análise apresentada, foi realizada a mesma análise, levando em consideração a perda total de massa dos corpos de prova medidos experimentalmente, sem haver distinção para cada material (zinco e aço). O modelo de regressão linear foi ajustado considerando o grau de corrosão total experimental também apresentado nas Tabelas 20 e 21, e os valores obtidos nesta análise são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Parâmetros e diagnóstico dos modelos lineares do grau de corrosão experimental - Aço galvanizado (Fonte: Autor).

Tipo de informação	Valores estimados e calculados	
	Diâmetro	
	10 mm	20 mm
Parâmetro de intercepto	-3,076	-1,539
Parâmetro da variável	0,6183	0,3712
Teste t (Intercepto)	-3,768 (p<0,001)	-2,755 (0,0102)
Teste t (Parâmetro da variável)	13,388 (p<0,001)	9,744 (p<0,001)
Teste F	296,8(p<0,001)	94,95 (p<0,001)
R ²	0,8691	0,7723
Anderson-Darling	0,3387(0,4768)	0,295(0,5739)
Breusch-Pagan	3,41(0,0648)	7,9209(0,0049)
Durbin-Watson	0,4547(p<0,001)	0,4409(p<0,001)

O que se observou através da análise estatística (Tabela 23) foi que, ao desconsiderar a fase do material no corpo de prova, os modelos lineares ajustados apresentaram-se inadequados no que diz respeito ao pressuposto de independência dos erros para os

protótipos com 10 mm e 20 mm de diâmetro. Logo, há ressalvas em considerá-lo para avaliar a relação entre grau de corrosão e tempo decorrido no experimento.

A relação do grau de corrosão com o tempo, neste caso, apresentou comportamento descrito através das Equações 34 e 35.

$$GCt_{10mm} = -3,239 + 0,06183 \cdot Tc_{10mm} \quad (\text{Equação 34})$$

$$GCt_{20mm} = -1,539 + 0,03712 \cdot Tc_{20mm} \quad (\text{Equação 35})$$

Onde GCt_{10mm} : grau de corrosão total experimental com diâmetro de 10 mm (%);

GC_{20mm} : grau de corrosão total experimental com diâmetro de 20 mm (%);

Tc_{10mm} : tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 10 mm (h);

Tc_{20mm} : tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 20 mm (h).

A Figura 87 mostra a linha de tendência estimada, sendo desconsideradas as fases (zinc + aço) do material dos protótipos usados no experimento.

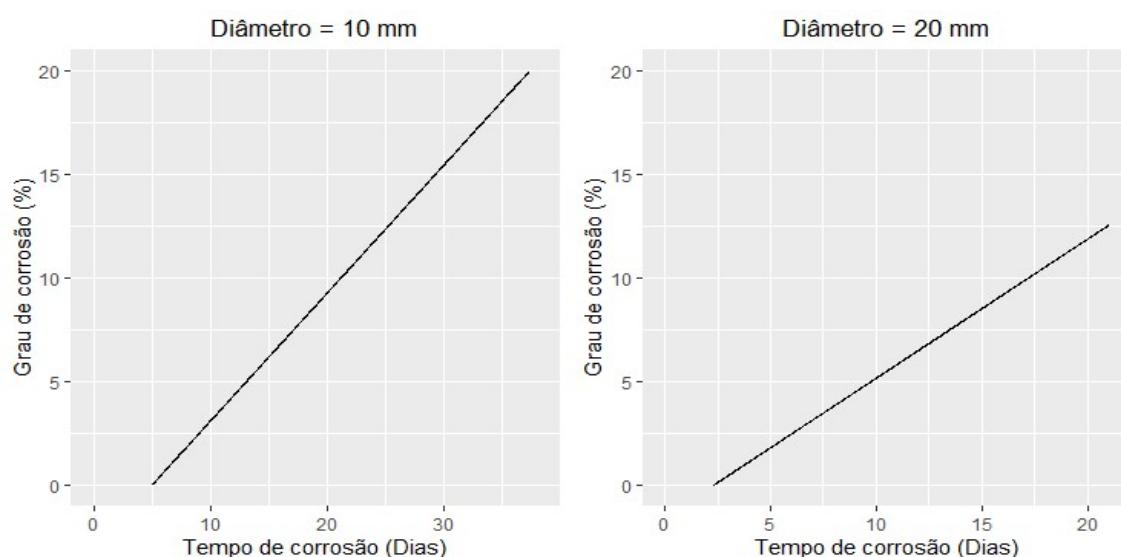


Figura 87 – Grau de corrosão em função do tempo decorrido, desconsiderado as fases (zinc + aço) do material (Fonte: Autor).

Através da Figura 87, é possível observar uma inclinação mais acentuada para os corpos de prova com o aço de 10 mm de diâmetro, onde se nota uma corrosão em percentual mais rápida do que para aqueles de 20 mm. Quanto maior a inclinação da reta de tendência, mais rápida será a corrosão.

O que também se pode observar, através da Figura 87, é que, desconsiderando as fases (zinc e aço) do material dos protótipos, o gráfico apresentou comportamento diferente do caso em que as fases (zinc e aço) foram consideradas (Figura 84), divergindo também do comportamento previsto no modelo de corrosão para o aço galvanizado no concreto armado durante sua vida útil (Figura 24), como representado através da Figura 88.

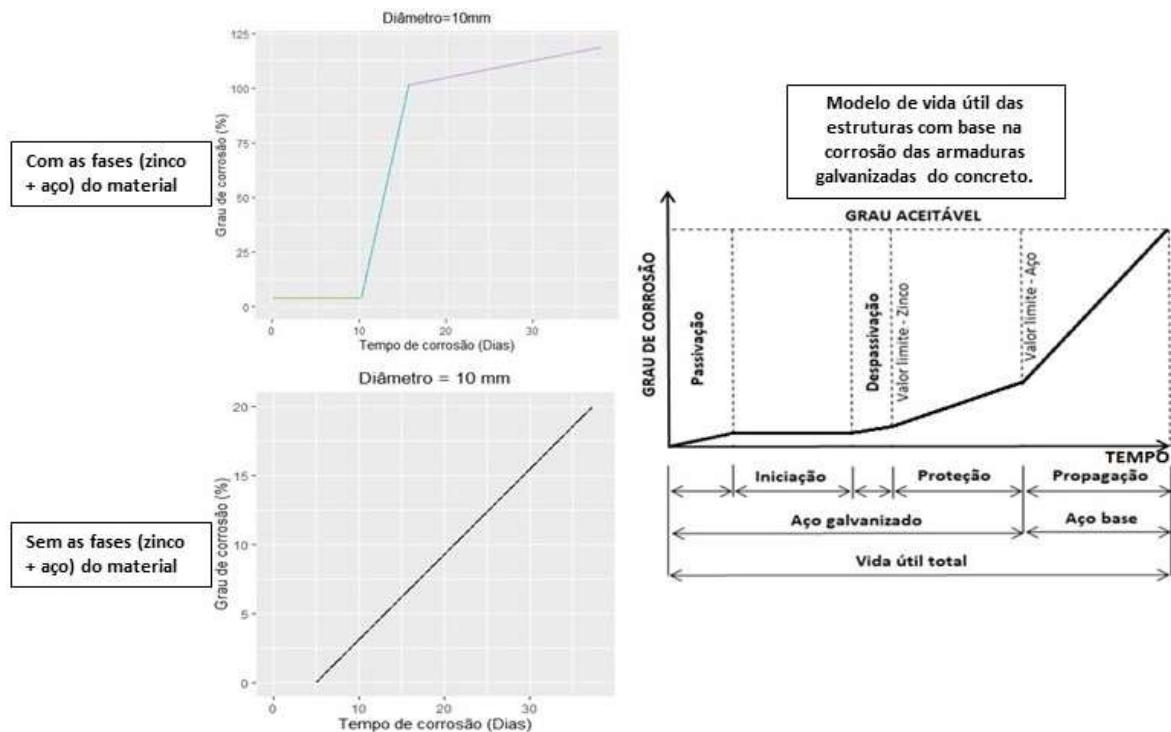


Figura 88 – Gráficos do grau de corrosão em função do tempo: considerando as fases (zinco + aço) do material, sem considerar o material por fases (zinco + aço) e o modelo de corrosão do aço galvanizado no concreto armado durante sua vida útil, proposto neste trabalho (Fonte: Autor).

Observa-se, através da Figura 88, que, ao considerar as fases (zinco e aço) do material dos protótipos, obteve-se o comportamento do grau de corrosão em função do tempo semelhante ao do modelo de corrosão do aço galvanizado no concreto armado durante sua vida útil proposto neste trabalho e apresentado anteriormente através da Figura 24. Entretanto, ao desconsiderar as fases (zinco e aço) do material dos protótipos, o gráfico apresentou comportamento distinto.

Considerando o fato de o modelo de vida útil das estruturas com base na corrosão das armaduras galvanizadas do concreto, apresentado na Figura 88 e anteriormente na Figura 24, ter sido elaborado a partir de modelos de vida útil das estruturas em concreto armado

com base no processo de corrosão de suas armaduras largamente discutidos na literatura (TUUTTI, 1982; YEOMANS, 1994), verifica-se que, ao considerar as fases (zinc + aço), os resultados representaram de forma mais eficaz o comportamento da corrosão do aço galvanizado no concreto, sendo possível observar nitidamente, a partir dos gráficos do grau de corrosão *versus* o tempo, os períodos de passivação, iniciação, despassivação/proteção e propagação da corrosão.

4.2.3.4 Resultados Carga Passante *versus* Tempo de Aceleração

Ainda utilizando a análise estatística, foi realizada uma inquirição também em relação à carga passante durante o processo de aceleração da corrosão dos corpos de prova. Como já explicado anteriormente, neste processo, foi utilizado o método da indução eletroquímica sob corrente constante, de acordo com diâmetro da barra do corpo de prova. Desta forma, após análise estatística e utilizando a Equação 19 (subitem 3.4.4), obtiveram-se os parâmetros e diagnósticos apresentados através da Tabela 24.

Tabela 24 – Parâmetros e diagnóstico dos modelos lineares da carga passante (Fonte: Autor).

Tipo de informação	Valores estimados e calculados	
	Diâmetro 10 mm	20 mm
Parâmetro de intercepto	0,000	0,000
Parâmetro da variável	0,016	0,031
Teste t (Intercepto)	2,9272 (0,0069)	-3,0829 (0,0046)
Teste t (Parâmetro da variável)	2,9283*10^16 (<0,001)	7,7000*10^16 (<0,001)
Teste F	8,5751*10^32 (<0,001)	5,9291*10^31 (<0,001)
R2	1	1
Anderson-Darling	1,048 (0,0079)	3,7393 (<0,001)
Breusch-Pagan	1,4324 (0,2314)	10,8049 (0,001)
Durbin-Watson	2,3031 (0,7359)	1,6889 (0,1448)

O que se observa, através da Tabela 24, é que a carga passante é diretamente proporcional à corrente aplicada e ao tempo de realização do ensaio. Como, neste caso, as correntes aplicadas foram constantes, a relação da carga pode ser representada, conforme o diâmetro do corpo de prova utilizado, através das Equações 36 e 37.

$$Q_{10mm} = 0,016 \cdot T_{C10mm} \quad (\text{Equação 36})$$

$$Q_{20\text{mm}} = 0,031 \cdot T_{c20\text{mm}} \quad (\text{Equação 37})$$

Onde $Q_{10\text{mm}}$: carga passante para o corpo de prova com aço de 10 mm (C);

$Q_{20\text{mm}}$: carga passante para o corpo de prova com aço de 10 mm (C);

$T_{c10\text{mm}}$: tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 10 mm (s);

$T_{c20\text{mm}}$: tempo de corrosão para o aço com diâmetro de 20 mm (s).

Desta forma, para os corpos de prova com aço de 10 mm de diâmetro, a cada um segundo de tempo no experimento, a carga passante tende a aumentar 0,016 C, enquanto, nos corpos de prova com aço de 20 mm de diâmetro, esse aumento é de 0,031 C. Apesar de terem sido verificados os pressupostos e feitos os testes de hipótese, não havia esta necessidade, devido ao fato de se tratar de uma relação determinística.

A Figura 89 apresenta os gráficos da relação da carga passante em função do tempo.

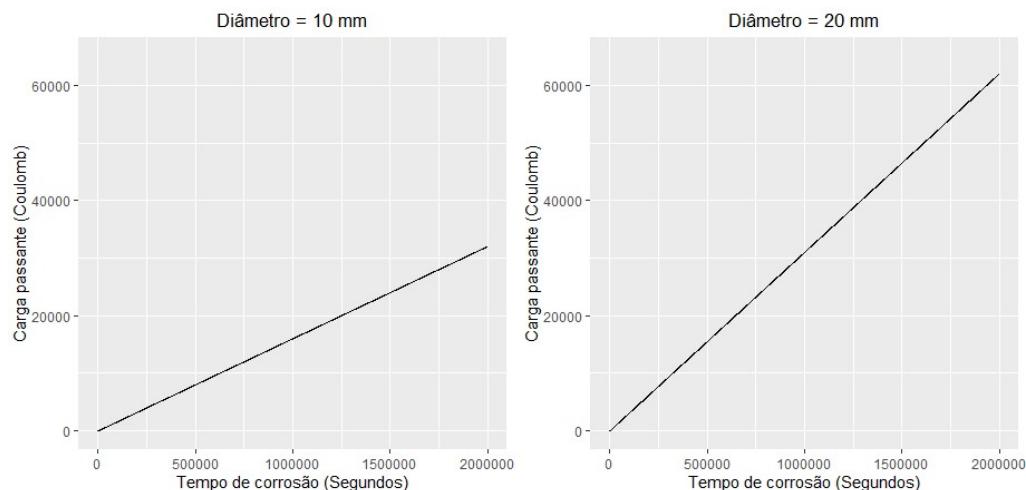


Figura 89 – Carga passante em função do tempo de ensaio (Fonte: Autor).

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo, são apresentadas as principais conclusões sobre o comportamento do aço galvanizado frente à corrosão e seu efeito na aderência, obtidas da análise dos dados provenientes do programa experimental, bem como as sugestões para os trabalhos futuros.

5.1 Conclusões finais

Este trabalho realizou uma análise do comportamento do aço galvanizado frente à corrosão devido à exposição à ambientes agressivos e seu efeito na aderência. Nesta análise, apresentou-se uma análise em relação ao comportamento do aço galvanizado frente à corrosão em soluções que simulam a água dos poros do concreto, bem como uma análise do comportamento da aderência do aço galvanizado no concreto armado frente à corrosão.

A seguir, são apresentadas as conclusões que puderam ser estabelecidas quanto à análise no comportamento do aço galvanizado frente à corrosão em soluções que simulam a água dos poros do concreto:

- i. As armaduras galvanizadas apresentam suscetibilidade a matrizes cimentícias com pH alto, indicando alta probabilidade de corrosão em ambientes com pH superior a 13,3.
- ii. Em meios com alcalinidade inferior a 13,3, as armaduras galvanizadas mostraram toda a sua capacidade de proteção contra a corrosão, apresentando desempenho superior quando comparadas as armaduras não galvanizadas, mesmo em meios carbonatados.

Diante dos resultados e análises, conclui-se que o revestimento de zinco, além de atuar como uma barreira contra agentes corrosivos, possui desempenho protetivo em relação à carbonatação do concreto, mantendo a armadura passiva, o que garante o retardo ao início da corrosão destas estruturas.

Com relação à análise do comportamento da aderência do aço galvanizado no concreto armado frente à corrosão, chegou-se às seguintes conclusões:

- i. Verificou-se que a presença do cloreto de sódio na água de amassamento do concreto, dependendo da porcentagem incorporada, pode influenciar de forma negativa na resistência à compressão deste concreto. Os corpos de prova com salinidade de 10% apresentaram menor resistência à compressão, dentre os intervalos estudados (0, 5% e 10%).
- ii. Maiores confinamentos do concreto, em geral, favoreceram um melhor desempenho da aderência, pois os corpos de prova com menores diâmetros obtiveram melhores desempenhos.
- iii. Com relação à influência da corrosão inicial do aço galvanizado devido à alta alcalinidade do concreto fresco no desempenho estrutural do concreto armado, contatou-se que não há diferença considerável no desempenho de aderência entre as barras em aço galvanizado e não galvanizado e que, quando não iguais, a resistência de aderência do aço galvanizado apresentou resultados superiores.
- iv. A espessura da camada de galvanização perdida com a corrosão inicial, devido ao contato com o concreto fresco, não acarretou prejuízo significativo na proteção proporcionada por esta camada ao aço nem diminuição na aderência.
- v. Para pequenos graus de corrosão, os corpos de prova apresentaram tensões maiores, indicando uma maior resistência de aderência entre o aço galvanizado e o concreto. Este aumento na aderência pode estar relacionado à pressão radial exercida, devido ao preenchimento gradual dos poros pelos produtos de corrosão do zinco, nas proximidades da armadura, assim como devido ao aumento da rugosidade da superfície da barra pouco corroída.
- vi. A partir de um determinado nível de corrosão, diferenças de desgastes por corrosão nos corpos de prova são acompanhados por pouca mudança na tensão de aderência, indicando um comportamento de estabilização.
- vii. Os corpos de prova com maiores graus de corrosão tenderam a ter resistências de aderência cada vez menores, indicando uma tendência de decréscimo. Esta queda pode estar relacionada ao aumento no volume dos produtos de corrosão, os quais vão sendo depositados na superfície do aço e gerando tensões que superam a resistência do concreto, podendo ocasionar fissuras e uma redução abrupta e

- rápida desta força de aderência entre o aço e o concreto, assim como a perda de área da seção transversal do aço.
- viii. A resistência à aderência do aço galvanizado com corrosão teve melhor desempenho frente ao aço não galvanizado sem corrosão.
 - ix. O efeito da corrosão sobre a aderência ocorre segundo um mesmo padrão, independentemente do diâmetro das armaduras.
 - x. Para os corpos de prova com barra de 20 mm, o tipo de ruptura predominante foi por fendilhamento e, no caso daqueles contendo as barras de 10 mm, por arrancamento, o que mostra que o diâmetro da barra influencia no tipo de ruptura, onde, quanto maior o diâmetro, maior a probabilidade de ocorrência da ruptura por fendilhamento.
 - xi. Os resultados obtidos nesta pesquisa, por meio do ensaio de arrancamento direto, mostraram que a resistência de aderência utilizada pela Norma Brasileira de estruturas de concreto é inferior ao valor obtido em laboratório. Mesmo as barras estando bastante corroídas, aproximadamente 20% nesta pesquisa, estes valores foram superiores ao da Norma. Salienta-se que a norma se refere ao aço não galvanizado.
 - xii. A técnica de acelerar a corrosão através do ensaio CAIM com a utilização de corrente constante foi eficaz. Mostrou que é capaz de simular adequadamente o processo corrosivo do aço galvanizado, pois foi possível observar, a partir dos gráficos do grau de corrosão *versus* o tempo, os períodos de passivação, iniciação, despassivação/proteção e propagação da corrosão, largamente discutidos no meio acadêmico.

Diante de todo o exposto, conclui-se que a corrosão inicial do aço galvanizado devido à alta alcalinidade do concreto fresco não afeta o desempenho estrutural do concreto armado. E que a resistência de aderência, entre o aço galvanizado e o concreto frente à corrosão, mostrou-se superior à do aço não galvanizado para pequenas taxas de corrosão. Todavia, diminui à medida que a taxa de corrosão aumenta. Além disso, a taxa de corrosão do aço galvanizado no tempo é inferior ao do aço não galvanizado, mostrando que o aço galvanizado possui maior resistência à corrosão.

5.2 Recomendações para trabalhos futuros

Salienta-se, entretanto, que, como o comportamento das armaduras galvanizadas é influenciado por diferentes fatores, as pesquisas nesta área ainda não podem ser consideradas conclusivas e completas. Desta forma, para avaliar a extensão da proteção anticorrosiva efetiva do aço galvanizado e seu desempenho estrutural, as investigações que avaliam o seu comportamento frente à corrosão devem continuar.

Abaixo, segue uma lista contendo algumas recomendações para trabalhos futuros, que poderiam ser desenvolvidos para complementar e dar continuidade à presente pesquisa, bem como ampliar e refinar o entendimento sobre o desempenho de aderência em alguns intervalos dos fatores controláveis estudados:

- i. Analisar o comportamento eletroquímico do aço galvanizado em ambientes com diferentes concentrações de íons cloreto e com distintas alcalinidades;
- ii. Analisar como a concentração de íons cloreto afeta o comportamento do aço galvanizado;
- iii. Refinar o estudo da tensão de aderência do aço galvanizado para elevadas taxas de perda de massa;
- iv. Analisar o comportamento da aderência do aço galvanizado sob efeito de temperaturas elevadas;
- v. Modelar numericamente o comportamento de aderência, usando os dados gerados neste trabalho e os disponíveis na literatura;
- vi. Avaliar diferentes relações cobrimento/diâmetro, a fim de determinar a real influência da razão c/φ no tipo de ruptura do concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas:
- ABNT. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ABNT. NBR 5738: **Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.** Rio de Janeiro, ABNT, 2015: versão corrigida: 2016.
- ABNT. NBR 5739: **Concreto – Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, ABNT, 2007.
- ABNT. NBR 7480: **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação.** Rio de Janeiro, ABNT, 2007.
- ABNT. NBR 12655: **Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento.** Rio de Janeiro, ABNT, 2015.
- ABNT. NBR NM 52: **Agregado miúdo – Determinação de massa específica e massa específica aparente.** Rio de Janeiro, ABNT, 2009.
- ABNT. NBR NM 53: **Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água.** Rio de Janeiro, ABNT, 2009.
- ABNT. NBR NM 248: **Agregados – Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro, ABNT, 2003.
- ABREU, M. S. D.; MEIRA, G. R.; CÂNDIDO T. G.; PONTES M. L. F. C. (2019): **Comportamento de armaduras galvanizadas em relação ao processo de corrosão, em meios com distintos níveis de pH.** In: 61º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. Anais... Fortaleza, 2019.
- ABREU, M. S. D.; MEIRA, G. R.; CÂNDIDO T. G.; PONTES M. L. F. C. (2020): **Resistência à corrosão desencadeada por cloretos de armaduras galvanizadas empregadas em estruturas de concreto.** In: 62º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. Anais. Florianópolis, 2020.
- ALHOZAIMY, A.; HUSSAIN, R.R.; AL - NEGHEIMISH, A. **Significance of oxygen concentration on the quality of passive film formation for steel reinforced concrete structures during the initial curing of concrete.** Cement and Concrete Composites, Volume 65, January 2016, Pages 171-176.
- ALMEIDA FILHO, F. M. **Contribuição ao Estudo da Aderência entre barras de Aço e Concreto Autoadensável.** Tese (Doutor em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.
- ALMUSALLAM, A. A.; AL-GAHTANI, A. S.; RASHEEDUZZAFAR, A. R. A. **Effect of reinforcement corrosion on bond strength.** Construction and Building Materials. Vol. 10, n. 2, p. 123-129, Mar. 1996.
- ALONSO, C.; ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M.; CASTRO, P. **Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar.** Cement and Concrete Research, v. 30, p. 1047-1055, (2000).

ALONSO, C.; CASTELLOTE, M. e CASTRO, P. **Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar.** Cement and Concrete Research v. 31, p. 835 - 838, (2001).

AL-SULAIMANI, G.J.; KALEEMULLAH, M.; BASUNBUL I. A.; RASHEEDUZZAFAR. **Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members.** ACI Structural Journals. V.87, nº 2, p. 220-231, Mar. 1990.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 408R: bond and development of straight reinforcing bars in tension.** Farmington Hills: ACI, 2003. 49p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI Committee 318: **Building Code Requirements for Structural Concrete** (ACI 318-08). Farmington Hills. American Concrete Institute, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI Committee 222: **Protection of Metals in Concrete Against Corrosion.** Farmington Hills. American Concrete Institute, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Comparing Concretes on the Basis of the Bond Developed with Reinforcing Steel** ASTM C234-91a, 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens**, ASTM A944 - 05, 2005.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard practice for preparing, cleaning and evaluating corrosion test specimens.** Annual Book of ASTM G-1 Standards. Philadelphia, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete**, ASTM C876-15, West Conshohocken, PA, 2015.

ANDRADE, C. **Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras.** Madrid: CSIC/IETcc, 1988. 122 p.

ANDRADE, C.; ALONSO C. **On-site monitoring of concrete repairs by polarisation resistance.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON REHABILITATION OF CONCRETE STRUCTURES, Melbourne, 1992. Proceedings. Melbourne: RILEM, 1992. p. 51-60.

ANDRADE, C.; ALONSO, C.; MOLINA, F.J. **Cover cracking as a function of bar corrosion:part i-experimental test**, Mater. Struct. 26 (1993), 453–464.

ANDRADE, M. C.; MACIAS, A. (1988). **Galvanized reinforcements in concrete.** In: A. Wilson, J. Nicholson, & H. Prosser (Eds), Surface coatings B 2. Elsevier, London, Chapter 3.

ANDRADE, C.; ALONSO, C.; **On-site measurements of corrosion rate of reinforcements.** Construction and Building Materials 15, 2001, 141 – 145.

ANGST, U. M.; VENNESLAND, Ø. **Critical chloride content in reinforced concrete - State of the art. Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II.** Taylor & Francis Group, p. 311- 317, London, 2009.

ARENAS, M.A.; CASADO, C.; NOBEL-PUJOL, V.; DAMBORENEA, J.D. **Influence of the conversion coating on the corrosion of galvanized reinforcing steel,** Cem. Concr. Compos. 28 (2006) 267–275.

ARUP, H. **Galvanized steel in concrete,** Materials Performance 18(4) (1979) 41-44.

AUYEUNG, Y.; BALAGURU, P.; CHUNG, L. **Bond behavior of corroded reinforcement bars,** ACI Mater. J. 97 (2) (2000) 214–220.

BALAZS G. (1986): **Bond behaviour under repeated loads.** Studi e recerche. Milan university of technology, n8, Milan. Italy, pp: 395-430.

BAKKER, R. F. M. **Initiation period.** In: Schiessl, P., ed. Corrosion of steel in concrete. London, Chapman and Hall, 1988, cap.3, p.22-55.

BAUGH, L.M.; HIGGINSON, A. **Passivation of zinc in concentrated alkaline solution – I. Characteristics of active dissolution prior to passivation,** Electrochim. Acta 30 (9) (1985) 163– 1172.

BAUTISTA, A.; GONZALEZ, J.A. **Analysis of the protective efficiency of galvanizing against corrosion of reinforcements embedded in chloride contaminated concrete,** Cem. Concr. Res. 26 (1995) 215-224.

BELAID, F.; ARLIGUIE, G.; FRANCOIS, R. **Porous structure of the ITZ around galvanized and ordinary steel reinforcements,** Cem. Concr. Res. 31 (11) (2001) 1561– 1566.

BELO, G. F. **Aderência entre o aço e concreto fresco em condições de concretagem submetidas a vibrações.** 2015. 101 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal da Paraíba (UFPB), João Pessoa, 2017.

BENTUR, A.; DIAMOND, S.; BERKE, N. S. (1997), “**Steel Corrosion in Concrete: Fundamentals and Civil Engineering Practice**” E & FN Spon.

BERTOLINI, L.; ELSENER, B.; PEDEFERRRI, P.; POLDER, R. **Corrosion of Steel in Concrete Prevention, Diagnosis, Repair,** Wiley-VCH, Weinheim, 2004. 261.

BHARGAVA, K.; GHOSH, A.K.; MORI, Y.; RAMANUJAM, S. **Suggested empirical models for corrosion-induced bond degradation in reinforced concrete,** J. Struct. Eng. 134 (2) (2008) 221–230.

BLANCO MT, ANDRADE C, MACIAS A. **SEM study of the corrosion products of galvanized reinforcements immersed in solutions in the pH range 12.6–13.6.** Br Corros J 1984;19(1):41–8.

BÖHNI, H. **Corrosion in Reinforced Concrete Structures**, Woodhead Publishing and CRC Press, London, 2005.

BOLINA, C.C. ET AL. **Estudo de corrosão das armaduras frente ao ataque por cloretos e carbonatação em estruturas de concreto armado** no laboratório de materiais de construção da Universidade Federal de Goiás. Trabalho Técnico. Goiás, 2007.

BOWSHER, B. et al. **Corrosion protection of reinforcing steels— Technical report – fib – Bulletin 49**, IFSC, Lousanne 2009.

BSI - BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 8110-1: Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction. Londres, British Standards Institution, 1997. 160p.

BURGGRABE, A.H. Einflußfaktoren für das Verbundverhalten glatter verzinkter Bewehrungsstäbe aus Stahl im Beton, Das Bauingenieur 46 (10) (1971) 366– 369.

CABRERA, J.G. **Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion**, Cem. Concr. Res. 18 (1) (1996) 47–59.

CAETANO, L. F. **Estudo do comportamento da aderência em elementos de concreto armado submetidos à corrosão e elevadas temperaturas.** 2008. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CAIRNS J., JONES K. (1995) (A): **The splitting forces generated by bond.** Magazine of Concrete Research, Vol. 47, n171, pp: 153-165

CAIRNS J., JONES K. (1995) (B): **Influence of rib geometry on strength of lapped joints: an experimental and analytical study,** Magazine of Concrete Research, Vol. 47, n172, pp: 253- 264.

AIRES CAMÕES, PAULO J. S. CRUZ, J. MIGUEL A. SÁ. **Avaliação da aderência ao betão de varões de aço galvanizado ou com revestimento epoxídico.** BE2008 – Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008 Guimarães – Portugal, 2008.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas.** São Paulo: Pini; Goiania: Editora UFMG, 1997.

CAVALCANTI, A. N.; CAVALCANTI, G. A. D. **Inspeção técnica do píer de atracação de Tambaú.** Concreto e construção, v. 57, p. 45-55, 2010.

CAVALCANTI, V.M.M.; FREIRE, G.S.S. **A possibilidade de utilização de areais marinhos como agregado na construção civil na região metropolitana de Fortaleza, Estado do Ceará.** Gravel. N°5, p. 11-24, Porto Alegre, 2007.

CHEN, E.; LEUNG, C.K.Y. **Finite element modeling of concrete cover cracking due to non-uniform steel corrosion,** Eng. Fract. Mech. 134 (2015) 61–78.

CHENG, A.; HUANG, R.; WU, J.K.; CHEN, C.H. **Effect of rebar coating on corrosion resistance and bond strength of reinforced concrete,** Constr. Build. Mater. 19 (2005) 404–412.

CHOE, H.; MUKAI, T.; SAKASHITA, M.; KANEMATSU, M. **Structural performance for r/c beam with hot-dip galvanized steel reinforcement with/without its corrosion.** 日本建築学会技術報告集 第26卷 第62号, 7-12, 2020年2月 AIJ J. Technol. Des. Vol. 26, No.62, 7-12, Feb., 2020 DOI <https://doi.org/10.3130/aijt.26.7>

CHUNG, L.; CHO, S.; JAY KIM, J.; YI, S. **Correction factor suggestion for ACI development length provisions based on flexural testing of RC slabs with various levels of corroded reinforcing bars,** Eng. Struct. 26 (8) (2004) 1013– 1026.

CHUNG, L.; JAY KIM, J.; YI, S. **Bond strength prediction for reinforced concrete members with highly corroded reinforcing bars,** Cem. Concr. Compos. 30 (7) (2008) 603–611.

CIGNA, R.; PROVERBIO, E.; ROCCHINI, G. **A study of reinforcement behaviour in concrete structures using electrochemical techniques.** Corrosion Sciense, v.35, n-5-8, p. 1579-1584, 1993.

CLARK, C.R.; JOHNSTON, D.W. **Early loading effects on bond strength.** ACI Journal Proceedings, v.80, n.6, p.532-539, Nov. 1983.

COMITÈ 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.

COLLEPARDI, M. **The new concrete,** Grafiche Tintoretto, Milano 2010.

CORNÉT, I.; BRESLER, B. **Corrosion of steel and galvanized steel in concrete,** Mater. Prot. 5 (1966) 69–72.

CPH - COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. EHE 08: **Instrucción de hormigón estructural. Madrid.** Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento de España, 2011. 804p.

DARWIN, D., MCCABE, S. L., IDUN, E. K., AND SCHÖNEKASE, S. P., **Development Length Criteria: Bars Not Confined by Transverse Reinforcement,** ACI Structural Journal Vol. 83, No. 94, November-December 1992, pp. 709-720.

DARWIN D., GRAHAM E.K. (1993): **Effect of deformation height and spacing on bond strength of reinforcing bars.** ACI Structural Journal, Vol. 90, n6, pp: 646- 657.

DARWIN, D.; BROWNING, J.P.; O'REILLY, M.; XING, L.; JI, J. **Critical chloride corrosion threshold of galvanized reinforcing bars,** ACI Mater. J. 106 (2009) 176-183.

DAVOUD V.; XING M.; REZA H.; JINMING D.; YAN Z. **Microstructural behaviour and shrinkage properties of high-strength fiber-reinforced seawater sea-sand concrete.** Construction and Building Materials 320 (2022)

DIEDERICHS U., SCHNEIDER U. (1981): **Bond strength at high temperatures.** Magazine of Concrete Research, Vol. 33, n115, pp: 75-84.

DIRKSE, T.P.; TIMMER, R **The corrosion of zinc in KOH solutions,** Electrochim. Sci. Technol. 116 (2) (1969) 162–165.

DUCATTI V.A. (1993). **Concreto de elevado desempenho: estudo da aderência com a armadura,** 1993. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 259 p

DUMÊT, T. B. (2003). **Aderência de cordoalhas em concretos de alta resistência com e sem fibras de aço.** 330p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

ECS - EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 206-1: **Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity.** Bruxelas. European Committee for Standardization, 2000. 70p.

EKOLU, O. **A review on effects of curing, sheltering, and CO₂ concentration upon natural carbonation of concrete.** Construction and Building Materials. Vol.127, 2016.

FARINA, S.B.; DUFFÓ, G.S. **Corrosion of zinc in simulated carbonated concrete pore solutions,** Electrochim. Acta 52 (2007) 5131–5139.

FIB BULLETIM 10: Fédération Internationale de Béton **Bond of reinforcement in concrete, State-of-art report,** Bulletim N° 10. Ed. by Fib Task Group 4/2 bond models, Convener Ralejs Tepfers, 427 pp, 2000.

FIB - FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Bulletin n° 34: **Model code for Service Life Design.** Lausana, Suíça. International Federation for Structural Concrete, 2006. 116p.

FIGUEIREDO, E.P.; MEIRA, G. **Corrosão das armaduras das estruturas de concreto – Boletim Técnico nº 3.** Mérida, México: ALCONPAT, 2013. Disponível em: bps.com.br/Alcompat/Boletim_6/Alcompat_Boletim_6/files/assets/basic-html/index.html#page1 Acesso em: 23 jun. 2022.

FIGUEIREDO, E.P. **Concreto – Ensino, Pesquisa e Realizações**, in ISAIA, G. C., São Paulo, IBRACON, 2005

FERNANDES, D.V. **Estudo da aderência de barras de aço coladas ao concreto com resina Epóxi**. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, 160 p, 2011.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1995. 265p.

GENTIL, V. **Corrosão**. 3^a ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996. 345 p.

GLASS, G.K.; BUENFELD, N.R. **The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete**. Corrosion Science, v.39, n.5, p.1001-1013, Mai. 1997.

GONI, S.; ANDRADE, C. **Synthetic concrete pore solution chemistry and rebar corrosion rate in the presence of chlorides**. Cement and Concrete Research: Nova York, vol. 20, nº 14, jul 1990.

GONZALEZ, J. A.; ANDRADE, C. **Effect of carbonation, chlorides and relative ambient humidity on the corrosion of galvanized rebars embedded in concrete**. British Corrosion Journal, v. 17, n. 1, p. 21-28, 1982

GONZÁLEZ, J. A. **Control de lá corrosión: estudio y medida por técnicas eletroquímicas**. Ed. CSIC. Madrid, 1989. Capítulo V.

GRAEFF, A. G. **Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado**. 2007. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

HAMAD, B. S. **Bond strength improvement of reinforcing bars with specially designed rib geometries**. ACI Structural Journal, Michigan, v.92, n.1, p. 3-13, 1995.

HEGYI, A.; VERMES_AN, H.; RUS, V.; VERMES_AN, G. **The increased durability of reinforced concrete with hot dip galvanized rebars**, Int. Rev. Appl. Sci. Eng. 1 (1–2) (2010) 45–50.

HELENE, P.R.L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 231p. Tese (Livre-Docência) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

HIME, W.G.; MACHIN, M. **Performance variances of galvanized steel in mortar and Concrete**, Corrosion 49(10) (1993) 858-860.

HKBD - HONG KONG BUILDING DEPARTMENT. **Code of practice for precast concrete construction**. Hong Kong. Buildings Department, 2016. 85p.

HUELVA, M. M. **Comportamiento de estructuras de hormigón armado con una deficiente transferencia de tensiones hormigón-acero. Análisis experimental y propuesta de un modelo de evaluación estructural.** Tesis Doctoral. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID, 2005.

ICHINOSE, T. ET AL. **Size effect on bond strength of deformed bars.** Construction and Building Materials, v.18, n.7, p.549-558, Set. 2004.

JANDOVSKI, I.; LANTELME, E.; KULAKOWSKI, M. P.; CAMPAGNOLO, J.L.; DAL MOLIN, D.C.C. **A influência da espessura do cobrimento no fenômeno da corrosão de armaduras.** In: VII CONGRESSO REGIONAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA E TECNOLOGIA EM ENGENHARIA. Anais... Joinville: FEJ/EDESC, 1992.

JIN, M.; XU, J.X.; JIANG, L.H.; GAO, G.F.; CHU, H.Q.; XIONG, C.S.; GAO, H.L.; JIANG, P. **Electrochemical characterization of a solid embeddable Ag/AgCl reference electrode for corrosion monitoring in reinforced concrete,** Electrochemical, 82 (2014) 1040–1046.

JSCE - JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Guidelines nº 15: **Standard specifications for concrete strutures – Design.** Tóquio. Japan Society Of Civil Engineers, 2010. 503p.

KASK, K.; RAWN, J.D.; DELORENZO, D. **General Chemistry**, Wm. C. Brown Publishers, USA-Dubuque, 1993.

KAUSHIK, S.K.; Islam, S. **Suitability of sea water for mixing structural concrete exposed to a marine environment,** Cem. Concr. Compos. 17 (1995) 177–185, [https://doi.org/10.1016/0958-9465\(95\)00015-5](https://doi.org/10.1016/0958-9465(95)00015-5).

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.

KIVELL, A. **Effects of Bond Deterioration Due to Corrosion on Seismic Performance of Reinforced Concrete Structures (Master thesis),** University Canterbury, New Zealand, 2012.

KROPP, J.; ALEXANDER, M. **Transport mechanisms and definitions. In: Performance and concrete criteria as a criterion of its durability,** 1995, London: Chapman Hall, RILEM Technical committee TC-116.

LAMBERT, P.; PAGE, C. L.; VASSIE, P. R. W. **Investigations of reinforcement corrosion - electrochemical monitoring of steel in chloride contaminated concrete.** Materials and Structures, v. 24, p. 351-358, 1991.

LEE, H.; NOGUCHI, T.; TOMOSAWA, F. **Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion**, Cem. Concr. Res. 32 (8) (2002) 1313–1318.

LEONHARDT, F; MOMMIG, E. **Construções de Concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 1^a Ed. Rio de Janeiro: Interciência, vol. 1 e 3, 1977.

LIMA, R.C.A. **Investigaçāo do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. 2005. 241p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

LIU, M.B.; COOK, G.M.; YAO, N.P. **Passivation of zinc anodes in KOH electrolytes**, Electrochem. Sci. Technol. 128 (8) (1981) 1663–1668.

MAAHN, E.; SORENSEN, B. (1986). **The influence of microstructure on the corrosion properties of hot-dip galvanized reinforcement in concrete**.

MA Y.; GUO Z.; WANG L.; ZHANG J. - **Experimental investigation of corrosion effect on bond behavior between reinforcing bar and concrete**. Construction and Building Materials 152 (2017) 240–249.

MACIAS A, ANDRADE C. **Corrosion rate of galvanized steel immersed in saturated solutions of Ca(OH)₂ in the pH range 12–13.8**. Br Corros J 1983;18(2):82–87.

MACÍAS A.; ANDRADE, C. **Corrosion of galvanized steel reinforcements in alkaline solutions. Part 1: Electrochemical results**, Br. Corros. J. 22 (1987) 113–118.

MACÍAS A.; ANDRADE, C. **Corrosion of galvanized steel reinforcements in alkaline solutions. Part 2: SEM study and identification of corrosion products**, Br. Corros. J. 22 (1987) 119–129.

MAGALHĀES, T. A., **Análise da penetração de íons cloreto em compósitos cimentícios contendo diferentes teores de escória de alto forno**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia – 2019.

MALVAR L. J. (1991): **Bond of reinforcement under controlled confinement**. NCEL Technical Note. N-1833. Sponsored by office of naval research, 38 pp.

MALVAR L. J. (1992): **Confinement stress dependent bond behaviour. Part I: Experimental Investigation**. Proceedings International Conference Bond in Concrete: from Research to Practice, CEB-RTU (Riga Technical University), Riga, Latvia, pp: I.79–I. 88.

MARDER A.R., **The metallurgy of zinc-coated steel**, Prog. Mater Sci. 45 (3) (2000) 191–271.

MEDEIROS, M. H. F.; HELENE, P. **Migração de íons cloreto no concreto-fluência da consistência, relação água/cimento e consumo de cimento.** Revista IBRACON, São Paulo, ano XI, n. 32, 53-65 p., Fev/Mar/Abr 2003.

MEIRA, G. R. (2017). **Corrosão de armaduras em estruturas de concreto: Fundamentos, diagnóstico e prevenção** / Gibson Rocha Meira. – João Pessoa: IFPB.

MENZEL K. **Zur Korrosion von verzinktem Stahl in kontakt mit Beton – IWB** (Mittelungen), Universität Stuttgart, 1992.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais.** 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais.** 2^a ed. São Paulo: IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto, 2014. 782 p

MINOR, J.; JIRSA, J.O. **Behavior of bent bar anchorages.** ACI Journal Proceedings, v.72, n.4, p.141-149, Abr. 1975.

NZS - NEW ZEALAND STANDARDS. NZS 3101: **Concrete structures standard– part 1. The design of concrete structures.** Wellington, New Zealand Standard. 2006. 309p.

PEREIRA, E. V., 2006. **Protecção de estruturas metálicas.** Apresentação, Lisboa.

PERNICOVÁ, R.; DOBIAS, D.; POKORNÝ, P. **Problems connected with use of hot-dip galvanized reinforcement in concrete elements.** Modern Building Materials, Structures and Techniques, MBMST 2016. Procedia Engineering 172 (2017) 859 – 866.

PLIZZARI, G. A.; DELDOSSI M. A.; MASIMO S. (1998): **Transverse reinforcement effects on anchored deformed bars.** Magazine of Concrete Research, Vol. 50, n2, pp: 161-177.

POKORNÝ, P. **The influence of galvanized steel on bond strength with concrete,** Koroze a ochrana materiálu 56 (4) (2012) 119–135.

POKORNÝ, P., BALÍK, L., KOLÍSKO, J., NOVÁK, P. **Description of structure of Fe-Zn intermetallic compounds present in hot-dip galvanized coatings on steel,** Metalurgija 54 (4) (2015) 707–710.

POKORNÝ, P.; KOURÝL, M.; HRDLIC̄KA, L.; SIMON, P. **Faktory ovlivňující soudržnost povlakované vyztužené s betonem,** Tribotechnika 2 (2014) 80–82.

POKORNÝ, P.; TEJ, P.; KOURÝL, M. **Evaluation of the impact of corrosion of hot-dip galvanized reinforcement on bond strength with concrete – A review.** Construction and Building Materials 132 (2017), p. 271-289.

PORTRER, F. C. **Zinc handbook: properties, processing and use in design**. Marcel Dekker, New York, 1991.

PORTRER, F. C. **Corrosion Resistance of Zinc and Zinc Alloys**, Marcel Dekker, New York, 1994

POURBAIX, M. **Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions**. Brussels: CEBELCOR, Houston-Texas, 1974. 644 p.

POURBAIX, M. **Lições de Corrosão Eletroquímica**. Tradução de M. Elizabeth M. Almeida e Cristina M. Oliveira. 3. ed. Bruxelas: CEBELCOR, 1987. 421p.

RIBEIRO, J. L. D., **Análise Experimental dos fatores que influenciam a aderência em barras nervuradas**. Porto Alegre 1985. 180pps.Tese (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul -RS.

RILEM-FIP-CEB, **Essai portant sur l'adherence des armatures du beton. 1.Essai par flexion (7- II-28D). 2. Essai par traction (7-II-128)**, Recomamdações Provisórias. Matériaux et Constructions, v. 6, n. 32, p. 96–105, 1973.

RILEM-FIP-CEB, **Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out test, recommendation RC 6, Concrete Reinforcement Technology**. Paris, France, 1983.

ROBINSON, K.E. **The bond strength of galvanized reinforcement**. Technical report: TRA220/1956, Cement and Concrete Association, 52 Grosvenor Gardens London.

RODRÍGUEZ, P.; RAMÍREZ, E.; GONZÁLEZ, J. A. **Methods for studying corrosion in reinforced concrete**. Magazine of Concrete Research, v.46, n.167, p.81-90, 1994.

ROETHELI, B.E; COX, G.L.; LITTREAL, W.B., **Effect of pH on the corrosion products and corrosion rate of zinc in oxygenated aqueous solutions**, Met. Alloys 3 (1932) 73–76.

ROVENTI, G.; BELLEZZE, T.; GIULIANI, G.; CONTI, C.. **Corrosion resistance of galvanized steel reinforcements in carbonated concrete: effect of wet-dry cycles in tap water and in chloride solution on the passivating layer**. Cement and Concrete Research, vol. 65, 2014, p. 76–84.

SCHIESSL, P. **Influence of the composition of concrete on the corrosion protection of the reinforcement**. In: International Conference on Concrete Durability, 1987, Atlanta, USA. Proceedings. Detroit: American Concrete Institute, 1987, p.1633-1649 (ACI Special Publication 100).

SCOTT, A.; ALEXANDER, M. G. **Effect of supplementary cementitious materials (binder type) on the pore solution chemistry and the corrosion of steel in alkaline environments**. Cement and Concrete Research, v. 89, p. 45-55, nov. 2016.

SHIH T.S., LEE G.C., CHANG K.C. (1988): **High strength concrete-steel bond behavior at low temperature**, ASCE, Journal of Cold Regions Engineering, Vol. 2, n4, pp: 157-168.

SOYLEV, T.A.; FRANÇOIS, R. **Quality of steel-concrete interface and corrosion of reinforcing steel.** Cement and Concrete Research, vol. 33, 2003, p. 1407–1415.

SORETZ, S.; HOLZENBEIN, H. (1979). **Influence of rib dimensions of reinforcing bars on bond and bendability.** ACI Journal, v. 76, n. 1, p.111-128, Jan.

STANISH, K.; HOOTON, R.D.; PANTAZOPOULOU, S.J. **Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete,** ACI Struct. J. 96 (6) (1999) 915–921.

STEIN, K. J. **Avaliação experimental dos efeitos combinados de corrosão e fadiga em vigas de concreto armado.** 2016. 80 p. Trabalho de conclusão de curso – Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

TAN, Z.Q.; HANSSON, C.M. **Effect of surface condition on the initial corrosion of galvanized reinforcing steel embedded in concrete,** (2008) Corrosion Science, 50 (9), pp. 2512-2522. Cited 47 times.

TEPFERS, R. (1973). **A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars.** Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Publication 73:2, Goteborg 1973, 328 pp.

TILANTERA T., RECHARDT T. (1977): **Bond of reinforcement in light-weight aggregate concrete.** Otanjemi, Helsinki University of Technology, Division of Structural Engineering, Publication 17, pp: 1-36.

TITTARELLI F.; BELLEZZE, T. **Investigation of the major reduction reaction occurring during the passivation of galvanized steel rebars.** Corrosion Sciense 52 (2010) 978-983.

TORRES, A.S. **Avaliação da sensibilidade do CAIM – corrosão acelerada por imersão modificada – frente ao processo de corrosão de armaduras de concreto armado.** 2006. 159 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de PósGraduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete,** CBI Forskning 82:4, Swedish Cementand Concrete Research Institute, Stockholm, 1982.

UNE 36740:98 "Determinación de la adherencia de las barras y alambres de acero para hormigón armado. Ensayo de la viga", AENOR, 1998.

VANDEWALLE L. (1992): **Theoretical prediction of the ultimate bond strenght between a reinforcement bar and concrete.** Proceedings International Conference Bond in Concrete: from Research to Practice, CEB-RTU (Riga Technical University), Riga, Latvia, pp: 1.1-1.8.

VIEIRA, F.M. P. **Contribuição ao estudo da corrosão de armaduras em concretos com adição de sílica ativa.** Tese (Doutorado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais), UFRGS, Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais, 2003.

YEOMANS, S. R. Performance of black, galvanized, and epoxy-coated reinforcing steel in chloride-contaminated concrete. Corrosion, 50, 1, 72-81, 1994.

YEOMANS, S. R. Galvanized steel reinforcement in concrete. Elsevier, Canberra 2004.

YEOMANS, S.R., Understanding the corrosion process for galvanized steel reinforcement in concrete, in: International Conference on Understanding Corrosion Mechanism of Metals in Concrete, MIT, Boston MA, 1997.

YOUNIS, A.; EBEAD, U.; SURANENI, P.; NANNI, A. Fresh and hardened properties of seawater-mixed concrete. Construction and Building Materials, 190 (2018), pp 276- 286.

WALKER P. R., BATAYNEH M. K., REGAN P.E. (1999): Measured and design bond strength of deformed bars, including the effect of lateral compression. Magazine of Concrete Research, Febrero, Vol. 51, n1, pp: 13-26.

WEGIAN, F.M., Effect of seawater for mixing and curing on structural concrete, IES, J. Part A Civ. Struct. Eng. 3 (2010) 235–243.

ZHANG, X. Corrosion and Electrochemistry of Zinc, Plenum Press, New York, 1996.

ZHENG, H.; DAI. J.; LI, W.; POON, C.S. Influence of chloride ion on depassivation of passive film on galvanized steel bars in concrete pore solution. Construcion and Building Materials 133 (2018) 572-580.

ZUO J., DARWIN D. (2000): Bond slip of high relative rib area bars under cyclic loading. ACI Structural Journal, Vol. 97, n2, pp: 331-334.

SITES VISITADOS

NACE INTERNATIONAL, 2016. International Measures of Prevention, Application, and Economics of Corrosion Technologies Study, disponível em: <http://impact.nace.org/documents/Nace-InternationalReport.pdf> [Acessado em 22 de fevereiro de 2022].

(Texas Instruments, 2022) Texas Instruments. LM317 datasheet. <https://www.ti.com/lit/ds/symlink/lm317.pdf> Página 15.