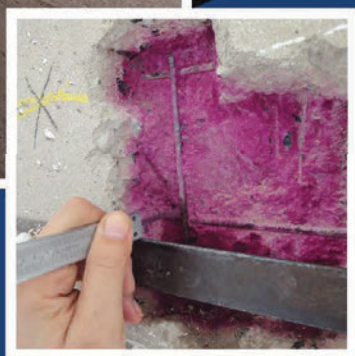


MANUAL GERDAU

CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO



*Fundamentação teórica
e procedimentos
de ensaios e análises
aplicáveis em campo
e em estudos laboratoriais*

Adriana de Araujo

Realização:



GERDAU
O futuro se molda

Apoio:



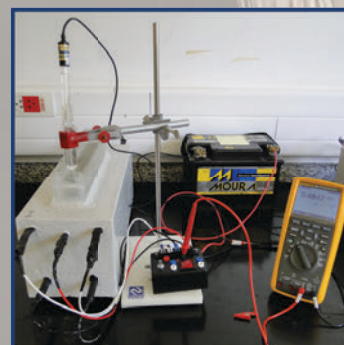
INSTITUTO DE
PESQUISAS
TECNOLÓGICAS

CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais

Adriana de Araujo

1ª edição / 2025



MANUAL GERDAU

CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais

Adriana de Araujo

A corrosão¹ das armaduras é uma das principais causas de degradação² em estruturas de concreto expostas à atmosfera. Esse processo ocorre, principalmente, devido à penetração de gás carbônico ou cloretos no concreto, que promovem a destruição do filme passivo protetor³ das armaduras. O Manual Gerdau explora a influência desses agentes e das condições ambientais na corrosão das armaduras, analisando seu impacto na vida útil das estruturas. São discutidos os mecanismos de corrosão, a interface⁴ concreto-armadura nos estados passivo e ativo, além de princípios de inspeção e diagnóstico de estruturas. Exemplos práticos complementam a explanação de uma série de procedimentos de ensaios e análises relevantes para a investigação da corrosão, tanto em inspeções de campo quanto em estudos laboratoriais, incluindo materiais e métodos de proteção.

¹ Transformação de um metal em um íon metálico pela sua interação química ou eletroquímica com o meio em que está inserido (PANOSSIAN, 1993).

² Também é chamada de deterioração, podendo ser definida como uma mudança na composição, na propriedade e/ou nas características de um material ou produto. Ela ocorre por falhas de uso, operação e manutenção e pelo surgimento de anomalias, que são irregularidades ou descaracterizações em relação à concepção original. Segundo a ABNT 16747 (2020), um agente de degradação é “tudo aquilo que, ao agir sobre um sistema, contribui para reduzir o seu desempenho”.

³ Esse filme é formado a partir do contato do aço-carbono com a pasta de cimento. Ele reduz a cinética das reações envolvidas no processo corrosivo, que passa a ocorrer de maneira tão lenta que pode ser desprezado. Desse modo, a armadura é considerada passivada. Uma vez que este filme é destruído, diz-se que a armadura está despassivada.

⁴ Superfície (área) de separação entre duas fases ou materiais. Neste Manual, adota-se esse termo também para se referir à interfase, que é a região (volume) de cada lado da interface em que as propriedades de uma delas são alteradas pela presença da outra (MARTINS, 2019).

PREFÁCIO

É com grande alegria e satisfação que a Gerdau apresenta este Manual Técnico de Corrosão de Estruturas de Concreto Armado.

Sabemos que a ciência dos metais é complexa e vai além de questões do campo da metalurgia. Um ponto importante a ser considerado é a interação dos metais com o meio e as mudanças nas propriedades ao longo do tempo. Sendo assim, o entendimento das relações metal-meio e a mitigação de efeitos, por vezes deletérios, são fatores que garantirão a capacidade resistente dos elementos e das armaduras de aço-carbono durante a vida útil das estruturas.

Este Manual oferece informações e orientações completas sobre a corrosão e formas de ocorrência, além de diversos exemplos práticos e outros extraídos da literatura técnica, relacionados a ensaios laboratoriais e de campo aplicados na investigação da corrosão, bem como na sua prevenção e mitigação em estruturas de concreto armado.

Sua autora, Adriana de Araujo, pesquisadora do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), é uma colega com reconhecimento nacional em temas de durabilidade e corrosão. Ela apoia a Gerdau em temas técnicos há mais de uma década, proporcionando embasamento para apoio a clientes e para a execução de obras emblemáticas, como a sede da Fundação Iberê Camargo, em Porto Alegre.

O IPT é uma referência no Brasil e no exterior em temas de corrosão, contando com a excelência técnica da Professora Dra. Zehbour Panossian, a quem tive a honra de ter como orientadora de dissertação de mestrado, defendida na instituição em 2019. A expertise do IPT em temas de corrosão é notável, com um extenso histórico de diversos ensaios de curta e longa duração em diferentes segmentos industriais com elevado uso de aço, agregando, assim, conhecimento prático ao Manual, que alia um consistente embasamento teórico à prática adquirida na condução de diversos ensaios laboratoriais e inspeções de campo de estruturas de concreto e metálicas.

O primeiro Capítulo deste Manual conceitua os agentes de degradação e segue com Capítulos que abordam o ambiente de exposição e os mecanismos da corrosão em concreto armado. Os Capítulos seguintes dedicam-se à interface aço-concreto, considerando o aço inicialmente passivado e posteriormente corroído. No Capítulo 6, são apresentados os conceitos de vida útil aplicados em estruturas de concreto. O Capítulo 7 trata de inspeções, descrevendo uma série de ensaios voltados a trabalhos de campo e a estudos laboratoriais. Os Capítulos 8 a 11 enfocam nas técnicas de avaliação da resistividade elétrica do concreto, do potencial de

corrosão, da carbonatação do concreto e da contaminação por cloretos. O Capítulo 12 discute o diâmetro residual das armaduras e a penetração da corrosão. Finalmente, o Capítulo 13 centra-se nas fissuras de corrosão e na aderência das armaduras ao concreto. Por fim, são feitas considerações quanto à corrosão, seguidas de um adendo com uma breve introdução às boas práticas na construção e aos métodos de proteção contra a corrosão.

O objetivo de disponibilizar este Manual a todos os profissionais da cadeia da construção civil envolvidos em estruturas de concreto armado é dar visibilidade para esse tema tão relevante, além de trazer ferramentas para a melhoria de análise, inspeção e ensaios, a fim de atendermos à vida útil mínima de projeto das nossas estruturas e correspondermos às expectativas da sociedade no que tange ao desenvolvimento sustentável.

Este conteúdo, elaborado pela pesquisadora Adriana de Araujo, é um material extremamente rico sobre o tema de corrosão e durabilidade, e espero que incentive vocês, leitores, a buscar sempre a excelência em suas obras e estruturas.

Boa leitura!

Atenciosamente,

Engº Ms. Maurício Silveira Martins
Marketing Construção Civil da Gerdau

**Adriana de Araujo**

**Pesquisadora do Instituto de Pesquisas
Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT
Laboratório de Corrosão e Proteção – LCP¹**

aaraujo@ipt.br e aaraujobonini@gmail.br.

CV: <http://lattes.cnpq.br/7121918010413028>

RESUMO DO CURRÍCULO DA AUTORA

Técnica em Edificação pela Instituição de ensino Liceu de Artes e Ofícios de São Paulo (1986), Arquiteta (1992) e Engenheira de Segurança do Trabalho (1999) pela Universidade Presbiteriana Mackenzie e Mestre em Habitação pelo IPT (2004).

Atua na indústria da construção civil há mais de 30 anos, com experiência em corrosão de metais em diferentes meios, destacando-se na corrosão em estruturas de concreto armado. Entre seus principais temas de atuação, incluem-se: patologia das construções, inspeção e ensaios de caracterização e de desempenho de metais e de sistemas de prevenção e de mitigação da corrosão, reabilitação e monitoramento das estruturas, durabilidade, medidas eletroquímicas, proteção catódica e revestimentos orgânicos.

Desde 2002, atua no IPT – LCP, desempenhando atividades laboratoriais e em campo, voltadas para os grupos de pesquisa de Materiais Avançados e de Materiais da Construção Civil. Presta serviços tecnológicos para o setor produtivo e da construção e participa de projetos de pesquisa e desenvolvimento, com ênfase na aplicação e no avanço das tecnologias de prevenção e controle da corrosão, bem como na análise e na gestão da degradação de estruturas.

¹ O LCP tem representação nos principais organismos nacionais e internacionais relacionados à corrosão. Atua fortemente como elo entre a academia e diversos setores da indústria brasileira, com ênfase nos segmentos de infraestrutura, indústria química e petroquímica, óleo e gás, biocombustíveis, energia elétrica, mineração, siderurgia, saneamento básico e logística, especialmente no modal dutoviário.

SUMÁRIO

1	AGENTES DE DEGRADAÇÃO	8
2	AMBIENTE DE EXPOSIÇÃO	15
3	MECANISMO DE CORROSÃO	22
4	INTERFACE CONCRETO-ARMADURA PASSIVA	31
5	INTERFACE CONCRETO-ARMADURA CORROÍDA	39
6	VIDA ÚTIL	47
7	INSPEÇÃO, ENSAIOS E ANÁLISES DE CAMPO E DE LABORATÓRIO	55
8	AVALIAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA DO CONCRETO	86
9	AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE CORROSÃO	96
10	AVALIAÇÃO DA CARBONATAÇÃO DO CONCRETO E DAS ARMADURAS	114
11	AVALIAÇÃO DA CONTAMINAÇÃO DO CONCRETO COM CLORETOS E DAS ARMADURAS	128
12	AVALIAÇÃO DO DIÂMETRO RESIDUAL E DA PENETRAÇÃO DA CORROSÃO	139
13	AVALIAÇÃO DAS FISSURAS DE CORROSÃO E CONSIDERAÇÕES QUANTO À ADERÊNCIA DA ARMADURA-CONCRETO	147
14	ADENDO	154
15	CONSIDERAÇÕES FINAIS	160
16	AGRADECIMENTOS	162
17	REFERÊNCIAS	164

1. AGENTES DE DEGRADAÇÃO



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais



GERDAU
O futuro se molda

1. AGENTES DE DEGRADAÇÃO

O ambiente alcalino do concreto geralmente proporciona excelente proteção contra a corrosão das armaduras de aço-carbono¹ em estruturas expostas ao ambiente atmosférico (estruturas aéreas). No entanto, essa proteção pode ser comprometida pela penetração de dióxido de carbono (CO_2) ou íons cloreto (Cl^-), os principais agentes externos responsáveis pela despassivação das armaduras. Esse processo leva à corrosão², que, ao longo do tempo, contribui para a degradação da estrutura.

O contato do concreto com o gás carbônico desencadeia um processo físico-químico complexo, conhecido como carbonatação, que reduz significativamente o pH da água de poro³ e provoca alterações na microestrutura da matriz cimentícia. A carbonatação é influenciada por diversos fatores, como a concentração atmosférica do CO_2 , a composição do cimento⁴, o tipo de cura e as características do concreto empregado, além do seu teor de umidade⁵ e temperatura (CARASEK; JUNGBLUT; CASCUSO, 2024; SAVIJA; LUKOVIC, 2016; BERTOLINI et al., 2013).

O gás carbônico é transportado⁶ pela estrutura porosa do concreto por meio de mecanismos de dissolução e de difusão. Ele reage com compostos hidratados, especialmente o hidróxido de cálcio, que se dissolve na água dos poros e é transportado para regiões com menor alcalinidade. O hidróxido de cálcio é uma das fases majoritárias da pasta de cimento e desempenha um papel crucial na manutenção do pH alcalino da matriz cimentícia, o que é essencial para a durabilidade do concreto armado, sob o ponto de vista da corrosão (BERTOLINI et al., 2013; BROOMFIELD, 2006; HELENE, 1993).

¹ Liga ferrosa constituída de ferro e carbono sem a adição de outros elementos, mas com impurezas como fósforo, enxofre, silício e manganês. É um dos metais estruturais mais utilizados devido às excelentes propriedades mecânicas, embora seja suscetível à corrosão em meios naturais e em concreto contaminado.

² Embora a carbonatação e a penetração de cloretos sejam as causas mais comuns da corrosão em estruturas de concreto, há outras causas, como a ação de correntes de interferências e de tensões de tração (CASCUDO, 1997).

³ Fase líquida intersticial do concreto, também conhecida como solução ou meio aquoso alcalino.

⁴ Chamado também de ligante ou aglomerante. Responsável pela alta alcalina da água de poro.

⁵ Percentual de umidade presente na massa de concreto, ou seja, a água retida nos vazios da pasta de cimento (ASTM C642:2021). Está relacionado ao grau de saturação (GS), o qual, em laboratório, é calculado pela relação entre a massa seca (após secagem em estufa a $105 \pm 5^\circ\text{C}$) e a massa saturada (após imersão total em água). Quando o concreto atinge equilíbrio com a umidade relativo do ambiente (UR), uma faixa de umidade de aproximadamente 50 a 70% é usualmente associada ao maior avanço da carbonatação, condição em que as paredes de poros comunicantes estão revestidas por uma película de água e estes parcialmente preenchidos.

⁶ Os mecanismos de transporte incluem difusão, permeabilidade, absorção capilar e migração de íons. Esses mecanismos podem atuar de forma isolada ou combinada, sendo influenciados por fatores como insolação, precipitação, umidade relativa (UR), vento e temperatura (POSSAN, 2010).

O ingresso do gás carbônico e suas reações associadas no concreto provocam a diminuição de seu pH, que pode atingir valores em torno de 7,5, e levam à formação de carbonato de cálcio (CaCO_3)⁷ e à liberação de água (adsorvida ou condensada nos capilares) (TUUTTI, 1982; MORANDEAU; THIÉRY; DANGLA, 2014; CHANG; CHEN, 2006). Além disso, as reações promovem uma alteração no volume de fases sólidas, com redução tanto da permeabilidade do concreto⁸ (devido à menor interconectividade de poro) quanto da porosidade total (por colmatação e refinamento de poros) (MORANDEAU; THIÉRY; DANGLA, 2014; BERTOLLINI et al., 2013).

As reações de carbonatação ocorrem de maneira gradual, iniciando na superfície exposta e progredindo em direção às camadas mais internas do concreto, formando o que é conhecido como frente de carbonatação. A velocidade com que essa frente avança é denominada de taxa de carbonatação. Três zonas distintas podem ser identificadas: uma zona carbonatada (com pH de 7,5 a 9,5⁹), uma zona parcialmente carbonatada (com pH acima de 9,5 até aproximadamente 11,5) e uma zona não carbonatada (com pH de 11,5 ou superior) (CHANG; CHEN, 2006; MEHTA; MONTEIRO, 2014; TUUTTI, 1982; BROOMFIELD, 2006; POSSAN, 2010).

O avanço da frente de carbonatação até a região de inserção da armadura resulta na dissolução do filme passivo (despassivação). Esse filme normalmente protege as armaduras contra a corrosão, sendo destruído em valores de pH iguais ou inferiores a 10 (SA HB84:2018). Uma vez destruído o filme passivo, a armadura fica suscetível à corrosão generalizada, que ocorre se houver um teor de umidade suficiente no concreto. Esse processo é similar à corrosão generalizada de estruturas de aço-carbono expostas à atmosfera, no entanto, nestas, espera-se um menor período de molhamento das superfícies (BERTOLLINI et al., 2013), que também estão sujeitas ao carreamento de produtos de corrosão pela ação direta da água de chuva.

A Classe II de agressividade ambiental, conforme a norma ABNT NBR 6118:2023, aplica-se a atmosferas que contêm níveis significativos de poluentes, como os ambientes urbanos com alta concentração de dióxido de carbono, que representam risco de deterioração das estruturas por corrosão generalizada das armaduras. Esse risco de corrosão justifica a realização frequente do ensaio de carbonatação como parte de investigações de campo (CONCRETE SOCIETY, 2004). Vale mencionar que a corrosão generalizada ocorre por formação de microcélulas,

⁷ Na presença de umidade, um mol de CO_2 reage com um mol de Ca(OH)_2 e dá origem a um mol de CaCO_3 e a um mol de H_2O , que é liberado nos poros ou vazios da matriz cimentícia: $\text{Ca(OH)}_2 + \text{CO}_2 \rightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$. O ataque químico também pode ocorrer em outras fases hidratadas geradas pela hidratação do cimento, como o trissulfato de alumínio de cálcio hidratado (ou etringita) e o silicato de cálcio hidratado (C-S-H). No caso do C-S-H, ocorre um processo complexo de descalcificação, polimerização, resultando na formação de gel de sílica amorfa, além de carbonato de cálcio e água livre.

⁸ É possível que a permeabilidade do concreto venha a aumentar em fases posteriores pelo surgimento de fissuras e pela descalcificação do C-S-H.

⁹ O valor de pH 9,5 é comumente associado ao uso de solução indicadora de pH à base de fenolftaleína. Essa solução reage com o concreto, tornando-o rosado quando o pH é superior a aproximadamente 9,5, enquanto permanece incolor o concreto com pH mais baixo.

mecanismo que é abordado no Capítulo 3 do Manual, os ensaios laboratoriais de carbonatação no Capítulo 7, e a avaliação de carbonatação e da corrosão induzida por este fenômeno no Capítulo 10.

Embora a carbonatação contribua para a deterioração das estruturas de concreto armado ao induzir a corrosão das armaduras, é importante destacar seu papel benéfico no sequestro de CO_2 atmosférico. Além disso, deve-se considerar o impacto das mudanças climáticas na taxa de carbonatação. Segundo Malami, et al. (2024)¹⁰, o aumento projetado da temperatura global pode intensificar essa taxa, diminuindo o período de iniciação da corrosão. Dessa forma, embora a carbonatação contribua para reduzir a concentração do CO_2 atmosférico, seu efeito sobre a durabilidade de estruturas, em um cenário de mudanças climáticas e maior emprego de “cimentos engenheirados”/“concreto sustentável”, representa um desafio para a engenharia civil brasileira.

A durabilidade das construções também é impactada notavelmente pela corrosão desencadeada pelo ataque de cloretos (Cl^-), uma espécie química com habilidade para quebrar localmente o filme passivo. Os cloretos são comumente encontrados na atmosfera marinha (névoa salina¹¹), em águas poluídas, determinados ambientes industriais, produtos químicos utilizados em piscinas, entre outras fontes. A norma ABNT NBR 6118:2023 também considera a presença de cloretos ao categorizar a agressividade ambiental para estruturas de concreto.

Assim como na carbonatação, a presença de cloretos no concreto gera uma frente de ingresso, geralmente expressa pelo coeficiente de difusão¹², que indica a taxa de penetração do agente no material. Quando certa concentração de cloretos, denominada teor crítico ou teor limite, atinge a superfície da armadura, ocorre a ruptura localizada do filme passivo, iniciando-se a nucleação de pites, que são microcavidades com uma área superficial muito pequena e profundidade considerável.

¹⁰ Os resultados do estudo dos autores indicaram que a probabilidade de início de corrosão induzida por carbonatação nos concretos “sustentáveis” produzidos foi maior do que no concreto comum. Por outro lado, os “sustentáveis” apresentaram uma menor taxa de corrosão da armadura. De maneira geral, tanto o termo “sustentável” quanto “cimento engenheirado” referem-se à redução do teor de clínquer na produção.

¹¹ Fenômeno que provém da pulverização na atmosfera de gotículas de água que contêm íons cloreto. Essas gotículas são geradas pela movimentação e arrebentação das ondas do mar, sendo transportadas pelos ventos. Meira (2004) expõe que as concentrações e as distâncias com que as gotículas ou sais já secos (partículas salinas) são transportados no ar têm relação com o tempo e a intensidade da ação dos ventos, influenciando também sua direção e as barreiras naturais ou artificiais que podem afetar sua dissipação em áreas mais afastadas da orla marinha.

¹² Ao contrário do CO_2 , a difusão de Cl^- ocorre exclusivamente em meio aquoso.

Na armadura de aço-carbono, os pites frequentemente se propagam e coalescem, formando cavidades maiores. Essas cavidades¹³ apresentam variações na profundidade e são circundadas por uma superfície que permanece praticamente inalterada. Nesse arranjo, a taxa de corrosão (I_{corr} ¹⁴) na presença de cloretos pode levar a uma perda rápida e significativa da seção transversal da armadura.

De acordo com Bertolini et al. (2013), o teor crítico de cloretos junto à armadura está associado tanto à quantidade necessária para provocar a sua despassivação quanto àquela que pode sustentar uma taxa mínima de corrosão, representativa do período de propagação da corrosão, abordado no Capítulo 6. A corrosão localizada induzida por cloretos é tratada no Capítulo 3 do Manual, enquanto ensaios de corrosão constam no Capítulo 7 e a avaliação da contaminação do concreto com cloretos e da corrosão são temas do Capítulo 11.

Os cloretos responsáveis pela despassivação são os cloretos livres, ou seja, a espécie iônica Cl^- solubilizada na água de poro. Também existem os cloretos combinados, que são íons adsorvidos na superfície dos poros e que compõem fases hidratadas do cimento¹⁵. A soma dos cloretos livres (também chamados de solúveis em água) e dos cloretos combinados é chamada de cloretos totais (ou solúveis em ácido). Na prática, quando há interesse em se identificar o cloreto que está atuando – ou disponível para atuar – como agente indutor da corrosão da armadura, determinam-se quimicamente os cloretos livres disponíveis na matriz cimentícia. Para uma abordagem mais ampla e preditiva, convém dosar os cloretos totais na matriz cimentícia.

A ABNT NBR 12655:2022 estabelece limites específicos para o teor máximo de cloretos totais (expresso em relação à massa de cimento), o que depende das condições de serviço. Para estruturas de concreto armado a ser expostas a cloretos em condições de serviço de forte ou muito forte agressividade (Classe III ou IV), o teor máximo permitido é de 0,15%. Em condições de serviço sem exposição a cloretos (Classe II), o limite é de 0,3%, e em exposição branda (Classe I, concreto seco ou protegido da umidade), o limite é de 0,4%. As classes de agressividade são definidas pela norma ABNT NBR 6118:2023, sendo as classes III e IV relacionadas aos ambientes marinho e industrial; a classe II ao ambiente urbano (com poluentes); e a classe I ao ambiente rural.

¹³ Essas cavidades localizadas são ainda chamadas de pite e de alvéolos de corrosão.

¹⁴ Parâmetro eletroquímico que indica o efeito da corrosão ao longo do tempo, sendo diretamente proporcional à corrente de corrosão circulante no sistema metal-meio, ou seja, quanto maior a corrente, maior a taxa de corrosão. Portanto, sua determinação é importante para avaliar a durabilidade de estruturas e de metais expostos em diferentes meios. A taxa é expressa como i_{corr} (densidade de corrosão, $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) ou V_{corr} (taxa de remoção do metal, $\mu\text{m}/\text{ano}$). Neste Manual, essas grandezas são designadas como taxa de corrosão – I_{corr} .

¹⁵ Íons quimicamente ligados que estão incorporados à matriz cimentícia e não apenas adsorvidos fortemente, como os silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

A recomendação técnica ACI 22R:2019 estabelece limites mais restritivos para a concentração de cloretos, expressos também em relação à massa de cimento. Em condições de umidade (ambiente agressivo), os limites são de 0,10% para cloretos totais e 0,08% para cloretos livres. Em condições secas (ambiente de baixa agressividade), os limites são de 0,20% para cloretos totais e de 0,15% para cloretos livres. A norma SA HB84:2018 menciona que uma concentração de 0,06 % de cloretos, expressa em relação à massa de concreto, é geralmente considerada suficiente para iniciar o processo de corrosão, com concentrações mais elevadas aumentando tanto a probabilidade quanto a gravidade da corrosão.

Há diversos fatores que influenciam o teor crítico de cloretos necessário para a ruptura do filme passivo, como a condição superficial do aço e da sua interface com o concreto, o potencial de corrosão¹⁶ do sistema concreto-armadura, o pH da água de poro e, ainda, a competição entre a agressividade dos íons cloreto (Cl^-) e a ação inibidora dos íons hidroxila (OH^-) (ANGST et al., 2019, 2011; SHI et al., 2012; HANSSON, 1984). Essa competição entre Cl^- e OH^- ocorre porque Cl^- pode substituir OH^- na superfície metálica, comprometendo o filme passivo. Em baixas concentrações de Cl^- , podem ocorrer ciclos de despassivação e repassivação desse filme, retardando a corrosão (RODRIGUES et al., 2021; SHI et al., 2012; HORNE; RICHARDSON; BRYDSON, 2007).

A perda da estabilidade do filme ocorre quando a relação $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$ atinge 0,6 segundo Assouli et al. (2005), embora outros estudos indiquem valores críticos entre 0,3 e 5 (HUET et al., 2003). Essa grande variação é devido à interferência de diversos fatores, como a relação água/cimento e o tipo e teor de cimento. A revisão de Angst et al. (2019) destacou que a suscetibilidade da armadura à corrosão depende principalmente das condições da interface concreto-armadura (ver Capítulos 4 e 5). Avci et al. (2018) destacam a microestrutura do aço-carbono, pois defeitos e heterogeneidades na sua superfície atuam como sítios preferenciais para o ataque corrosivo (2018).

Nessa abordagem, deve-se complementar que a presença de cloretos no concreto armado é preocupante por diferentes razões (ARAUJO et al., 2018a; 2017):

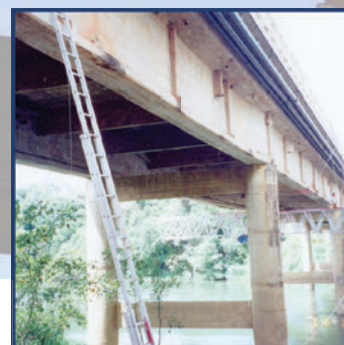
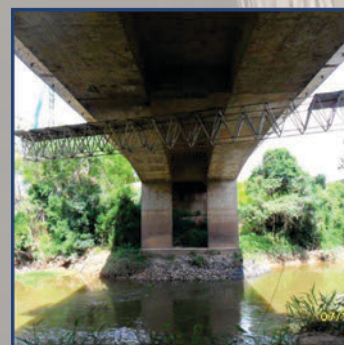
- **Absorção e retenção de água:** os íons cloreto, devido à sua natureza hidrofílica, aumentam a capacidade de adsorção e retenção de água no concreto, o que pode agravar os processos de degradação (BROOMFIELD, 2006);
- **Intensificação da corrosão:** em soluções ricas em oxigênio e com pH constante, o aumento da concentração de cloretos leva à aceleração da taxa de corrosão das armaduras, promovendo o avanço da corrosão localizada;

¹⁶ Parâmetro eletroquímico que caracteriza o estado do sistema metal-meio, também conhecido como potencial misto ou potencial de circuito aberto (PCA). O termo "misto" refere-se ao fato de que o potencial representa um valor intermediário entre o potencial de equilíbrio da reação anódica do ferro e o potencial de equilíbrio do oxidante (como oxigênio ou hidrogênio). O termo "PCA" destaca que o valor do potencial é medido quando o eletrodo (armadura) não está conectado a nenhuma fonte de corrente ou a outro eletrodo.

- **Redução da resistividade elétrica:** a penetração de soluções salinas e sua retenção no concreto reduzem significativamente a resistividade elétrica¹⁷ do material. Isso facilita o transporte de íons associados ao processo corrosivo, intensificando a taxa de corrosão (LAURENS et al., 2016; QIAN; ZHANG; QU, 2006);
- **Formação de complexos de ferro solúveis:** os íons cloreto inibem a formação de um filme protetor estável na superfície do aço, competindo com os íons hidroxila. Quando os íons cloreto se acumulam, eles reagem com íons ferrosos (Fe^{2+}) e férricos (Fe^{3+}), formando complexos solúveis que perpetuam o processo de corrosão. Além disso, os íons cloreto não são consumidos nesse processo, ficando livres para novas reações e tornando o processo autocatalítico (FIGUEIREDO; MEIRA, 2013; BROOMFIELD, 2006).

¹⁷ A resistividade elétrica é o inverso da condutividade elétrica, e é definida como uma propriedade física do concreto que indica a sua resistência à passagem de corrente elétrica (iônica). O teor de umidade do concreto, com as características da rede de poros e a composição da água dos poros, determina a sua resistividade elétrica. Vale ressaltar que concretos densos, com baixa permeabilidade, geralmente apresentam elevada resistividade elétrica, o que também reduz a penetração de substâncias elétricas agressivas.

2. AMBIENTE DE EXPOSIÇÃO



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais



GERDAU
O futuro se molda

2. AMBIENTE DE EXPOSIÇÃO

A vida útil das construções em concreto armado está diretamente relacionada à interação com o meio ambiente. Quanto mais favoráveis forem as condições de exposição ao estabelecimento e à evolução de mecanismos de degradação¹, mais agressivo o ambiente é considerado². Entre os fatores ambientais, a exposição periódica à água se destaca, pois é um agente essencial em mecanismos de degradação das estruturas, exceto na maioria dos mecanismos físicos³ (FIB 53:2009).

A água atua como meio de transporte para gases atmosféricos dissolvidos e substâncias, além de participar ativamente de reações químicas. Dessa forma, influencia tanto o período de iniciação quanto o de propagação da corrosão (ver Capítulo 6). Durante a fase de propagação, conforme Tuutti (1982), o teor de umidade do concreto é o principal fator determinante da taxa de corrosão das armaduras, sendo esta mais elevada em regiões mais suscetíveis à umidificação, especialmente onde o concreto de cobertura apresenta maior porosidade e permeabilidade e menor espessura.

A água penetra no concreto sempre que há um gradiente de umidade em relação ao ambiente, o que explica por que o teor de umidade do concreto é frequentemente tratado como uma função da umidade relativa do ar atmosférico (UR)⁴. Contudo, o equilíbrio não se estabelece facilmente devido às variações diárias na concentração de vapor de água no ar atmosférico e à ação de fatores como chuva, insolação e vento. Esses fatores geram ciclos de aumento e diminuição da umidade do concreto, especialmente na camada mais superficial.

No caso do molhamento por água pluvial, a incidência prolongada de precipitações pode elevar significativamente o teor de umidade do concreto, devido à sua capacidade higroscópica (FIB 53:2009; ANDRADE; SARRÍA; ALONSO, 1999). Como expõem Bertolini et al. (2013), a água de chuva é capaz, em apenas algumas horas, de umidificar até 20 mm de profundidade em concreto comum. No entanto, o processo de evaporação durante o período de secagem ocorre de forma mais lenta. Esse período se caracteriza pela ausência de precipitação e pela redução da umidade relativa do ar, levando ao esvaziamento parcial dos poros capilares do concreto. Nessa condição, a difusão de gases, como o do CO₂, através dos espaços

¹ De acordo com Costa (2023), o termo “mecanismo de degradação” refere-se a qualquer ação, seja ela interna ou externa às estruturas e promovida por um agente de degradação, capaz de reduzir sua capacidade ou função ao longo do tempo.

² A ABNT NBR 6118:2023 define que a agressividade ambiental está relacionada “às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas”. Os agentes agressivos do meio ambiente podem estar presentes na atmosfera, em depósitos de partículas e sais, em dejetos orgânicos, em soluções químicas, na água do mar e industrial, entre outros.

³ Como degradação física, citam-se, como exemplo, o desgaste do concreto por ação erosiva ou abrasiva e a fissuração por esforços de retração por secagem, além de esforços e deformações impostas ou restringidas.

⁴ A correlação entre a umidade do concreto e as variáveis meteorológicas é bem reconhecida. Um exemplo recente é o trabalho nacional recente de Favretto et al. (2021), que realizou o monitoramento das condições ambientes e seu impacto em corpos de prova de diferentes composições de concreto.

vazios, é intensificada, sendo da ordem de 10^4 vezes maior do que nos espaços saturados (NEVILLE, 2015). Além disso, também se intensifica o depósito de material particulado e de sais de cloreto na superfície do concreto, ambos transportados por ventos⁵.

Huet et al. (2003) apontam que, em concreto com umidade moderada, o transporte de gás predomina, tornando a taxa de carbonatação o principal determinante do período de iniciação da corrosão (ver Capítulo 6). Em concreto muito úmido, porém, o transporte iônico se intensifica e a penetração de cloretos passa a controlar esse período. Cita-se que a taxa de carbonatação atinge seu pico quando o teor de umidade do concreto está em torno de 60%⁶. Quanto à corrosão, abaixo desse valor (concreto seco), a sua taxa torna-se muito baixa, enquanto seu máximo ocorre próximo a uma UR de 80% ou mais, sem, no entanto, o concreto atingir a saturação (STEFANONI et al., 2018)

Esse cenário é ilustrado na **Tabela 1** (FIB 53:2009; SERGI; DUNSTER, 2004), que se baseia na premissa de que a umidade interna do concreto depende diretamente da UR atmosférica. A tabela evidencia claramente a correlação entre a UR e o risco de corrosão das armaduras, tanto em concreto carbonatado quanto em concreto contaminado com cloretos. Além disso, na tabela, a UR está associada ao risco de carbonatação e ao ataque químico por líquidos e gases atmosféricos, como o SO_2 proveniente da queima de combustíveis com enxofre ou da oxidação atmosférica do H_2S , característico de ambientes com decomposição de material orgânico (ARAUJO et al., 2024). Esses agentes reduzem o pH do concreto, alteram a sua microestrutura, resultando em sua degradação⁷ (ESCADEILLAS; HORNAIN, 2014).

⁵ Adicionalmente, é importante notar que a água pluvial desempenha um papel crucial ao limpar a superfície do concreto, removendo depósitos de material particulado. Em ambientes marinhos, ela também carrega consigo sais de cloreto.

⁶ O avanço mais limitado da frente de carbonatação é observado para UR abaixo de 25% (NEVILLE, 2015), uma vez que nesses casos não há água em quantidade suficiente na rede de poros para promover a difusão do CO_2 e a formação do ácido carbônico. Essa difusão também é reduzida significativamente para UR acima de cerca de 85% e em períodos de incidência de precipitações em que ocorre a saturação da camada superficial do concreto.

⁷ Yates (2002) descreve que, em ambientes urbanos, as estruturas aéreas frequentemente sofrem um ataque químico lento. Assim, a vida útil das estruturas supera o tempo necessário para que ocorra uma degradação significativa do concreto e a corrosão das armaduras. Esse fenômeno é amplamente observado em campo, especialmente devido à ação da chuva ácida e à proliferação de microrganismos (biocorrosão). Em ambientes marinhos, o ataque químico pode ser mais direto, causado pela água do mar, que contém íons sulfato e magnésio. Nas zonas de alta e baixa maré, ocorre a desagregação do concreto devido à interação desses agentes com os componentes da pasta de cimento, além da ação física, com destaque para a erosão superficial do concreto provocada pela movimentação da água.

Tabela 1 – Risco de degradação do concreto armado para diferentes faixas de umidade relativa (UR).

Umidade relativa (UR)	Risco de corrosão da armadura		Risco no concreto	
	Concreto carbonatado	Concreto contaminado com cloreto	Carbonatação	Ataque químico
< 45% (UR muito baixa)	0	0	1	0
45% a 65% (UR baixa)	1	1	3	0
> 65% a 85% (UR média a alta)	2	3	3	0
> 85% a 98% (UR muito alta)	3	3	2	1
> 98% (UR saturada)	1	1	0	3

Legenda: **0** = risco insignificante; **1** = risco baixo; **2** = risco médio; **3** = risco alto.

De acordo com a **Tabela 1**, o risco de carbonatação do concreto é maior (pontuação 3) quando a UR está entre 45% e 85%. No caso da corrosão das armaduras, o risco é mais significativo em concreto carbonatado (sem cloretos) quando a UR está entre 85% e 98%. Segundo Bertolini et al. (2013), a taxa de corrosão da armadura em concreto carbonatado aumenta a partir de uma UR de cerca de 70% em climas temperados e de 60% em climas tropicais. O autor estima uma taxa média anual de corrosão que varia de 0,2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (2,2 $\mu\text{m}/\text{ano}$) até 1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (11,6 $\mu\text{m}/\text{ano}$) para teores de UR entre cerca de 70% e 90%. Essa faixa de valores pode ser representativa do ambiente de exposição de muitas das cidades brasileiras, onde estruturas aéreas são frequentemente afetadas pela corrosão induzida pela carbonatação.

A norma SA HB84:2018 também aborda a corrosão induzida por carbonatação e relaciona a taxa de corrosão com as condições ambientais. Em ambientes internos secos, a taxa de corrosão é considerada insignificante. Em contraste, em ambientes internos úmidos ou externos protegidos da chuva e de respingos, a corrosão apresenta uma taxa baixa. No entanto, em ambientes externos sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, a taxa de corrosão torna-se alta, refletindo o impacto das variações de umidade sobre o processo de carbonatação do concreto e a corrosão das armaduras. Vale ressaltar que a **Tabela 15**, no Capítulo 12 do Manual, apresenta faixas de valores que indicam a taxa de corrosão induzida por carbonatação conforme as condições ambientais apresentada mais adiante na **Tabela 2**.

De acordo com a **Tabela 1**, observa-se também que o risco de corrosão é mais significativo (pontuação 3) para concreto contaminado com cloretos quando a umidade relativa (UR) está entre 65% e 98%. Bertolini et al. (2013) indicam que, na presença de cloretos, o ambiente já se torna agressivo para UR acima de 50%, alcançando máxima agressividade entre 90% e 95% para concreto de alta

qualidade, (denso)⁸, e entre 95% e 98% para concreto de menor qualidade (concreto comum). Nessas faixas de umidade, há condições para o fluxo da corrente iônica na célula de corrosão. A UR de cerca de 98% é o limite para o acesso do oxigênio, um agente fundamental para as reações de corrosão em concreto.

Compreende-se que o teor de UR abaixo de 98% até cerca de 80% seja representativo de concreto exposto constantemente às variações de maré, respingos, névoa salina e água de condensação. Considerando esses teores representativos do ambiente marinho, ao qual diferentes construções brasileiras estão expostas, a taxa média anual de corrosão pode ser superior às características de armaduras em concreto carbonatado.

A norma SA HB84:2018 também aborda a corrosão induzida pelo ataque de cloretos. Em ambientes internos secos e em condições de submersão contínua, a taxa de corrosão é considerada baixa. Em contraste, em ambientes internos úmidos e externos protegidos de chuva e respingos, a taxa é classificada como alta. Já em ambientes externos sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, a taxa de corrosão é muito alta. A **Tabela 16**, no Capítulo 12 do Manual, apresenta faixas de valores que indicam a taxa de corrosão induzida por cloretos conforme condições ambientais apresentadas mais adiante na **Tabela 3**.

Em campo, a utilização da **Tabela 1** pode ser feita com base no conhecimento da UR atmosférica local, obtida por meio de monitoramento direto ou pela obtenção por dados climatológicos de estações meteorológicas próximas. Essas estações também podem fornecer informações sobre poluentes atmosféricos, cujos tipos e concentrações variam conforme a presença de certas fontes locais, a topografia e outros fatores. No caso de precipitação, os dados obtidos podem ser aplicados para o cálculo do índice mensal de chuva dirigida (ICD), conforme descrito por Back e Herdt (2013):

$$ICD = V \times \frac{P}{1000}$$

sendo:

ICD – Índice de chuva dirigida mensal, expressa em m²/s;

V – Velocidade média mensal de vento, expressa em m/s;

P – Precipitação total mensal, expressa em mm.

Esse índice auxilia na compreensão de como a exposição à chuva e à umidade relativa afetam a estrutura, contribuindo para a definição de estratégias adequadas de proteção e de manutenção. Quanto mais alto for o valor de **ICD**, maior pode ser o impacto da água pluvial no teor de umidade do concreto, tornando a construção mais suscetível a processos de degradação. Observa-se que esse é um indicador

⁸ A distribuição e as dimensões dos poros são determinantes para a qualidade do concreto, influenciando diretamente a quantidade de água líquida retida, também conhecida como água de poro ou eletrólito.

relevante para analisar o umedecimento e o manchamento de fachadas, especialmente de concreto armado aparente (OLIVEIRA et al., 2020; MELO JUNIOR; CARASEK, 2011).

Para melhor avaliação, o ambiente de exposição pode ser dividido (FIB 53:2009; DURACRETE apud LIMA, 2010):

- **Macroclima:** condições ambientais da região de implantação da obra, como mapas de precipitação, vento, temperatura e poluentes. Pode-se admitir uma extensão pequena ou muito ampla, como: vertical entre 1 km e 100 km e horizontal entre 1 km e 200 km;
- **Mesoclima:** condições ambientais do ambiente construído, incluindo a orientação de fachadas em relação à ação predominante de água pluvial e de ventos e a fontes de poluição. Pode-se admitir uma extensão pequena ou ampla, como: vertical entre 0,1 m e 1 km e horizontal entre 100 m e 10 km;
- **Microclima:** condições ambientais do entorno dos elementos, incluindo água de chuva e de condensação, insolação/sombreamento, exposição a agentes agressivos diversos, etc. Nessa análise, deve-se considerar também a presença de revestimento de proteção e detalhamentos que propiciam o escoamento de água ou a formação de poças. Pode-se admitir uma extensão pequena, como: vertical entre 0,01 m e 10 m e horizontal entre 0,01 m e 100 m.

Outra abordagem é a divisão das condições de exposição em zonas, comumente aplicada a estruturas marinhas: zona submersa, zona de variação de maré, zona de respingos e zonas de atmosfera (exposição apenas à maresia). Além disso, é possível estabelecer distinções entre as orientações geográficas (norte, sul, leste e oeste), entre a orientação mar/terra e entre as disposições vertical e horizontal (FIB 53, 2009). Com base nas condições ambientais, a agressividade pode ser classificada seguindo as diretrizes da norma ABNT NBR 6118:2023. Outra referência relevante é a BS EN 206-1:2021, cujas classificações foram adaptadas nas **Tabelas 2 e 3** para o risco de corrosão por carbonatação e por cloretos, respectivamente.

Pela **Tabela 2**, observam-se quatro classes de agressividade ambiental, denominadas de **XC1** a **XC4**, esta última sendo a mais agressiva. A classe **XC4** refere-se a elementos externos frequentemente expostos à água pluvial, passando por ciclos alternados de molhagem e secagem. Portanto, a classe **XC4** representa a exposição do concreto à umidade e a uma atmosfera rica em gás carbônico, típica de países equatoriais e tropicais, correspondendo à Classe II (agressividade moderada) da norma ABNT NBR 6118:2023. Pela **Tabela 3**, observam-se três classes XS, que se referem ao ambiente marinho, e três XD, que abrangem outros tipos de ambientes ricos em cloretos. As Classes **XS3** e **XD3** são as mais agressivas devido à exposição aos respingos de água do mar e a outras fontes de cloretos, respectivamente. Essas classes se relacionam às Classes III e IV (agressividade forte e muito forte) da norma ABNT NBR 6118:2023.

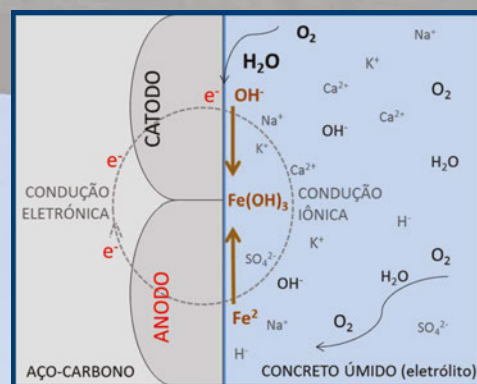
Tabela 2 – Classes de agressividade ambiental considerando o risco de corrosão induzida por carbonatação do concreto.

Classe de agressividade	Ambiente	Exemplos de ambiente
XC1	Seco ou permanentemente úmido	Concreto exposto a um ambiente interno com baixa UR e concreto permanentemente submerso em água não agressiva (concreto saturado).
XC2	Muito úmido, raramente seco	Concreto sujeito a contato prolongado com água não agressiva (sistema de drenagem de água pluvial) e concreto enterrado em solo (fundação).
XC3	Umidade moderada	Concreto exposto a um ambiente interno com moderada a elevada UR. Concreto no exterior protegido da chuva (transportada somente pelo vento).
XC4	Muito úmido/seco (ciclos)	Concreto exposto a um ambiente externo, sujeito a ciclo de molhagem e secagem por água pluvial. Concreto sujeito a períodos de contato direto com água (fora do âmbito da Classe XC2).

Tabela 3 – Classes de agressividade ambiental considerando o risco de corrosão induzida por cloretos.

Tipo	Classe de agressividade	Ambiente	Exemplos de ambiente
Corrosão induzida por cloretos da água do mar	XS1	Umidade moderada	Concreto exposto somente à névoa salina de ambiente marinho (estruturas em zona costeira ou na sua proximidade).
	XS2	Permanentemente úmido	Concreto imerso permanentemente no mar (parte submersa de estruturas marinhas).
	XS3	Muito úmido/seco (ciclos)	Concreto exposto a ciclo de molhagem e secagem, por exposição à variação de maré e seus respingos (parte logo acima da submersa de estruturas marinhas).
Corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar	XD1	Umidade moderada	Concreto exposto à atmosfera rica em íons cloretos (transportado pelo ar, fora do âmbito da Classe XS1).
	XD2	Úmido, raramente seco	Concreto exposto a águas industriais contendo cloretos e outras águas com adição de cloretos, como de piscinas (fora do âmbito da Classe XS2).
	XD3	Muito úmido/seco (ciclos)	Concreto sujeito a ciclo de molhagem e secagem, por exposição a respingos de água contaminada com cloretos, sem ser de produtos descongelantes (Classes XF) ou da água do mar (Classe XS3).

3. MECANISMO DE CORROSÃO



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais



GERDAU
O futuro se molda

3. MECANISMO DE CORROSÃO

A corrosão do aço-carbono inserido no meio aquoso do concreto ocorre por meio de um mecanismo eletroquímico, que envolve a formação de uma célula de corrosão, também conhecida como pilha de corrosão ou célula eletroquímica. Simultaneamente, ocorrem duas reações na célula: uma reação anódica na área **A** da célula (anodo) e uma reação catódica na área **C** da célula (catodo). Dependendo da disposição dessas áreas, diferentes nomenclaturas podem ser utilizadas para descrever a célula. Algumas delas incluem (PANOSSIAN, 1993):

- **Células de ação local:** também conhecidas como **microcélulas de corrosão**, as quais são caracterizadas pela distância microscópica entre as áreas **C** e **A**;
- **Célula oclusa:** mais conhecida como **macrocélula de corrosão e corrosão galvânica**, em que as áreas **C** e **A** se encontram fisicamente separadas e são macroscopicamente visíveis. O eletrólito junto à área **A** tem dificuldade de se misturar com o eletrólito junto à área **C**. As macrocélulas são originadas por um ou pela combinação de fatores, como diferença de pH, concentração iônica e oxigênio (aeração diferencial); impurezas ou tensões residuais no metal ou liga e pelo contato elétrico entre metais dissimilares¹;
- **Célula de longo alcance:** neste caso, as áreas **C** e **A** estão localizadas a grandes distâncias, como quando ocorre a atuação de corrente de interferência².

Em estruturas de concreto, a formação de microcélulas e macrocélula de corrosão tende a se desenvolver inicialmente em regiões da estrutura com maior heterogeneidade do concreto ou onde a espessura do cobrimento da armadura é insuficiente, além de serem favorecidas por condições ambientais propícias à corrosão.

Apenas a superfície da armadura em contato direto com o eletrólito (água nos poros) é considerada eletroquimicamente ativa para a formação da célula de corrosão. As reações nas áreas **A** e **C** na célula de corrosão ocorrem somente onde o concreto permite o transporte de íons de uma região para outra (STEFANONI; ANGST; ELSENER, 2019; SA HB84:2018). Portanto, a presença de certa quantidade de água nos poros do concreto (areado) é crucial, influenciando sua composição e a interconectividade dos poros. Como o semicírculo da armadura mais externa é o primeiro a entrar em contato com gases e água, com e sem contaminantes, do ambiente externo, é esperado que a corrosão afete inicialmente apenas a armadura periférica, conforme destacado por Hansson, Poursaei e Laurent (2006).

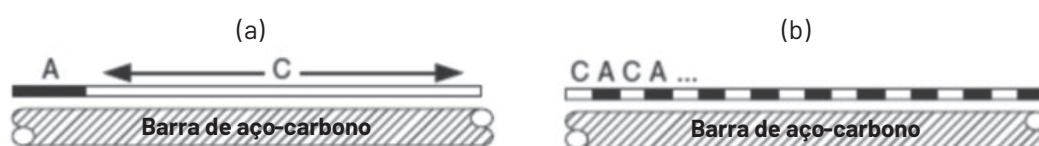
¹ É importante dizer que há diferentes nomenclaturas, como adotar "microcélula" para corrosão em uma área localizada de uma barra (incluindo a induzida por cloretos) (HANSSON; POURSAEE; LAURENT, 2006).

² Correntes de diferentes fontes, como sistemas de energia de edifícios, linhas de trem e torres de eletricidade.

Basicamente, a carbonatação do concreto promove a corrosão generalizada das armaduras, como a formação de microcélulas, enquanto a presença de cloretos promove a corrosão localizada por meio da formação de macrocélulas. No entanto, a macrocélula também pode se formar na parte periférica da armadura inserida em concreto carbonatado, assim como entre essa armadura em estado ativo de corrosão e a armadura mais interna, inserida em concreto não carbonatado. Nesses casos, a corrosão da armadura periférica é intensificada³ mesmo quando a resistividade elétrica⁴ do concreto de cobertura é alta devido às reações da carbonatação (NGUYEN et al., 2022; REVRT et al., 2019; LAURENS et al., 2016; SOHAIL et al., 2015).

A **Figura 1** apresenta uma representação simplificada das áreas **C** e **A** na macrocélula de corrosão (**Figura 1a**) e nas microcélulas de corrosão (**Figura 1b**) na superfície de barra de aço-carbono inserida no concreto. Em ambas as células, as áreas **A** e **C** coexistem. Na anódica (anodo – **A**), ocorre preferencialmente a reação de oxidação do ferro ($\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$), liberando elétrons para a reação catódica (catodo – **C**), e são transferidos íons de ferro para a água de poro⁵. Em **C** ocorre preferencialmente a reação de redução do oxigênio ($\text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 4\text{e}^- \rightarrow 4\text{OH}^-$), sendo que os íons hidroxilas (OH^-) migram no sentido de **A**, combinando-se com o íon metálico do ferro dissolvido na água (Fe^{2+}) para formar óxidos e hidróxidos de ferro. Esse fenômeno, em que uma espécie química perde elétrons (oxidando-se, área **A**), enquanto outra ganha elétrons (reduzindo-se, área **C**), é chamado de oxirredução. Cada expressão (anódica e catódica) é denominada de meia célula ou meia reação, indicando que nenhuma delas ocorre independentemente.

Figura 1 – Representação esquemática de área anódica (**A**) e da área catódica (**C**) em macrocélula (a) e microcélulas (b) de corrosão.



Na macrocélula (**Figura 1a**), há uma diferença significativa nas dimensões entre as áreas **A** e **C**, caracterizando uma corrosão localizada em **A**. Além disso, as distâncias entre **A** e **C** são macroscópicas. Inicialmente, esse tipo de corrosão leva à formação de microcavidades com diferentes profundidades na superfície do aço-carbono (áreas **A**), no entanto, à medida que o ataque corrosivo avança, essas cavidades se expandem, abrangendo áreas maiores.

³ Segundo Angst et al. (2020), os resultados disponíveis sugerem que as taxas de corrosão podem ser de fato aumentadas pela formação de macrocélulas em concreto carbonatado.

⁴ Nguyen et al. (2022) explicam que, na região da reação catódica, a resistividade do concreto tende a ser menor devido à ausência de carbonatação.

⁵ Em meio aquoso, as reações anódica (**A**) e catódica (**C**) ocorrem simultaneamente, podendo uma delas predominar em cada região ou até mesmo uma única reação se manifestar isoladamente. Em ambientes ácidos e aerados, a reação catódica predominante é a redução de íons hidrogênio. Em contraste, em meios neutros ou alcalinos aerados, a reação catódica predominante é a redução de oxigênio (WEST, 1970).

Nas microcélulas (**Figura 1b**), não há um local preferencial para as áreas **A** e **C**, que estão imediatamente adjacentes e a distâncias microscópicas ao longo da barra afetada, o que caracteriza uma corrosão generalizada⁶. Nesse tipo de corrosão, a superfície da barra adquire um aspecto rugoso e não necessariamente uniforme. Na prática, muitas vezes se observa que a superfície exibe regiões de maior consumo do aço-carbono, correspondendo aos locais onde a corrosão teve início ou onde há maior heterogeneidade do concreto de cobrimento. Isso se aplica a casos de destruição total do filme passivo ao longo da superfície do aço-carbono, o que pode incluir a corrosão que se inicia com a formação de uma macrocélula.

Independentemente do tipo de célula, as áreas **A** e **C** possuem potenciais eletroquímicos distintos. Entre essas áreas, estabelece-se uma circulação de corrente elétrica⁷ devido à diferença de potencial (ΔE), que atua como força motriz do processo corrosivo. Uma maior diferença de potencial resulta em uma taxa de corrosão mais alta, e a magnitude dos potenciais de cada área contribui para essa diferença (ARAUJO; PANOSSIAN, 2016; BERTOLINI et al., 2013). Na prática, essa diferença é comumente medida para avaliar o estado passivo ou ativo de corrosão no sistema metal-meio (eletrólito), além de ajudar a localizar as áreas **A** e **C**. Por outro lado, a taxa de corrosão é medida para indicar a intensidade do processo corrosivo.

A circulação de corrente elétrica na célula de corrosão é configurada por condução iônica⁸ na água de poros (eletrólito) e condução eletrônica no aço-carbono (metal). A condução eletrônica refere-se ao deslocamento de elétrons dentro do metal, enquanto a condução iônica envolve a movimentação de ânions e cátions, que são partículas eletricamente carregadas dentro do eletrólito. Desse modo, é fundamental que haja contato elétrico entre as áreas **A** e **C**. Nesse contexto, as áreas **A** adquirem uma carga positiva, atraindo ânions presentes no eletrólito. Simultaneamente, as áreas **C** possuem carga negativa, atraindo cátions. Em condições de equilíbrio, sem perturbações externas, as áreas **A** geram elétrons à mesma taxa em que eles são consumidos nas áreas **C**.

É importante observar que o sistema metal-meio exibe uma resistência ôhmica, também conhecida como queda ôhmica (*IR drop*). Esta resistência representa a oposição encontrada pela corrente elétrica ao atravessar o meio condutor, incluindo o material entre as áreas anódica (**A**) e catódica (**C**) da célula de corrosão. Portanto, a queda ôhmica é uma manifestação da resistência elétrica do concreto, afetando o potencial do sistema concreto-armadura, que

⁶ A denominação generalizada ou localizada também é adotada para descrever a extensão da zona afetada pela degradação nos elementos da estrutura durante a inspeção visual. A corrosão também pode ser classificada de acordo com diferentes tipologias. Evans e King (1961) distinguem três tipos principais: corrosão generalizada, corrosão localizada e corrosão por pite. A corrosão por pite, caracterizada por um ataque altamente localizado na superfície de metais passiváveis, como aço inoxidável e cobre, é também conhecida como corrosão puntiforme, conforme descrito por Gentil (2011).

⁷ A corrente elétrica é, por convenção, oposta ao sentido do fluxo dos elétrons.

⁸ Condução de corrente em função da movimentação de íons livres (partículas com carga elétrica) no meio aquoso, do concreto, geralmente rico em íons. Esse meio não apenas facilita a condução de corrente elétrica, mas também influencia o comportamento eletroquímico do sistema concreto-armadura (AZARSA; GUPTA, 2017; ARAUJO et al., 2014b).

ambos medidos usualmente a partir da superfície dos elementos estruturais.

Na prática, a medição da resistividade elétrica fornece uma indicação da resistência do concreto ao fluxo de corrente iônica. Dado que esse fluxo influencia diretamente a taxa de corrosão das armaduras, a resistividade elétrica torna-se um parâmetro importante para avaliar a intensidade da corrosão (ARAUJO et al., 2014b). Vale ressaltar que os métodos de avaliação laboratorial e de campo da resistividade do concreto são discutidos no Capítulo 8, enquanto o potencial do sistema armadura-concreto é abordado no Capítulo 9.

Diversos fatores influenciam a resistividade elétrica do sistema armadura-concreto, destacando-se as características da água de poros, do concreto e da interface entre eles (ver Capítulos 4 e 5). Por exemplo, na presença de íons de alta mobilidade, a condutividade da água de poro se eleva (resultando em menor resistividade elétrica e interferência da IR), como é o caso da já comentada presença de cloretos. Em contraste, no concreto carbona presença de cloretos⁹. Em contraste, no concreto carbonatado, espera-se um efeito oposto em razão da menor quantidade de água retida e da redução da concentração iônica, o que pode explicar, em parte, por que a taxa de corrosão em concreto carbonatado é normalmente menor do que em concreto contaminado com cloretos.

A temperatura da água nos poros do concreto também influencia o processo corrosivo, não apenas alterando a resistividade do material, mas, ainda, modificando a solubilidade das fases hidratadas (RODRIGUES et al., 2021). O aumento da temperatura reduz a viscosidade da água, facilitando a mobilidade iônica e acelerando a taxa de corrosão (POLDER et al., 2001). No entanto, é possível que temperaturas elevadas causem a evaporação parcial da água e reduzam a concentração de oxigênio dissolvido devido à menor solubilidade dos gases. Com a limitação do oxigênio disponível, a taxa de corrosão diminui significativamente.

Ainda em relação à macrocélula (**Figura 1a**), Sagués e Kranc (1992) apontam que uma de suas características é que as distâncias entre as áreas **A** e **C** podem variar de milímetros a metros (célula de longo alcance), dependendo especialmente da distribuição da concentração de oxigênio, dos agentes agressivos e da resistividade elétrica do meio. Outro aspecto importante destacado pelos autores é a relação entre as áreas **C** e **A** na macrocélula, que é crucial para a taxa de corrosão do sistema metal-meio: quanto maior a área **C** e menor a área **A**, mais intensa será a corrosão.

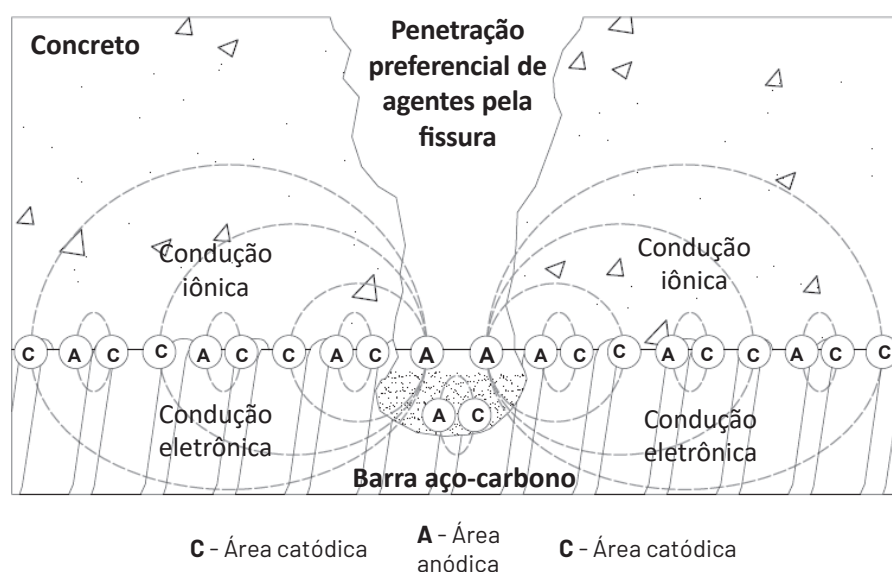
De acordo com Bertolini et al. (2013), a corrosão por macrocélula é comum em armaduras de estruturas de concreto expostas à atmosfera, ocorrendo no citado

⁹ Para estruturas expostas aos cloretos e sujeitas a uma alta UR, a resistividade elétrica do concreto pode permanecer muito baixa, o que pode possibilitar a formação de macrocélula em que o cátodo tem dimensão bem maior do que a do anodo.

trecho periférico e entre ele (corroído), com trecho interno ainda passivado. Também pode ocorrer entre trechos de lados opostos do elemento, sujeitos a variações na concentração de oxigênio e umidade, como em armaduras de estruturas de túnel e de contenção do solo.

Rodrigues et al. (2021) descrevem a formação de macrocélulas em regiões onde há não uniformidade da frente de carbonatação, devido às diferenças nas condições da interfaces aço-concreto ao longo das barras periféricas. Além disso, destacam sua ocorrência em áreas comprometidas por fissuras induzidas por esforços, independentemente de nível de sua abertura. Como ilustrado na **Figura 2** (adaptada de SUBRAMANIAM; BI, 2010), a fissura atua como caminho preferencial tanto para o avanço da carbonatação quanto da penetração de água contaminada com cloretos e outros agentes, favorecendo a corrosão da barra mais periférica.

Figura 2 - Desenho esquemático da área anódica (**A**) e da área catódica (**C**) em macrocélula de corrosão em trecho de armadura inserida em concreto de cobrimento fissurado.



Pela **Figura 2**, observa-se que predomina a reação de oxidação do aço (**A**) no trecho de barra que está sob a área fissurada, enquanto no entorno predomina a reação de redução do oxigênio (**C**). Em ambas as áreas, coexistem **A** e **C** devido à formação de microcélulas de corrosão. Observa-se também que há uma grande relação entre as áreas **C** e **A**, o que é favorável para o maior consumo de aço no trecho de armadura sob a fissura.

Conceitualmente, a área **C**, no entorno da área **A**, tende a apresentar uma corrosão de menor intensidade ou permanecer em estado passivo. Isso ocorre devido à influência do potencial assumido na área **A** sobre a área **C**, o que é denominado de polarização¹⁰ catódica. Nessa condição, a corrosão na macrocélula é mais intensa

¹⁰ Polarização refere-se ao deslocamento do potencial natural do sistema metal-meio. Na polarização anódica, o potencial é movido em direção a valores mais positivos, tornando o metal mais nobre. Em contraste, na polarização catódica, o potencial é deslocado para valores mais negativos, tornando o metal menos nobre.

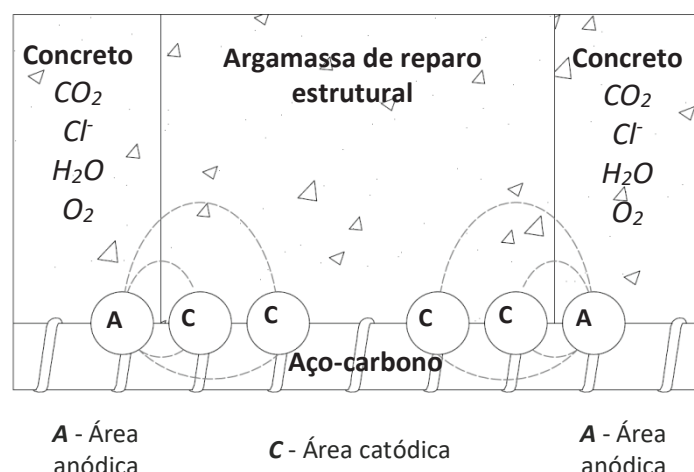
sob a área fissurada, devendo prosseguir em maior profundidade do que se espalhar lateralmente. Cabe ressaltar que, para o caso de barra passiva no entorno de **A**, a ativação da corrosão ocorrerá em teor de cloretos superior ao que desencadeou a corrosão na área **A** e que a carbonatação é retardada (ARAUJO; PANOSSIAN, 2016).

Quanto à fissura no concreto que levou à formação da macrocélula (**Figura 2**), há uma variedade de evidências e opiniões sobre seus efeitos na corrosão das estruturas. Entretanto, é consenso que as estruturas podem manter uma aparência visual satisfatória e ser adequadamente duráveis, desde que o grau de fissuração e as aberturas estejam dentro de limites aceitáveis (FIB 53, 2009; ABNT NBR 6118:2023). A ABNT NBR 6118:2023 esclarece que a fissuração é inevitável e que, “visando obter um bom desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, busca-se controlar a abertura”. A norma estabelece os seguintes limites para a abertura das fissuras, sendo para concreto armado: $\leq 0,2$ mm para Classe IV, $\leq 0,3$ mm Classes II e III e $\leq 0,4$ mm Classe I.

Bertolini et al. (2013) expõem que não há uma correlação precisa entre a corrosão das armaduras e a abertura da fissura, desde que esta permaneça abaixo de 0,5 mm. Em contraste, L’Hostis (2020) mostrou que, em concreto carbonatado, a taxa de corrosão na macrocélula é independente da abertura da fissura. Ghantous et al. (2017) verificaram que a espessura da camada de produtos de corrosão e a área corroída aumentavam com a ampliação da abertura da fissura, no entanto, durante o ensaio não foi verificada uma evolução significativa da corrosão para fissura com abertura até 0,5 mm (corpos de prova sem carga atuante).

A **Figura 3** ilustra outro exemplo de macrocélula, ocorrendo em região de execução de reparo estrutural localizado. Considerando um concreto carbonatado, antes do reparo, as áreas A na figura atuavam como catodos, onde a produção de hidroxilas ($O_2 + 2H_2O + 4e^- \rightarrow 4OH^-$) incrementava a alcalinidade local, mantendo o aço-carbono em estado passivo (CAO et al., 2013). Após o reparo, essa produção é interrompida e não mais ocorre a mencionada polarização catódica. Consequentemente, as condições tornam-se favoráveis para a corrosão da armadura passiva na adjacência ao reparo.

Figura 3 - Desenho esquemático da área anódica (**A**) e da área catódica (**C**) em macrocélula de corrosão de armadura em região de concreto com reparo estrutural localizado.



De acordo com Emmons, Vaysburd e Mcdonald (1994), há uma incompatibilidade do sistema de reparo com o concreto original, o que é decorrente do desequilíbrio das propriedades físicas, químicas e eletroquímicas entre ambos. Como explica Ribeiro (2014), a incompatibilidade eletroquímica se refere à diferença de potencial entre as regiões de concreto e do material de reparo, devido à heterogeneidade dos meios e à variação na concentração de uma ou mais espécies iônicas ativas. Com características diferentes, surgem áreas anódicas (**A**) e catódicas (**C**), formando uma macrocélula.

A pesquisa de Nepomuceno (1992) também aborda a formação de macrocélula de corrosão em área de reparo localizado. Além dos pontos já discutidos, o autor menciona que há diferenças no coeficiente de dilatação térmica e na permeabilidade entre o material de reparo e o concreto, assim como ocorre fissuração devido à falta de aderência entre eles.

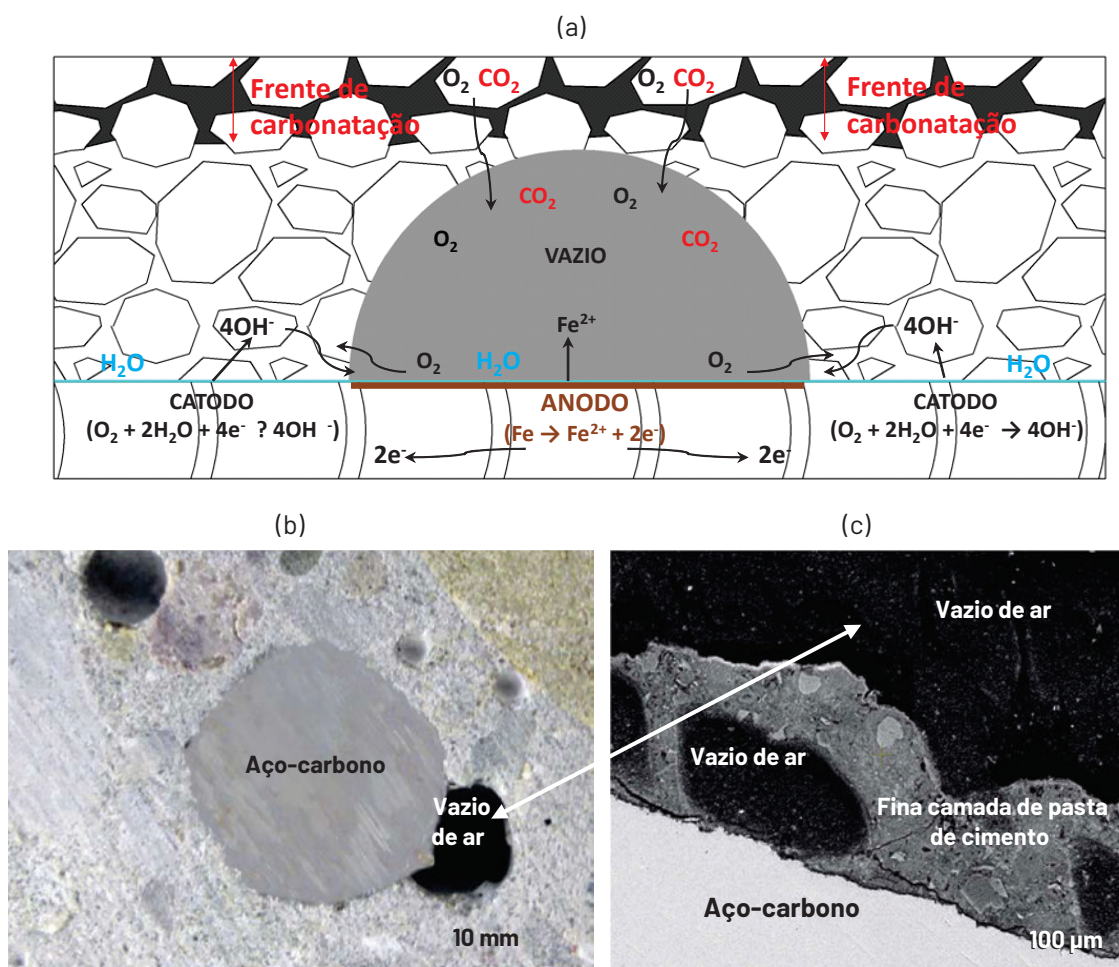
A prática demonstra que a especificação e a execução adequadas do reparo são essenciais. Na etapa de delimitação da área, é crucial evitar que o corte mecânico seja excessivamente profundo¹¹, pois isso pode facilitar o ingresso de água e outros agentes agressivos na região de inserção da armadura, especialmente quando há falha na aderência entre os materiais. Nessas condições, pode-se desenvolver macrocélula de corrosão ou se intensificar a corrosão já em curso.

A **Figura 4a** (ARAUJO et al., 2014a) ilustra a formação de macrocélula em razão do avanço não uniforme da frente de carbonatação, que atinge somente a interface de uma região com presença de bolha de ar (macroporo). Nessa região, ocorre a despassivação da barra, que apresenta características distintas das regiões adjacentes, em íntimo contato com a matriz de pasta de cimento não carbonatada.

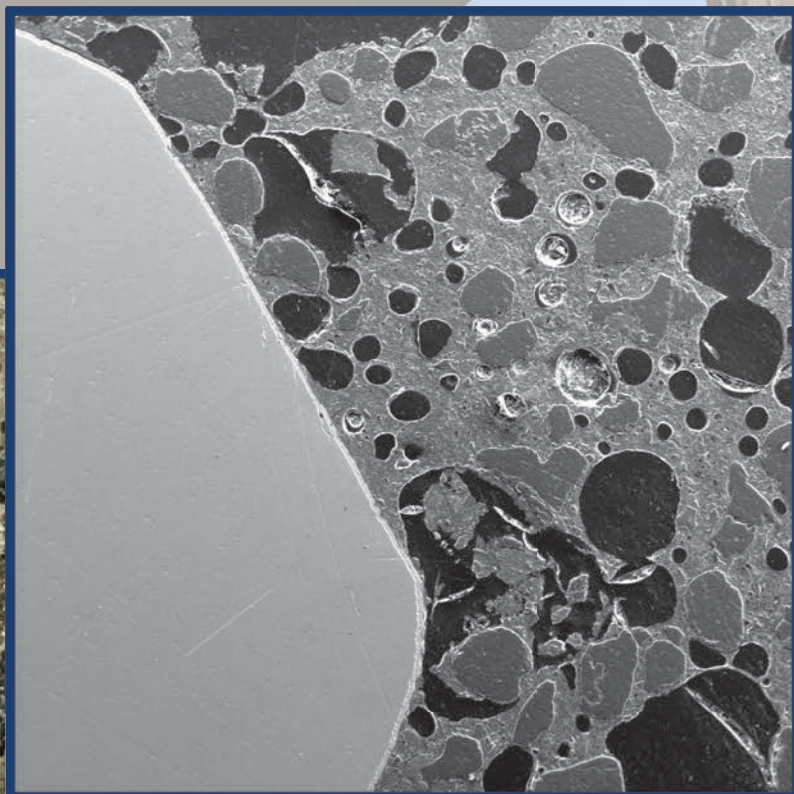
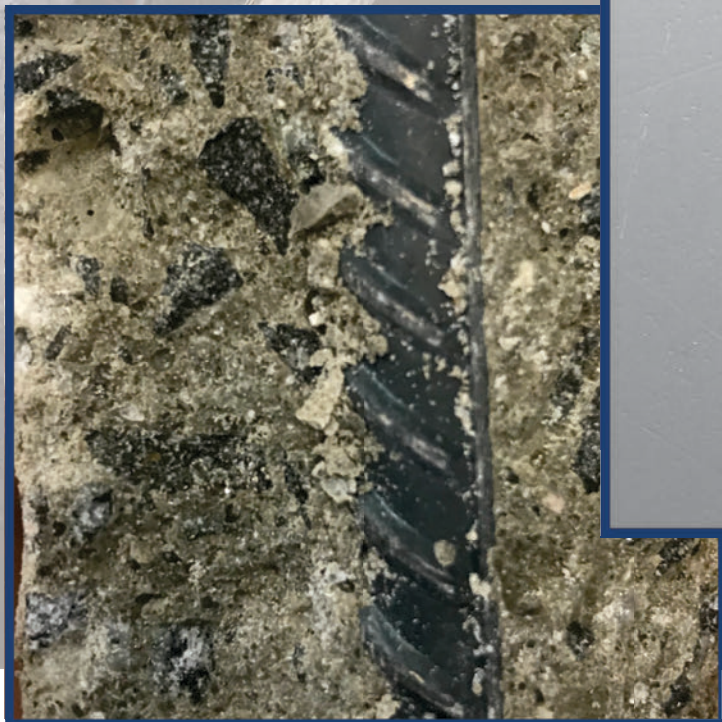
¹¹ Conforme a prática, a profundidade ideal de corte mecânico para delimitação de áreas de reparo em concreto é de 3 mm.

Esse cenário gera um desequilíbrio do potencial eletroquímico, estabelecendo-se entre a região ativa (**A**), localizada na interface barra-bolha, onde a água de poros apresenta pH reduzido, e as regiões passivas (**C**) adjacentes, onde a água de poro apresenta pH elevado. As **Figuras 4b** e **4c** (ANGST; ELSENER, 2017) demonstram, na prática, a presença de um espaço vazio junto à barra de aço-carbono. Observou-se uma fina camada de pasta de cimento (20 a 60 μm) contendo vazios de ar (**Figura 4c**).

Figura 4 - Desenho esquemático de célula de corrosão em área de presença de bolha de ar na interface armadura-concreto, local de avanço preferencial da frente de carbonatação (a). Exemplo prático da presença de vazio junto à barra de aço-carbono (b, c).



4. INTERFACE CONCRETO-ARMADURA PASSIVA



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

*Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais*

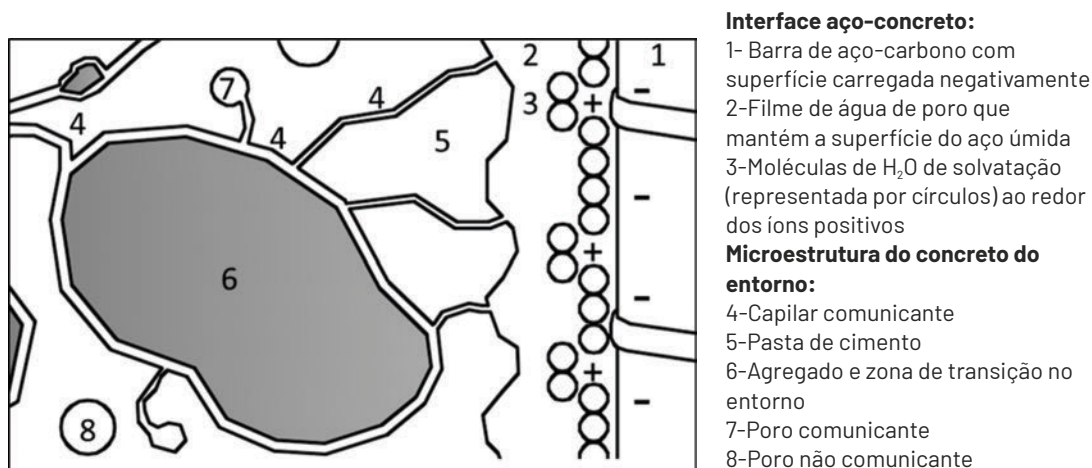


GERDAU
O futuro se molda

4. INTERFACE CONCRETO-ARMADURA PASSIVA

Quando um metal¹ é imerso em um meio aquoso (eletrólito), ocorre a formação de uma estrutura interfacial de cargas separadas, conhecida como dupla camada elétrica. O metal libera íons metálicos para o meio, resultando em uma superfície com excesso de elétrons. Isso cria um campo elétrico que retém íons metálicos positivos solvatados em sua vizinhança, carregados positivamente² (WOLYNEC, 2003; PANOSSIAN, 1993). Essa dinâmica é ilustrada na **Figura 5** (adaptada de KOLEVA et al., 2008; ARAUJO et al., 2017), que apresenta um desenho esquemático da dupla camada para o sistema concreto-armadura de aço-carbono.

Figura 5 – Desenho esquemático da dupla camada elétrica na interface armadura-concreto e da estrutura porosa do concreto.



Pela análise da **Figura 5**, percebe-se que a barra de aço-carbono (indicada como número 1) apresenta uma carga negativa, resultado da liberação de Fe^{2+} na água de poro que umedece sua superfície (número 2). Isso resulta em um excesso de cargas positivas (cátions) na superfície da barra, que são solvatadas por moléculas de H_2O (número 3). Além disso, é ilustrada a presença de uma rede de poros interconectados (números 4 e 7) no concreto, permitindo a penetração de líquidos e gases provenientes do ambiente externo. Essencialmente, essa rede é um conjunto de vazios e canais presentes na matriz cimentícia, formados principalmente durante as etapas de mistura, concretagem e cura do concreto. Parte desses vazios é comunicante, permitindo o acesso de elementos agressivos ao aço. Portanto, ainda que o do concreto de cobertura funcione como uma barreira física, ele apresenta permeabilidade (ANDRADE, 1992).

Independentemente das reações eletroquímicas responsáveis pela formação da dupla camada, estabelece-se uma diferença de potencial (ΔE) e uma taxa de

¹ Um metal é um elemento químico que, ao entrar em contato com uma solução, tende a se transformar em íon metálico devido à perda de elétrons para o meio, ficando com carga positiva.

² Isso geralmente ocorre devido à atração de moléculas de água, que se agregam ao íon metálico pela ação de forças do campo eletrostático por ele criado quando passa do metal para a solução. As moléculas de água que interagem com o íon formam uma bainha de solvatação (WOLYNEC, 2003).

corrosão (WOLYNEC, 2003) na interface. A magnitude desses parâmetros eletroquímicos varia de acordo com as características específicas do sistema metal-meio. No caso do sistema aço-carbono-concreto, formado a partir da concretagem, ocorrem reações eletroquímicas espontâneas, que levam à formação de um filme denso e aderente à superfície do aço-carbono³, o já citado filme passivo.

Embora esse filme seja dinâmico⁴, ele pode manter a taxa de corrosão em níveis desprezíveis em termos de vida útil. Valores típicos para sistema íntegro situam-se em torno de $0,05 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ($0,5 \text{ mA}/\text{m}^2$), podendo chegar até cerca de $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, o que corresponde a uma taxa de perda de aço de $1,16 \mu\text{m}/\text{ano}$ (ANDRADE et al., 2004; GONZÁLEZ et al., 1995). Entretanto, a estabilidade desse filme não é absoluta. O ambiente corrosivo no concreto pode comprometer sua integridade, levando a um aumento significativo na taxa de corrosão. Esse processo ocorre de forma mais acelerada em condições agressivas, especialmente em concretos com uma fração significativa de poros interconectados (números 4 e 7 na **Figura 5**), que facilitam a rápida difusão de gases e/ou o transporte de íons agressivos até a armadura (ARAUJO et al., 2014b).

A **Figura 6** (adaptada de BERTOLINI et al., 2013) apresenta curvas teóricas da polarização do ferro, representativas do sistema concreto-armadura com a formação do filme passivo. Essas curvas se referem à polarização potenciodinâmica, que consiste em uma varredura contínua do sistema com uma velocidade padronizada no sentido anódico, favorecendo a reação de oxidação (« »). Esse fenômeno ocorre em metais que apresentam a polarização de ativação⁵ – o metal se dissolve no meio aquoso ou forma um filme de óxidos insolúveis⁶, de caráter protetor.

Na curva de polarização anódica do ferro na **Figura 6a**, observa-se que, inicialmente, ocorre a sua oxidação ($\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$), levando a um curto intervalo de incremento da taxa de corrosão (apresentada na figura em densidade de corrente), que origina a formação do filme protetor. Nessa condição, o transporte de cargas na interface é diminuído significativamente e, portanto, a taxa de corrosão se mantém baixa para uma ampla faixa de valores de potencial (na figura, um pouco acima de + 500 mV vs. EPCP⁷). Sem imposição de corrente externa e a

³ Sem atuação de correntes externas e mantendo tanto a alcalinidade (pH elevado) quanto a disponibilidade de oxigênio na água de poro.

⁴ O filme é “vivo”, ou seja, podem ocorrer rearranjos na sua estrutura, sendo constantemente afetado e reconstituído em água de poros, não contaminada, com $\text{pH} \geq 11,5$.

⁵ Polarização em que a energia livre eletroquímica das condições de equilíbrio da interface metal-meio sofre uma alteração, conduzindo a um desequilíbrio entre as barreiras energéticas dos processos anódico e catódico (WOLYNEC, 2003).

⁶ A polarização por ativação pode ser superada aplicando-se um potencial externo, que aumenta a taxa de transferência de elétrons ou íons na interface metal-meio. O potencial aplicado inicia-se no potencial de corrosão (E_{corr}) ou em potencial de valor mais negativo, no qual predomina a reação catódica. O potencial é imposto por um potenciostato que faz a leitura da resposta da corrente circulante. Há possibilidade de a polarização ser cíclica, pela qual pode ser determinado, além do potencial de pite (E_p), o potencial de proteção (E_{prot}). Este corresponde ao potencial em que o trecho descendente da curva cruza com trecho inicial ascendente (apresentado mais adiante na **Figura 12a**).

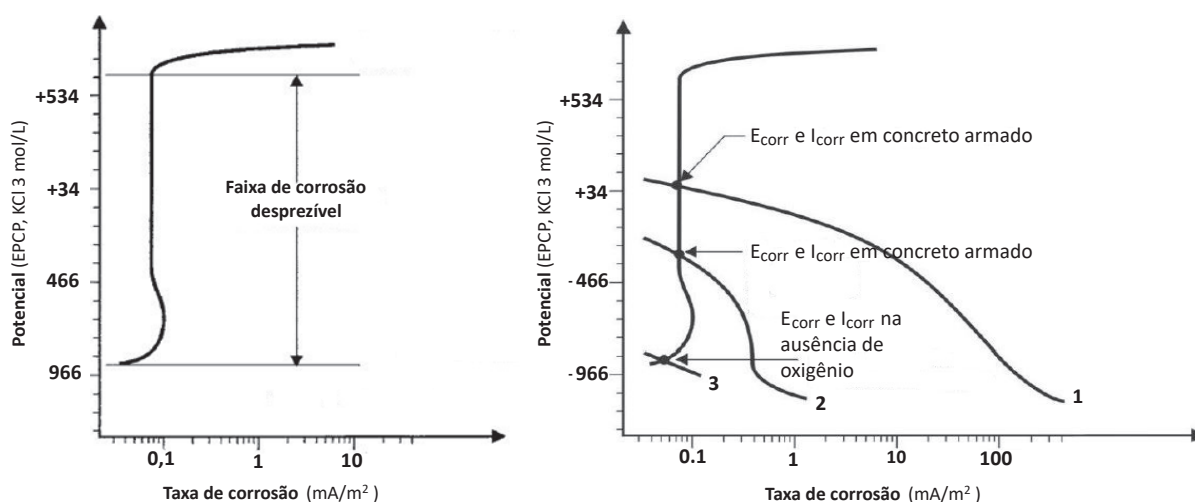
⁷ Eletrodo de referência de prata cloreto de prata – Ag/AgCl (EPCP). É formado por fio de prata recoberto por cloreto de prata em contato com uma solução de íons cloreto (KCl). No gráfico, utiliza-se EPCP com KCl 3 mol/L (chamado como EPCP3) com valor de 210 mV versus eletrodo de referência de hidrogênio – EH (ROBERGE, 2008). Em inglês, EPCP é identificado como *silver-silver chloride electrode*. É importante observar que um eletrodo de referência é um sistema eletroquímico em equilíbrio e reprodutível, com um potencial de valor conhecido e estável ao longo do tempo. No entanto, é necessário aferir o eletrodo periodicamente, seguindo as recomendações do fabricante.

contaminação do meio, o potencial do eletrodo passivo se mantém estável (potencial estacionário).

Na **Figura 6b**, tem-se a mesma curva e, adicionalmente, as curvas 1, 2 e 3 da polarização catódica ($O_2 + 2H_2O + 4e^- \rightarrow OH^-$). Essas curvas evidenciam que os valores do potencial (E_{corr}) e da taxa de corrosão (I_{corr}) são fortemente dependentes da presença de oxigênio dissolvido junto à superfície do aço-carbono, o que tem relação com o teor de umidade do concreto. Em teor de umidade muito elevado, há dificuldade de o oxigênio se difundir através do concreto de cobrimento⁸ (TUUTTI, 1982).

A curva **1** na **Figura 6b** representa a condição de água de poro aerada e do aço-carbono passivo (comum em partes de estruturas expostas à atmosfera), em que os potenciais de corrosão são os mais elevados (valores mais positivos). No entanto, os potenciais podem ser reduzidos (valores mais negativos) quando há restrição significativa da disponibilidade de oxigênio na água de poro (mais comum em região logo abaixo da variação de maré). Essa condição é representada pela curva **2** e, na curva **3**, a condição de ausência do oxigênio (água de poro desairada).

Figura 6 – Curva esquemática teórica da polarização anódica do ferro, representado o sistema armadura-concreto no estado passivo.



Cabe considerar que, na prática, é comum o levantamento de curvas de polarização em estudos de corrosão para analisar o comportamento de diferentes sistemas metal-meio e a formação do filme passivo. Cita-se o estudo de Lv et al. (2024), no qual se verificou que, à medida que o tempo de imersão do aço-carbono em solução altamente alcalina aumentava, o potencial se elevava gradualmente, estabilizando-se após cinco dias. Isso indicou o desenvolvimento de um filme passivo, que reduziu a tendência à corrosão. Nesse período, também se observou

⁸ O oxigênio desempenha um papel crucial no processo de corrosão, especialmente na reação catódica. A taxa de consumo de oxigênio nessa meia célula catódica pode superar a taxa na qual o oxigênio dissolvido atinge a superfície do eletrólito. Assim, o transporte do oxigênio através do concreto de cobrimento atua como um limitador da taxa de corrosão, sendo denominado controle catódico. Isso implica que a difusão de oxigênio no concreto pode restringir a velocidade com que a corrosão se desenvolve, dependendo das características do concreto e das condições ambientais.

um aumento da resistência ao fluxo de corrente⁹, atribuído ao espessamento do filme passivo.

Originalmente, o filme passivo pode apresentar diferentes composições e arranjos em meios de alta alcalinidade, conforme relatos de diferentes pesquisas consultadas. Em meio simulado de água de poro (SSAP), Huet et al. (2005) identificaram que a espessura do filme passivo é inferior a aproximadamente 9 nm¹⁰, constituído principalmente de Fe₂O₃ e de compostos de oxi-hidróxidos (FeOOH). Sagoe-Crentsil e Glasser (apud CASCUDO, 1997) descrevem que a espessura do filme passivo varia entre 10⁻³ e 10⁻¹ µm, sendo geralmente invisível.

O estudo de Sánchez-Moreno et al. (2009) mostrou que o filme passivo apresenta duas camadas interligadas, corroborando a descrição de Sagoe-Crentsil e Glasser (apud CASCUDO, 1997). A camada interna corresponde ao primeiro estágio das reações eletroquímicas do aço-carbono em meio de alta alcalinidade, sendo composta principalmente por óxidos de ferro, como a magnetita (Fe₃O₄). A camada mais externa representa o segundo estágio da passivação, no qual ocorre o aumento da espessura do filme, que se torna menos condutivo devido à presença de compostos de Fe(III) (RODRIGUES et al., 2021). Na condição de estabilizado, o sistema atinge um potencial estacionário, onde a densidade de corrente das reações de oxirredução se iguala (BERTOLINI et al., 2013).

No estudo da interface concreto-armadura, Chomat et al. (2014) identificaram a presença de uma camada rica em elementos da pasta de cimento, visualizada (à vista desarmada) na envoltória de barras removidas após fratura de corpos de prova, como mostrado na **Figura 7** (ARAUJO et al., 2018a). Segundo Rosenberg et al. (apud CASCUDO, 1997), essa camada adicional confere uma proteção física contra a corrosão, sendo composta de um precipitado de hidróxido de cálcio, o qual pode fazer parte da formação do filme passivo, reagindo com a magnetita, conforme a equação (GENTIL, 2011):



A proteção conferida pela camada física que envolve a armadura passivada atua como um tampão, devido à sua reserva alcalina, rica em íons OH⁻ (ANGST et al., 2011; PAGE, 2009; VERBECK, 1975). Quanto maior o aporte de OH⁻, maior o tempo requerido para que o pH da água nos poros - que mantém a superfície da armadura umedecida - diminua, e maior será o teor crítico de cloretos necessário para a despassivação. Peng et al. (2024) esclarecem que esse teor crítico corresponde à concentração mínima necessária para atravessar a camada física e alcançar a

⁹ Isso foi verificado por meio da realização de ensaio de impedância eletroquímica, que é uma técnica de caracterização de uma grande variedade de sistemas eletroquímicos. Ela “parte do pressuposto de que um determinado circuito elétrico mais ou menos elaborado pode representar o comportamento do aço dentro do concreto” (RIBEIRO; SOUZA; ABRANTES, 2015).

¹⁰ Nanômetro.

superfície do substrato metálico, levando à nucleação de pites. A estabilidade e a repassivação desses pites são controladas pela citada relação $[Cl^-]/[OH^-]$ (ver Capítulo 1), utilizada como critério para avaliar o estado do filme passivo).

Horne, Richardson e Brydson (2007) constataram que a continuidade da camada física na envoltória da armadura é interrompida pela presença de bolhas de ar e outros vazios, como ilustrado na **Figura 7b**. Essa interrupção era mais comum na parte inferior de barras horizontais em comparação com a parte superior e as barras verticais. Além disso, observaram que a camada protetora era mais espessa quando o concreto utilizado tinha uma menor relação água/cimento (a/c) e quando a concretagem era realizada com barras íntegras (limpas) em vez de barras corroídas.

Figura 7 – Vista geral (a) e parcial (b) de corpo de prova fraturado na transversal e com remoção da barra de aço-carbono. Observa-se a presença da pasta de cimento na interface (a, b) e, também, de bolhas de ar e outros vazios de diferentes dimensões (b).

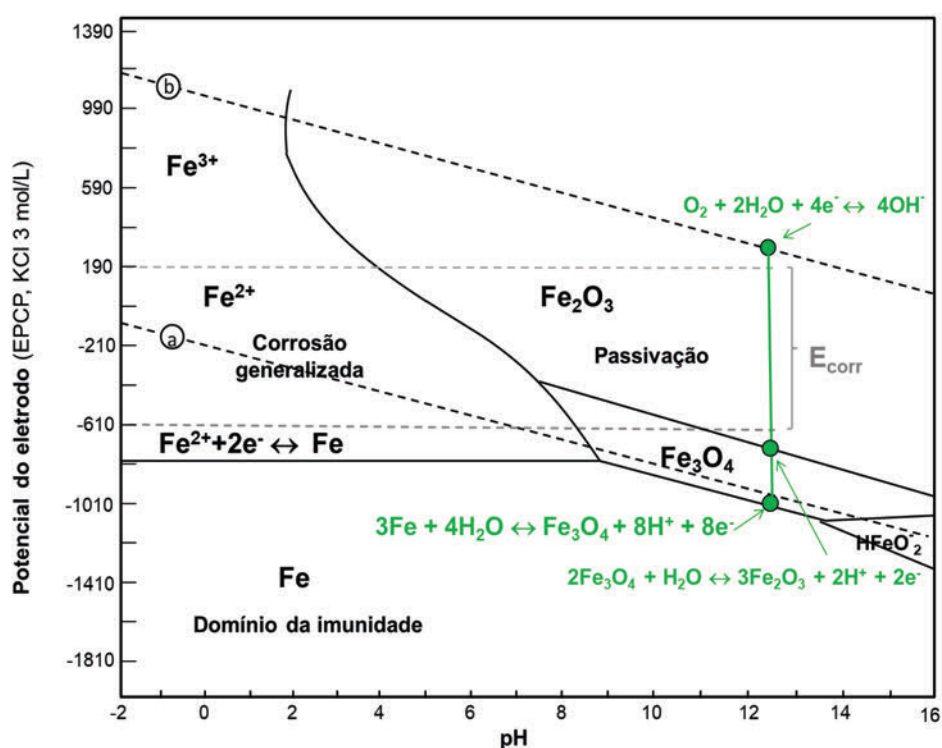


Angst et al. (2017a) explicam que os vazios no concreto são resultantes da incorporação de ar e de seu aprisionamento involuntário durante a compactação do concreto fresco. As bolhas de ar incorporadas tendem a ascender, com parte delas aderindo à superfície das barras e outra parte ficando presa sob a superfície de barras horizontais. A corrosão da armadura tende a iniciar na região onde essas bolhas estão localizadas, caracterizando a área anódica, como foi mostrado na **Figura 4a**. Na **Figura 4c**, é possível visualizar a microestrutura da camada de pasta de cimento na envoltória de uma barra, apresentando espessura entre 20 e 60 μm .

A **Figura 8** (adaptada de POURBAIX, 1974) apresenta o diagrama termodinâmico potencial – pH do ferro em água (temperatura de 25 °C e com 10^{-6} mol/L de espécies dissolvidas), indicando as condições de equilíbrio de todas as reações químicas e eletroquímicas possíveis de ocorrer. Observa-se a identificação de região de possível formação do filme passivo, localizada na região superior à direita, demarcada como "Passivação". Como mencionado, o filme passivo é uma película contínua, compacta e aderente formada pela geração de produtos de corrosão insolúveis, sendo sua formação dependente da alcalinidade do meio (pH) e do

potencial de corrosão do sistema metal-meio. Na prática, faz-se necessário realizar o exame visual para confirmar o estado do metal em estudo, o que não é possível somente consultando o diagrama.

Figura 8 – Diagrama de equilíbrio potencial x pH do ferro em água à temperatura de 25 °C, com indicação (faixa verde) dos valores típicos de potencial do aço-carbono em concreto. Potencial do eletrodo em relação ao eletrodo de prata-cloreto de prata – EPCP, em KCl 3 mols/L.



O diagrama (**Figura 8**) também mostra a região de estabilidade do ferro demarcada como “Imunidade”, na qual não há atividade de oxidação/dissolução no meio ou reação de oxidação/passivação. Essa condição ocorre quando há a imposição intencional de uma corrente externa, como em sistema de proteção catódico de tubulação enterrada ou submersa (NACE SP0408, 2008). A região localizada na parte superior esquerda do diagrama, demarcada como “Corrosão generalizada”, corresponde à estabilidade de íons ferrosos (Fe^{2+} e Fe^{3+}), ou seja, o sistema metal-meio está ativo, ocorrendo o processo de oxidação do aço com geração de produtos solúveis de corrosão (estado ativo de corrosão) (ARAUJO et al., 2018a; ARAUJO; PANOSSIAN, 2016). A taxa de corrosão do sistema depende de vários fatores, em destaque a natureza do meio e a disponibilidade de agente oxidante.

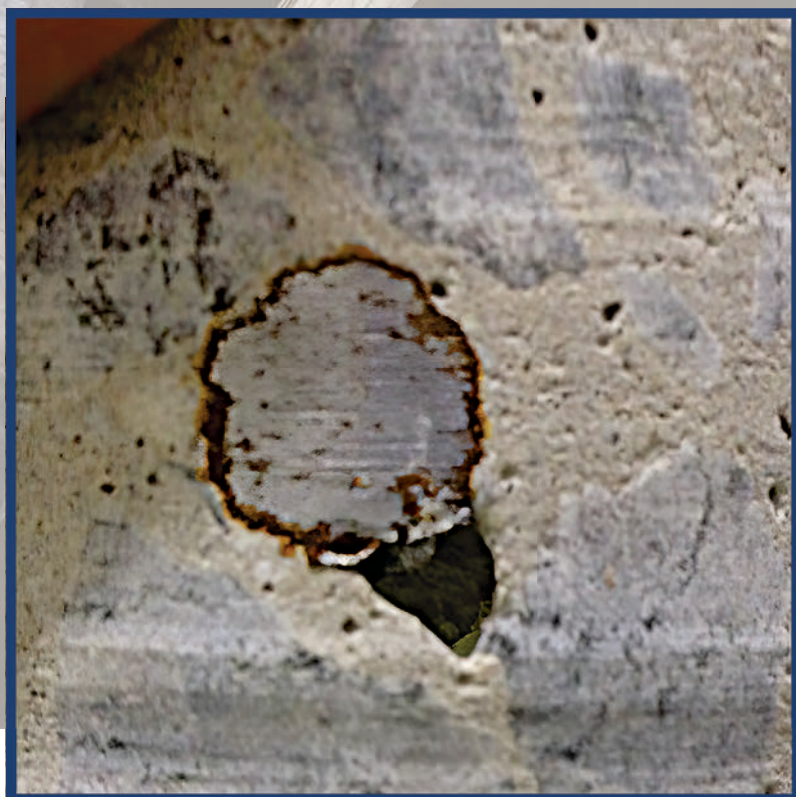
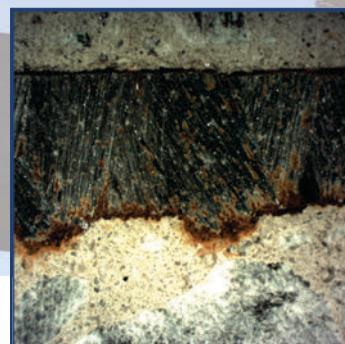
Sabendo-se que o ferro é o principal elemento do aço-carbono, o diagrama da **Figura 8** pode ser usado para avaliar as possíveis condições de corrosão do sistema armadura-concreto. No estado passivo, o pH do meio alcalino do concreto varia entre cerca de 11,5 até 13, condição representada pela linha de cor verde no diagrama. Essa linha se inicia na intersecção com a linha **b** da reação $\text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 4\text{e}^- \leftrightarrow 4\text{OH}^-$ (reação de equilíbrio do oxigênio).

Acima da linha **b**, a água tende a se decompor, liberando o gás oxigênio para o meio. Na extremidade, a linha verde intersecta a linha da reação $3\text{Fe} + 4\text{H}_2\text{O} \leftrightarrow \text{Fe}_3\text{O}_4 + 8\text{H}^+ + 8\text{e}^-$, que está próxima da linha a da reação $2\text{H}^+ + 2\text{e}^- \leftrightarrow \text{H}_2$ (reação de equilíbrio do hidrogênio). Abaixo da linha **a**, a água tende a se decompor, ocorrendo a reação de redução do cátion hidrogênio, com liberação de gás hidrogênio para o meio ($2\text{H}^+ + 2\text{e}^- \rightarrow \text{H}_2$).

É preciso salientar que a reação de oxidação do hidrogênio não ocorre no sistema armadura-concreto devido ao fato de que, naturalmente, o potencial se mantém acima da linha **a**. Isso significa que não há possibilidade de ocorrência de redução de hidrogênio sob o ponto de vista termodinâmico (ARAUJO et al., 2017).

Ainda na **Figura 8**, explica-se que a faixa entre as linhas **a** e **b** corresponde ao domínio da estabilidade da água. Nessa faixa está indicada a região aproximada do potencial de corrosão (E_{corr}) do sistema armadura-concreto, que, segundo diferentes literaturas consultadas, apresenta valor entre cerca de +200 e -600 mV, em relação ao eletrodo de prata-cloreto de prata – EPCP, em KCl 3 mol/L.

5. INTERFACE CONCRETO-ARMADURA CORROÍDA



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

*Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais*



GERDAU
O futuro se molda

5. INTERFACE CONCRETO-ARMADURA CORROÍDA

A corrosão das armaduras resulta na formação de produtos cuja natureza é fortemente influenciada pela composição e pH do meio aquoso do concreto, além de outros fatores (GENG et al., 2018; ARAUJO; PANOSSIAN, 2016). Esses produtos podem formar camadas espessas, uma vez que o seu volume pode ser de 2 a 6 vezes maior que o do aço-carbono original (JAFFER; HANSSON, 2009; GENTIL, 2011). As camadas de corrosão nas armaduras de concreto armado são geralmente compostas por diferentes óxidos e hidróxidos de ferro, como (SÁNCHEZ-DEZA et al., 2017):

- **Fe₂O₃ (Hematita):** volume de 2,13;
- **Fe₃O₄ (Magnetita):** volume de 2,09;
- **Fe₂O₃ 3H₂O (Ferrihidrita):** volume de 6,5;
- **α-FeOOH (Goethita):** volume de 2,94;
- **γ-FeOOH (Lepidocrocita):** volume de 3,16;
- **β-FeOOH (Akaganeita):** volume de 3,59.

Esses produtos de corrosão expandem-se ao redor das armaduras, gerando pressão interna que compromete a integridade do concreto de cobertura, restando na formação de fissuras e no deslocamento do material, expondo a armadura corroída (LOURENÇO; SOUZA, 2014) (ver Capítulos 6 e 7). Huet et al. (2003) explicam que, para que ocorra fissuração, os vazios da interface armadura-concreto devem ser primeiro preenchidos com os produtos gerados no processo de corrosão. Além disso, sua formação depende de fatores como a densidade e a valência dos produtos de corrosão, bem como da distribuição das áreas anódica e catódica na célula de corrosão.

Em campo, a presença de produtos de corrosão na superfície das armaduras e na interface com o concreto pode ser verificada por meio do exame visual de armaduras recém-expostas (veja Capítulos 9 e 10). No estado passivo, a armadura apresenta coloração acinzentada, mas, à medida que a corrosão se inicia, surgem manchas de ferrugem em tons de marrom, laranja, vermelho e preto, frequentemente combinados. Com a progressão do processo, há o acúmulo de produtos de corrosão volumosos, que mantêm essas colorações e levam ao surgimento de fissuras, chamadas de fissuras de corrosão.

Parte dos produtos de corrosão pode ser lixiviada¹ e aflorar na superfície do concreto, formando manchas de ferrugem. Essas manchas, juntamente com as fissuras, são manifestações patológicas facilmente identificáveis durante a

¹ A distância que os produtos de corrosão podem percorrer na matriz cimentícia, a partir da superfície do aço, está relacionada à fração de poros interligados na matriz cimentícia e ao teor de umidade do concreto (STEFANONI; ANGST; ELSENER, 2019).

inspeção visual de elementos estruturais (SAGOE-CRENTSIL; GLASSER, 1993). Andrade (1992) destaca que a lixiviação ocorre com maior frequência em concretos muito úmidos e observa que as manchas de ferrugem resultantes nem sempre coincidem exatamente com a posição da armadura corroída.

Com a lixiviação, o aparecimento de fissuras de corrosão na superfície do concreto pode ser postergado, uma vez que a formação de camadas de produtos de corrosão com volume suficiente para gerar tensões internas significativas demanda um tempo mais prolongado. Essa dinâmica justifica o foco de muitos estudos na avaliação do tipo de produto de corrosão formado, suas características e a penetração da corrosão², parâmetro adotado na determinação da vida útil residual de estruturas afetadas pela corrosão (KÖLIÖ et al., 2015).

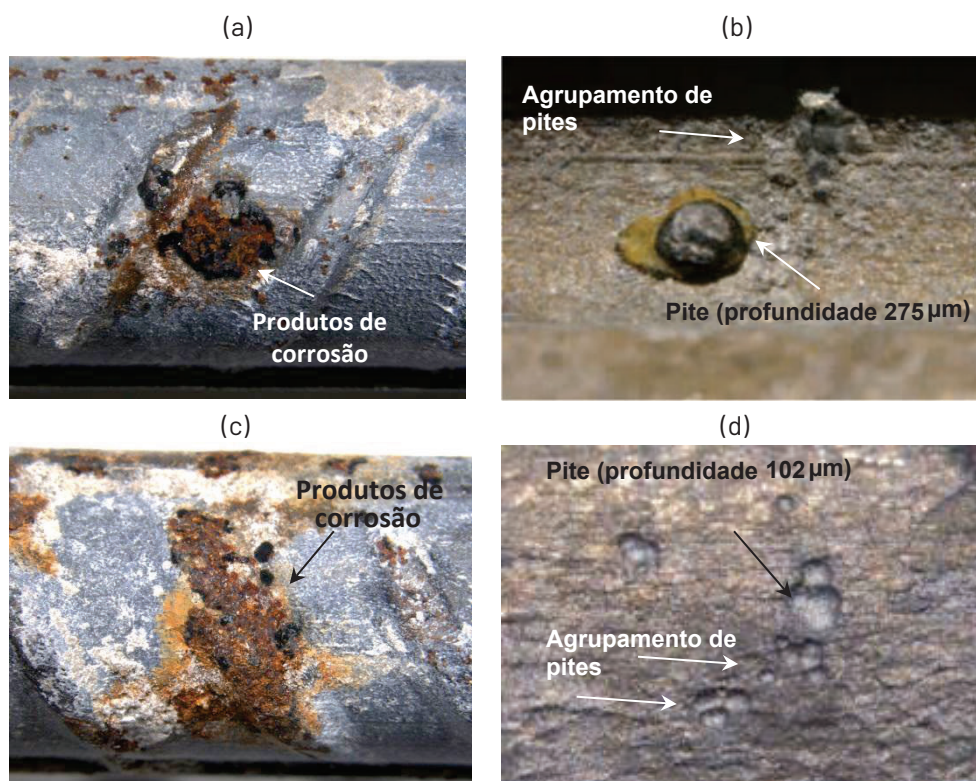
A **Figura 9** (ARAUJO et al., 2018a) apresenta colorações típicas dos produtos de corrosão resultante do ataque de cloretos (pites) ao aço-carbono, após ensaio em que corpos de prova armados foram expostos a uma solução salina. Nas **Figuras 9a** e **9c**, observam-se trechos de barras extraídas de corpos de prova após o monitoramento do potencial de corrosão indicar um estado ativo de corrosão. Nota-se o acúmulo de produtos, predominantemente nas cores marrom-avermelhado e preta. A remoção desses produtos (decapagem do aço) permitiu verificar, com o uso de lupa, que a corrosão ainda era incipiente, ou seja, estava no período inicial de nucleação de pits estáveis e de seu agrupamento, como mostram as **Figuras 9b** e **9d**.

O estudo recente de Geng et al. (2018) sobre a corrosão do aço-carbono em solução simulada de água poro contaminada com cloreto revelou uma configuração semelhante ao ataque apresentado na **Figura 9**. Foi constatado que a maior parte da superfície metálica permanecia não corroída e plana, embora apresentasse saliências localizadas devido à presença de uma fina camada de produtos de corrosão. Uma análise microscópica detalhada da superfície revelou reentrâncias localizadas, indicando onde o filme passivo havia se rompido pela penetração de íons cloreto, iniciando o processo corrosivo. Para a solução simulada de concreto carbonatado, observou-se a completa corrosão da superfície, caracterizada por produtos porosos, pouco densos e com baixa aderência ao substrato, facilmente desprendidos.

² Espessura média radial do material perdido de armadura pela corrosão, discutido no Capítulo 12.

Figura 9 – Detalhe de barras com corrosão localizada antes (a,c) e após decapagem (b,d).

Observa-se o acúmulo de produtos de corrosão predominantemente na cor marrom-avermelhado e alaranjado e a presença de cristais de sais de cloretos (cor esbranquiçada) (a,c) e de pites (cavidades arredondadas), alguns agrupados (b,d).



Entre os produtos de corrosão do aço-carbono, os de coloração preta estão frequentemente associados à formação de magnetita (Fe_3O_4), que pode resultar em uma camada densa e aderente à superfície do metal, atuando como uma barreira à transferência de cargas na interface armadura-concreto. Na presença de cloretos, o produto típico é a akaganeita ($\beta\text{-FeOOH}$), que, devido a seu volume elevado, pode contribuir particularmente para a fissuração do concreto de cobertura (SÁNCHEZ-DEZA et al., 2017; LIFECON, 2003). No entanto, a akaganeita tem alta solubilidade em meio aquoso e pode se precipitar em concreto úmido, aliviando as tensões expansivas dos produtos de corrosão. Como mencionado, isso pode retardar o surgimento de fissuras de corrosão (LIFECON, 2003).

Para o concreto carbonatado, Nguyen et al. (2022) ressaltam que os produtos de corrosão tendem a apresentar baixa solubilidade, exercendo, assim, maior tensão no concreto de cobertura em comparação com a corrosão em concreto contaminado com cloretos, o que também é apontado no documento LIFECON (2003). Isso se deve à baixa solubilidade dos oxihidróxidos de ferro em condições quase neutras no concreto carbonatado (RODRIGUES et al., 2021; STEFANONI et al., 2018), resultando na formação de uma camada de precipitados em espaços confinados, o que dificulta sua dispersão. Isso explica, em parte, a maior frequência da visualização de fissuras de corrosão mapeadas na superfície do concreto carbonatado em comparação com concreto contaminado com cloretos.

Nesse caso, as fissuras mapeadas ocorrem geralmente na direção paralela à armadura, à medida que os produtos de corrosão se acumulam, o que ocorre de forma relativamente lenta e não resulta de imediato em uma perda significativa da seção transversal de barras da armadura.

A seguir, a **Figura 10a** (adaptada de L'HOSTIS, 2020) esquematiza a evolução dos produtos de corrosão do aço-carbono em relação à diminuição gradual do pH do meio aquoso, à medida que a frente de carbonatação avança. Na fase inicial, formam-se complexos intermediários de coloração verde. Com a queda do pH, ocorre a formação de magnetita (de cor preta), seguida pela formação de oxihidróxidos, goethita, lepidocrocita e ferridrita. A **Figura 10b** mostra a condição real de um avanço significativo da corrosão em concreto carbonatado³, com trechos de estribos inseridos em concreto segregado e com cobertura insuficiente. Nessa condição, a corrosão pode ser induzida pela formação de macrocélulas, resultando em uma superfície com cavidades profundas, também conhecidas como alvéolos de corrosão.

A citada cor verde é característica da corrosão em concreto muito úmido e decorre da formação de complexos de ferro hidratados, cuja existência é potencializada pela presença de íons cloreto e/ou sulfato (SAGOE-CRENTSIL; GLASSER, 1993). Como esses complexos são solúveis, podem, ao longo do tempo, aflorar na superfície do concreto. Ao entrar em contato com o oxigênio, eles se oxidam, formando as tradicionais manchas de ferrugem em tons castanhos, avermelhados e alaranjados.

A **Figura 11** (adaptada de SARIN et al. apud NOSSONI; HARICHANDRAN, 2014) representa a interface do aço-carbono corroído em meio contaminado com cloretos. Nela, são visíveis três camadas distintas: uma camada interna porosa ($\text{Fe}(\text{OH})_2$), decorrente do efeito barreira ao acesso de oxigênio, uma camada densa e estável (rica em Fe_2O_3 e Fe_3O_4), e, por fim, uma camada externa saturada com água de poro (rica em $\text{Fe}(\text{OH})_3$ e $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$), onde há livre acesso de elétrons, oxigênio dissolvido e íons cloreto.

³ Imagens geradas pelo técnico do LCP Caiu M. Neves.

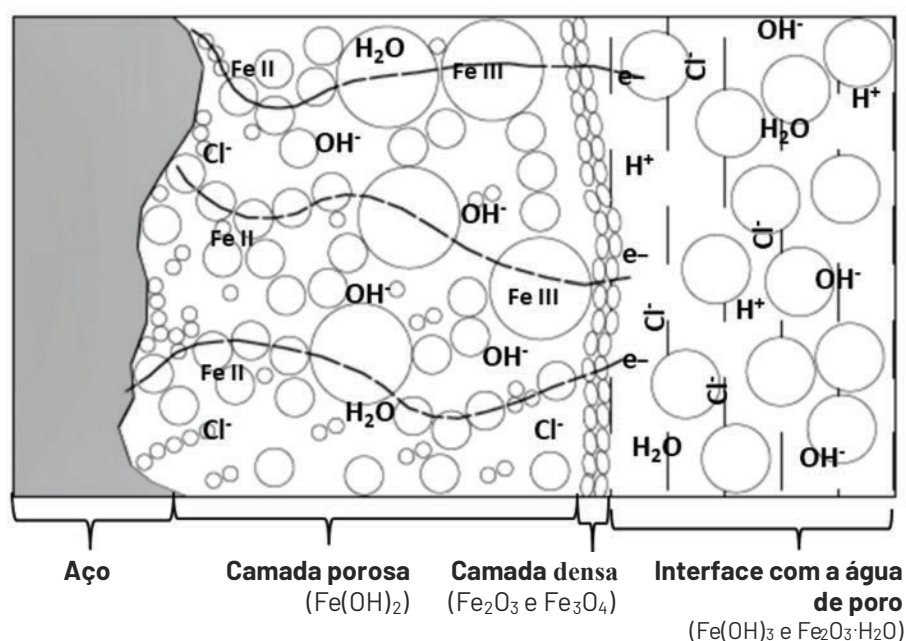
Figura 10 – Representação esquemática da evolução dos produtos de corrosão em relação à redução do pH pelo fenômeno da carbonatação do concreto (a). Corrosão severa em estribo extraído de concreto carbonatado (b).

(a)		
Estado passivo de corrosão	Estado ativo de corrosão	
pH		
13 a 12,5	10 a 9,5	9 a 8,5
Produtos da corrosão		
Filme estável	Complexos instáveis (cor verde)	Goetita, Lepidocrocita, Ferridrita e outros

(b)

The image consists of two photographs showing the severe corrosion of a steel reinforcement bar (estribo) extracted from carbonated concrete. The top photograph shows a cross-section of the bar, which is heavily rusted and delaminated, with a large amount of orange-brown rust visible. The bottom photograph shows a longitudinal section of the bar, which is also heavily rusted and delaminated, with a large amount of orange-brown rust visible. The background of both photographs is dark, likely the interior of the concrete structure.

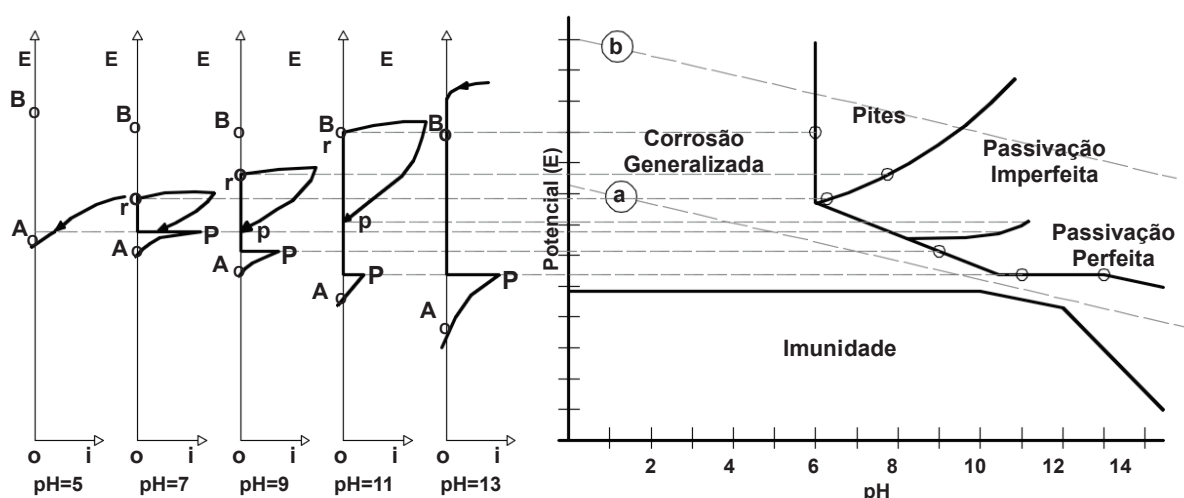
Figura 11 – Desenho esquemático de possíveis camadas de produtos de corrosão de aço-carbono em meio aquoso contaminado com íons cloreto.



Pourbaix (1972) elaborou um diagrama do ferro considerando a presença de cloretos ($0,01 \text{ mol/L} = 355 \text{ mg/L}$) em água a 25°C . O diagrama é apresentado na **Figura 12b**, junto as com curvas de polarização anódica do ferro, correspondentes na **Figura 12a** a valores de pH da água de 5, 7, 9, 11 e 13. Na **Figura 12b**, a região demarcada como “Pites” representa o domínio onde ocorre a nucleação e a propagação dos pites; a região demarcada como “Passivação imperfeita” corresponde ao domínio em que os pites existentes continuam ativos, porém novos pites não são nucleados; por fim, a região demarcada como “Passivação perfeita” representa o domínio em que o ferro está protegido, pois os pites ativos são

repassivados, não havendo nucleação de novos pites. Em relação ao diagrama apresentado anteriormente na **Figura 8**, observa-se uma ampliação da região de corrosão, que inclui tanto a corrosão generalizada quanto a corrosão localizada, resultante da nucleação de pites.

Figura 12 – Curvas de polarização anódica do ferro em solução salina (25 °C, contendo 0,01 mol/L de íons cloreto) para valores de pH de 5, 7, 9, 11 e 13 (a) e Diagrama de equilíbrio correspondente com indicação da região do domínio de imunidade, corrosão generalizada, corrosão localizada (pites), passivação imperfeita e passivação perfeita (b).



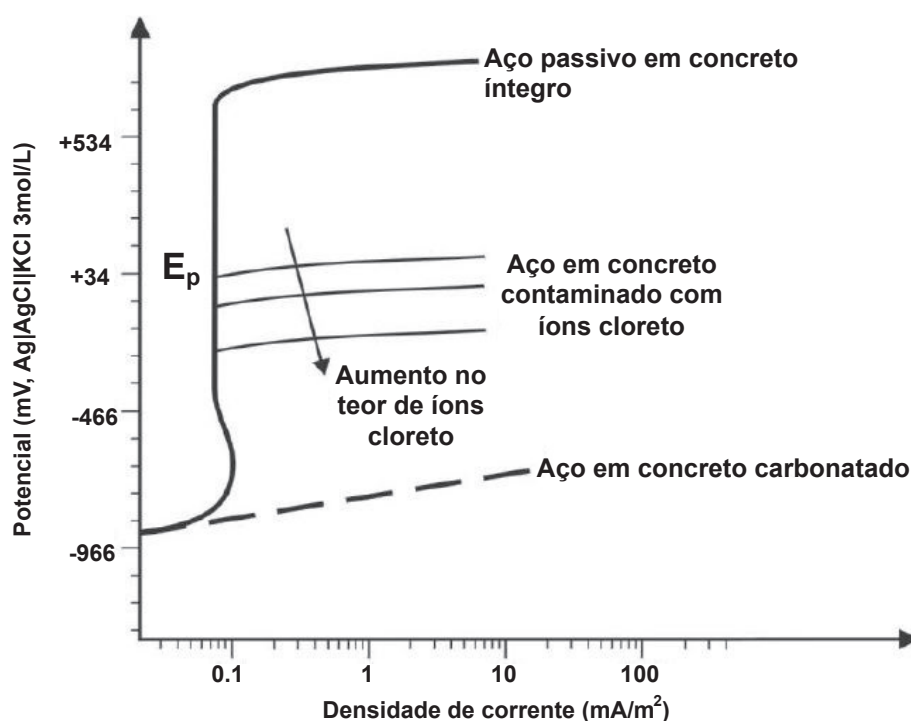
Na **Figura 12a**, explica-se que os pontos **A** correspondem ao potencial de equilíbrio da reação de evolução do hidrogênio ($2H^+ + 2e^- \leftrightarrow H_2$), enquanto os pontos **B** representam o potencial de equilíbrio da reação de redução do oxigênio ($O_2 + 2H_2O + 4e^- \leftrightarrow 4OH^-$) para diferentes valores de pH (5, 7, 9, 11 e 13). Os pontos **P** referem-se ao potencial em que ocorre a passivação na varredura direta no sentido anódico; os pontos **r** correspondem ao potencial de pite (E_p), e os pontos **p** (de varredura reversa) ao potencial de repassivação ou potencial de proteção de pite (E_{prot}). Destaca-se que o conhecimento de E_{prot} é a base para a aplicação da técnica de proteção catódica⁴.

Observa-se, pela **Figura 12a**, que, no pH 13, o ferro encontra-se no domínio de passivação perfeita, conforme já representado pela linha verde hachurada do diagrama da **Figura 8**. No sistema armadura-concreto, esse estado (passivo) é mantido enquanto o teor de íons cloreto na água de poro junto à armadura permanecer baixo e o pH for suficientemente alto para permitir que o filme protetor se restabeleça sempre que for rompido (repassivação) (BROOMFIELD, 2006). No pH 11, o ferro encontra-se nos domínios da passivação imperfeita e da passivação perfeita – esta última ocorre para valores de potencial abaixo do ponto **p**, o qual contempla a faixa do potencial de proteção – E_{prot} . Esse comportamento também é válido para o pH 9, embora o domínio de passivação perfeita seja mais restrito.

⁴ Técnica de controle e prevenção da corrosão de metais, por meio da redução do potencial para valores mais negativos do que o potencial de corrosão (E_{corr}). Isso é realizado pela aplicação de uma corrente que pode ser fornecida por uma fonte externa de alimentação (proteção por corrente impressa) ou por um metal com potencial mais negativo (proteção por anodo de sacrifício). Embora seja eficaz para estruturas expostas a condições ambientais adversas, essa técnica tem sido especialmente aplicada em estruturas contaminadas com cloretos e, ainda, recomendada para estruturas expostas a corrente de fuga (ARAUJO, PANOSIAN, LOURENÇO, 2013).

A **Figura 13** (adaptada de BERTOLINI et al., 2013) ilustra de forma mais simples parte do exposto, apresentando curvas teóricas representativas da polarização do sistema com ativação da corrosão por cloretos adicionados no meio em diferentes quantidades e, ainda, a corrosão induzida pela carbonatação do concreto em meio com pH reduzido (linha hachurada na figura). Observa-se que a região passiva, já apresentada na **Figura 6a**, é reduzida devido à quebra do filme no potencial de pite (E_p), cujo valor é mais negativo quanto maior for a quantidade de cloretos no meio. Com o início do processo corrosivo, observa-se um rápido aumento da densidade de corrente de corrosão.

Figura 13 - Curva esquemática teórica da polarização anódica do ferro, representando o sistema armadura-concreto no estado passivo e ativo.



Por fim, ressalta-se que a nucleação de pites e respectiva quebra do filme (**Figura 13**) também têm relação com a microestrutura do aço-carbono, pois defeitos e heterogeneidades na sua superfície atuam como sítios preferenciais para o ataque corrosivo (AVCI et al., 2018). Portanto, o ambiente corrosivo não determina de maneira precisa o local de iniciação do processo corrosivo, mas influencia sua evolução. Nesse contexto, Gentil (2011) destaca que a presença de inclusões de sulfeto no aço pode acelerar a nucleação de pites, uma vez que a dissolução das inclusões de sulfeto de manganês (MnS) resulta em um decréscimo do pH no interior do pite, intensificando o ataque corrosivo. De acordo com Noel (2003), embora as inclusões não sejam constituintes majoritários da liga, elas podem comprometer significativamente a resistência à corrosão. O autor reforça que as inclusões de MnS, comumente presentes no aço-carbono, são amplamente reconhecidas como sítios preferenciais para a iniciação da corrosão por pites.

6. VIDA ÚTIL



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais

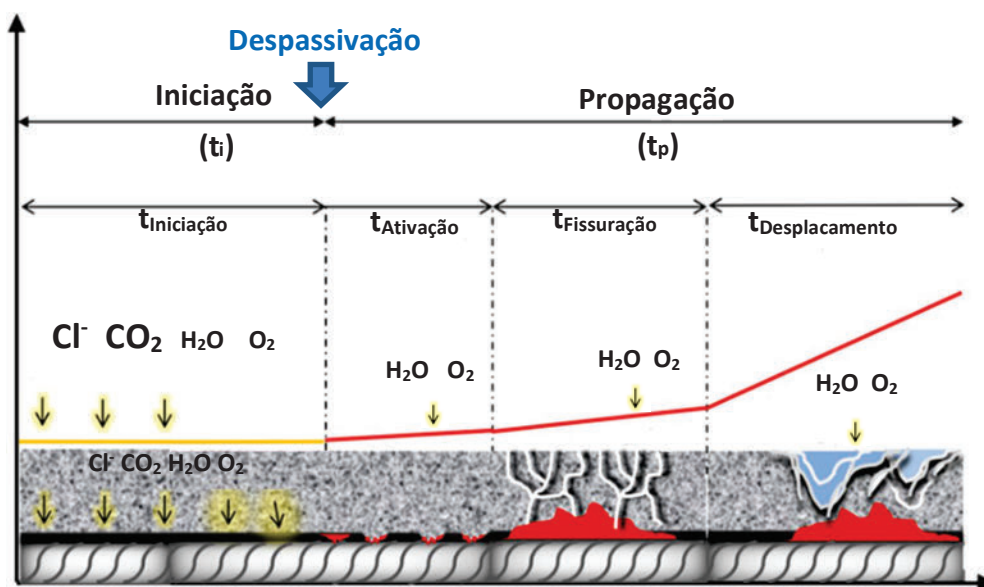


GERDAU
O futuro se molda

6. VIDA ÚTIL

As estruturas de concreto armado podem ter sua vida útil comprometida por diversos fatores, sendo a degradação causada pela corrosão das armaduras um dos principais. Como ilustrado na **Figura 14** (adaptada de KIM et al., 2020), a vida útil da estrutura é subdividida em dois períodos distintos, conforme proposto por Tuutti (1982): o período de iniciação da corrosão (t_i , **Figura 14**) e o período de propagação da corrosão (t_p , **Figura 14**). O período de iniciação corresponde ao intervalo entre a construção e a despasseivação da armadura, enquanto o período de propagação refere-se à degradação progressiva da estrutura devido à corrosão, até que atinja um nível crítico, frequentemente associado à segurança estrutural.

Figura 14 – Desenho esquemático da vida útil das estruturas de concreto armado sob o ponto de vista da corrosão.



O período de iniciação ($t_{iniciação}$, **Figura 14**) depende essencialmente da qualidade do concreto, considerando fatores como porosidade, permeabilidade e a espessura de cobrimento. Além disso, o microambiente e o contexto ambiental em que o concreto armado está inserido desempenham um papel crucial, com destaque para a exposição à água e a agentes agressivos, como cloretos e dióxido de carbono (RIBEIRO, 2014; BERTOLINI et al., 2013; BÖHNI, 2005).

Após o término desse período, decorre certo tempo para o desenvolvimento de um processo corrosivo representativo ($t_{ativação}$, **Figura 14**), que culmina no aparecimento de fissuras de corrosão ($t_{fissuração}$, **Figura 14**). Esse tempo transitório está associado a modificações graduais do filme passivo, seja pela “dissolução total” decorrente da redução do pH do meio (carbonatação), seja pela ruptura localizada e formação de pite estável devido à contaminação por cloretos em níveis críticos. De acordo com Angst et al. (2020), esse tempo, ainda denominado pelos autores de iniciação da

corrosão, está vinculado ao surgimento de algum sinal de dano. Por exemplo, uma penetração mínima da corrosão¹ de 0,05 mm², conforme descrito no documento LIFECON(2003).

O aparecimento de fissuras de corrosão ($t_{\text{Fissuração}}$, **Figura 14**) compromete a proteção natural que o concreto oferece às armaduras, acelerando o processo corrosivo. Esse fenômeno conduz ao deslocamento do concreto ($t_{\text{Deslocamento}}$, **Figura 14**), caracterizando a disgregação³ do material, expondo a armadura corroída. Embora essas fissuras não afetem diretamente a capacidade estrutural a curto prazo, elas têm implicações graves para a durabilidade a longo prazo (SA HB84,:2018). Vale ressaltar que o aparecimento e a avaliação de fissuras de corrosão são tema do Capítulo 13.

O processo de degradação da estrutura, com o surgimento de áreas de concreto disgregado, geralmente se inicia em um período mais curto do que o tempo de iniciação ($t_{\text{Iniciação}}$, **Figura 14**) e está associado a uma abertura crítica das fissuras, que pode variar entre aproximadamente 0,3 e 1,0 mm (LIFECON, 2003). Rodrigues et al. (2021) ressaltam que esse processo não apresenta um comportamento linear.

Por exemplo, as fissuras de corrosão e o consequente deslocamento do concreto podem aumentar a taxa de corrosão. Contudo, paradoxalmente, a formação de produtos de corrosão em áreas fissuradas pode atuar como uma barreira, preenchendo os vazios e, temporariamente, desacelerando a corrosão. De qualquer forma, espera-se que a degradação progressiva impacte na capacidade de carga da estrutura, podendo levar ao término de sua vida útil (CONTECVET, 2001). Além disso, a deterioração pode antecipar esse fim não apenas por critérios estruturais, mas também por outros fatores, como a inviabilidade custo-benefício de uma intervenção de reabilitação.

Durante essa progressão da degradação, é comum se observar zonas de deslocamento (concreto disgregado), expondo estribos e barras com redução significativa de diâmetro ou até mesmo seccionamento. Esse quadro patológico é frequentemente observado em construções envelhecidas e decorrem da combinação de diferentes fatores. Entre eles, destacam-se deficiências de projetos, muitas vezes fundamentados em critérios ultrapassados, peculiaridades no processo construtivo adotado e um histórico de limitações em manutenções e na aplicação de métodos de proteção contra a corrosão. Além disso, devem-se considerar as condições ambientais, que podem mudar ao longo do tempo, contribuindo para a aceleração da degradação das estruturas (OLIVEIRA et al., 2020). Conforme destacam Ribeiro (2014) e Meira (2004), a corrosão é um dos principais mecanismos de degradação das construções brasileiras, evidenciada pela quantidade significativa de casos registrados.

¹ Espessura média radial do material perdido de armadura pela corrosão.

² O valor de 0,05 mm corresponde à perda máxima de seção transversal de 2,7% para barra de 8 mm, considerando $\pm 6\%$ de tolerância na produção. Essa porcentagem também é descrita na ABNT NBR 7480:2022 na variação da massa nominal (por unidade de comprimento) entre barras de 6,3 mm e 12 mm.

³ Nota-se que é possível já considerar a fissura de corrosão como concreto disgregado.

Para a corrosão induzida pela carbonatação, espera-se que os riscos envolvidos na degradação de estruturas sejam inicialmente baixos, já que tanto a *s* suração quanto a disgregação do concreto de cobrimento ocorrem antes que a perda de seção da armadura se torne relevante. Nesse caso, Angst et al. (2020) apontam que a fissuração e a disgregação não comprometem de imediato a estabilidade estrutural, sendo questões principalmente relacionadas à manutenção corretiva.

Na prática, observa-se que as ações de manutenção geralmente se limitam a reparos estruturais localizados, muitas vezes sem ou com restrita necessidade de complementar com armadura adicional. Esses reparos são tradicionalmente associados à proteção superficial ⁴. Em casos de corrosão mais severa, observa-se uma tendência maior de se utilizar também inibidores de corrosão ⁵ impregnantes, que ajudam a aumentar o intervalo entre as manutenções e a estender a vida útil da estrutura.

Esse cenário difere do observado em concreto contaminado com cloretos, onde os riscos associados ao estabelecimento de processo corrosivo nas armaduras são maiores. No entanto, Angst et al. (2020) expõem que, exceto em casos de taxa intensa de corrosão, uma estrutura contaminada com cloretos pode manter uma parte substancial de sua resistência original ao término do período de iniciação, pelo menos até o início do aparecimento de *s* suras de corrosão.

A problemática da corrosão nas construções também está relacionada à ausência de sinais visíveis na superfície dos elementos de concreto aparente ao término do período de iniciação ($t_{\text{Iniciação}}$, **Figura 14**) e no início do processo de corrosão ($t_{\text{Ativação}}$, **Figura 14**). Os sinais de corrosão tornam-se perceptíveis apenas quando o processo de corrosão já avançou, manifestando-se, por exemplo, por meio de manchas no concreto e/ou fissurações ($t_{\text{Fissuração}}$, **Figura 14**). Um processo de corrosão só é detectado precocemente quando as inspeções contemplam a exposição de trechos da armadura para o seu exame visual detalhado e a realização de ensaios específicos, como o potencial de corrosão (E_{corr}) e o de percussão (veja Capítulos 7 e 9).

Na prática, esses ensaios nem sempre são realizados nas inspeções, nem outros aplicáveis para a avaliação do risco de corrosão. Além disso, não é comum a adoção de sistemas de monitoramento permanente (VALDÉS; MEDEIROS; MACIOSKI, 2021; PANOSSIAN et al., 2019; ARAUJO et al., 2013a; 2013b). As tecnologias disponíveis ainda são pouco conhecidas no Brasil e muitas vezes apresentam custos nem sempre viáveis para uma adequada implementação.

⁴ Basicamente, a proteção superficial pode ser feita por meio de revestimento com pintura (epóxis, poliuretanos, polisiloxano e acrílicos) ou com argamassas cimentícias (com adições e/ou aditivos) ou por meio de impregnação hidrofóbica ou não hidrofóbica. O revestimento atua como uma barreira ao ingresso de agentes. A hidrofóbica confere à superfície do concreto propriedades repelentes à água, e a não hidrofóbica reduz a porosidade e aumenta a dureza do concreto (CEN EN 1504-2: 2004). Ressalta-se o efeito estético dos revestimentos, enquanto o hidrofóbico modifica minimamente as características visuais e táteis da superfície do concreto. Além disso, pesquisas recentes têm demonstrado a maior eficácia de hidrofugante de alto teor de silano e, também, dos esquemas de pintura com acabamento polisiloxano.

⁵ Basicamente, têm-se os impregnantes (aplicados na superfície do concreto) e os adicionados à mistura do concreto. Eles podem atuar por diferentes mecanismos, a saber: adsorção sobre a superfície do metal; formação de filme passivante ou uma barreira física após reação com o metal; modificação do meio corrosivo, seja pela formação de precipitados que atuam como barreira física, seja pela reação com íons/substâncias agressivas.

Pelo contexto, é possível que um certo tempo de propagação da corrosão (t_p , **Figura 14**) já tenha decorrido antes que a corrosão seja detectada durante as inspeções. Como referenciado, isso pode ser menos preocupante em concreto carbonatado, no qual a penetração da corrosão (P_x) tende a progredir de maneira gradual e generalizada. Contudo, no caso de concreto contaminado com cloretos, o processo corrosivo pode ser mais crítico. Nesse caso, pode ocorrer uma penetração rápida da corrosão, resultando em uma perda localizada significativa de seção de armadura afetada (GEIKER; HENDRIKS; ELSENER, 2021).

A consulta à literatura revela que o período equivalente para a despassivação pode ser interpretado de diferentes maneiras. Algumas fontes o definem como vida útil de projeto (VUP), que, em um contexto mais amplo, refere-se ao período durante o qual a estrutura, como um todo ou suas partes, atende – ou excede – a requisitos estabelecidos pelo projetista e pelo proprietário.

Assim, a VUP pode abranger certo tempo do período de propagação da corrosão (t_p , **Figura 14**), o qual geralmente é subdividido em diferentes períodos, denominados de vida útil residual da estrutura ou vida útil em serviço. Cabe referenciar a NBR 15575-1: 2021, que define a VUP como um período estimado e teórico, representando o tempo de vida útil projetado para um sistema de edificações habitacionais, levando em consideração os requisitos estabelecidos em normas, o estágio do conhecimento disponível na época do projeto, a periodicidade e a correta execução da manutenção.

A subdivisão mencionada da vida útil residual pode ser feita com base no tipo de anomalia que a estrutura apresenta e/ou em suas consequências (SABESP, 2023; MEDEIROS; ANDRADE; HELENE, 2011; HELENE, 1993). Além disso, esse termo também se refere à vida útil após a reabilitação⁶ da estrutura, bem como ao período estimado a partir de investigações em campo e/ou estudos laboratoriais.

A fissuração do concreto é frequentemente considerada uma anomalia aceitável, dentro de certos limites, para a vida útil em serviço. De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, as fissuras são relevantes para o estabelecimento do Estado Limite de Serviço (ELS), seja pela sua formação (ELS-F), seja pelo valor de sua abertura (ELS-W). No item 13.4.2 da mesma norma, são definidas as aberturas-limites de fissuras originadas pelos esforços, assim como aquelas relacionadas à durabilidade de estruturas, nas quais eventualmente podem até ser incluídas as fissuras de corrosão. No controle da fissuração, conforme o item 7.6.1 da norma, é descrito que o risco e a evolução da corrosão dependem essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobertura, sendo que as aberturas-limites fornecidas no item 13.4.2 são consideradas satisfatórias para verificar o atendimento às exigências de durabilidade.

⁶ Refere-se a um conjunto abrangente de atividades que visam garantir que a estrutura continue a desempenhar suas funções de maneira segura e eficaz. Este processo pode incluir a implementação de sistemas de recuperação e/ou reforço, bem como medidas de proteção.

Outra norma nacional relevante para a avaliação de fissuras é a ABNT NBR 9452:2023, que trata da inspeção de obras de arte especiais⁷. O Anexo E dessa norma atribui notas para diferentes anomalias, considerando os parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade⁸. Por exemplo, a Nota 4⁹ é atribuída à presença de fissuras no elemento principal¹⁰, desde que esteja dentro dos limites estabelecidos na ABNT NBR 6118:2023. Essa nota refere-se a anomalias que não comprometem a vida útil da estrutura, bem como a pequenos danos de baixa gravidade que não comprometem a segurança estrutural. Além disso, esses danos não afetam a funcionabilidade da estrutura, por não causarem desconforto ou insegurança ao usuário.

Vale destacar que no Anexo E da norma, também é atribuída a Nota 3 ao parâmetro de durabilidade para a condição de início do deslocamento (estufamento) do concreto devido à expansão dos produtos de corrosão e à condição de sua ocorrência, já com a exposição da armadura em processo corrosivo. Essa nota reflete a presença de anomalias que comprometem a vida útil da estrutura, bem como danos que podem causar deficiências estruturais (sem comprometer a segurança) e gerar desconforto ao usuário.

Para o referenciado Estado Limite de Serviço (ELS), a norma ISO 2394:2015 define que ele se situa no período de transição gradual do estado de não cumprimento de um ou mais requisitos relacionados ao parâmetro funcional e outros estabelecidos posteriormente, até atingir um domínio indesejável. Quando ocorre uma redução da capacidade portante da estrutura, não sendo mais garantidos os níveis de confiabilidade (parâmetro estrutural), temos o Estado-Limite Último (ELU). Na ABNT NBR 6118:2023, ELU está associado ao colapso ou a qualquer outra forma de dano estrutural que determine a interrupção do uso da estrutura. O Eurocode (CEN EN 1990:2023) descreve que ELU diz respeito à segurança da estrutura para evitar perdas humanas ou ferimentos, perdas econômicas ou ambientais inaceitáveis, sendo detectado, por exemplo, falha estrutural ou de estabilidade do solo. Outros critérios também são aplicados, como a restrição de uso da estrutura e a complexidade de reabilitação ou o elevado custo-benefício, como já mencionado (GEIKER; HENDRIKS; ELSENER, 2021).

Pelo apanhado geral, nota-se que o conceito de vida útil não é universal (SANTOS, 2010), apresentando variações nos critérios, períodos compreendidos e métodos de previsão. De acordo com Wegen, Polder e Breugel (2012), muitos proprietários

⁷ OAE: estrutura classificada como ponte, pontilhão, viaduto, passagem superior, passagem inferior ou passarela (ABNT NBR 9452:2023).

⁸ "Os parâmetros estruturais são aqueles relacionados à segurança estrutural da OAE, ou seja, à sua estabilidade e capacidade portante, sob o critério de seus estados-limites últimos e de utilização. Os parâmetros funcionais se referem aos requisitos geométricos, ao conforto e à segurança dos usuários e os de durabilidade estão diretamente associados à vida útil. Portanto, vinculam-se à resistência ao ataque de agentes ambientais agressivos (ABNT NBR 9452:2023).

⁹ Na classificação da condição da OAE, seguindo os três parâmetros referenciados, a Nota 4 representa uma boa condição da estrutura; a Nota 3, regular; a Nota 2, ruim; a Nota 1, crítica; e a Nota 0, emergencial. A maior Nota é 5, caracterizando condição excelente da estrutura (condição estrutural e de durabilidade satisfatória) e é funcional, apresentando segurança e conforto aos usuários.

¹⁰ Elemento estrutural cujo dano pode ocasionar o colapso parcial ou total da obra (ABNT NBR 9452:2023).

exigem uma vida útil de 80, 100 ou até 200 anos para estruturas de concreto importantes, enquanto normas de projeto ainda limitam suas orientações a uma vida útil mais curta, ou, em alguns casos, não apresentam valores orientativos. No entanto, devido à crescente demanda por maior longevidade, durabilidade e sustentabilidade das estruturas de concreto, mudanças têm ocorrido. Isso inclui a adoção de novas abordagens para indicadores de durabilidade¹¹ e o desenvolvimento de modelos mais assertivos de previsão de vida útil (POSSAN et al., 2021; ALEXANDER, 2018; BEUSHAUSEN; LUCO, 2016; BAROGHEL-BOUNY; CAPRA; LAURENS, 2014).

É fundamental destacar os avanços nas normas relacionadas à gestão de manutenção, como evidenciado pela versão mais recente da ABNT NBR 5674:2024. A elaboração de um Plano ou Programa de Manutenção tornou-se praticamente obrigatória. O projeto estrutural deve incluir procedimentos e periodicidades detalhadas para a manutenção da estrutura. Além disso, a construtora deve fornecer um Manual de Operação e Manutenção, que contemple tanto os procedimentos quanto as periodicidades necessárias para a conservação adequada da estrutura¹².

Adicionalmente, é relevante destacar que métodos de prevenção da corrosão durante o período de iniciação e técnicas de mitigação durante a propagação da corrosão têm sido cada vez mais adotados. A falta de aplicação dessas técnicas, combinada com a falta de programas consistentes de manutenção, pode resultar em necessidades contínuas de reabilitação, gerando custos elevados (MARTINS, 2019). Essa situação é particularmente preocupante em estruturas acometidas pela corrosão por cloretos, mesmo quando as áreas afetadas são menores do que tipicamente se observa em estruturas com corrosão induzida pela carbonatação (HEIYANTUDUWA; ALEXANDER; MACKECHNIE 2006).

A Lei de Sitter, de 1983, já indicava que os custos relacionados à manutenção crescem de forma desproporcional. Esses custos podem aumentar até 125 vezes ao longo da vida útil de uma estrutura de concreto, com uma taxa de crescimento de cinco. Essa relação evidencia a importância da qualidade do projeto e da construção. Além disso, aponta que investir em técnicas de proteção e boas práticas (ver Adendo ao final do Manual) desde o início da construção e realizar manutenções periódicas resulta em economias substanciais a longo prazo.

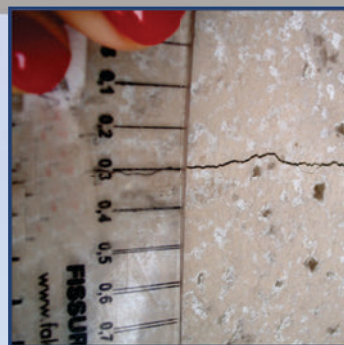
No caso das manutenções, elas são baseadas nos resultados de inspeções sistemáticas, realizadas principalmente para identificar precocemente processos de degradação. Como os sintomas de degradação, incluindo aqueles relacionados

¹¹ Parâmetro quantificável, bem definido e reproduzível, obtido por meio de ensaios laboratoriais, cujos resultados podem ser aplicados na avaliação e na previsão da vida útil da estrutura ou de determinado elemento (BAROGHEL-BOUNY; CUSSIGH; ROUGEAU, 2014).

¹² Abordagem resultante de discussão do tema com o pesquisador do IPT Claudio V. Mitidieri Filho, que atua no Laboratório de Tecnologia e Desempenho de Sistemas Construtivos – LTDC.

à corrosão das armaduras, podem ter causas diversas, um diagnóstico preciso é essencial. Isso requer a capacitação dos profissionais, incluindo o conhecimento e a interpretação adequada de ensaios e análises, tanto de campo quanto laboratoriais, temas que serão abordados nos próximos capítulos.

7. INSPEÇÃO, ENSAIOS E ANÁLISES DE CAMPO E DE LABORATÓRIO



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais



GERDAU
O futuro se molda

7. INSPEÇÃO, ENSAIOS E ANÁLISES DE CAMPO E DE LABORATÓRIO

A inspeção sistemática de construções com estruturas de concreto é fundamental para avaliar o estado de conservação, estimar a vida útil residual e planejar ações de manutenção, com o objetivo de reduzir riscos e prevenir custos elevados com intervenções corretivas, garantindo o cumprimento da vida útil.

Entre os tipos de inspeção, a visual rotineira se destaca como uma abordagem essencial. Esse método envolve a observação detalhada dos elementos da estrutura para coletar informações sobre a forma, a exposição e as circunstâncias gerais da estrutura e de seus componentes (FIB Model Code:2013). Durante a inspeção, são realizados registros fotográficos e as anomalias são documentadas em planilhas específicas¹, facilitando o diagnóstico, a avaliação da extensão dos danos e a programação dos locais de ensaios. Após a inspeção, um relatório é elaborado, fornecendo uma visão clara do quadro patológico da estrutura e orientando as ações de manutenção. Além de ser importante para planejar futuras inspeções e intervenções de reabilitação, esse relatório contribui significativamente no apoio ao monitoramento contínuo da estrutura.

A norma ABNT NBR 16747:2020, que trata da inspeção predial, define as inspeções como um processo que visa auxiliar na gestão das construções “e, quando realizada com periodicidade regular, contribui com a mitigação de riscos técnicos e econômicos associados à perda de desempenho.” A inspeção é definida como uma vistoria voltada para a identificação de anomalias e de falhas relacionadas à manutenção, ao uso e à operação, sempre considerando os requisitos dos usuários. Ela deve abranger:

- Características construtivas;
- Idade da obra e vida útil prevista;
- Ambiente de exposição;
- Agentes e processos de degradação atuantes;
- Expectativa sobre o comportamento em uso.

Para a realização dessas inspeções, é importante consultar previamente os documentos referentes ao histórico da construção, o que abrange aqueles relativos às inspeções e às intervenções passadas. Em alguns casos, faz-se necessária uma visita técnica de reconhecimento e para definir uma estratégia de inspeção, considerando aspectos como os modos de acesso e a possível interrupção do uso ou operação da estrutura.

¹ Segundo Gomide, Silva e Braga (2005), essas atividades são consideradas como mapeamento dos danos, que envolve o levantamento da incidência, da extensão e da frequência de anomalias que acometem as estruturas, relacionando-as posteriormente com agentes e possíveis causas e, também, com resultados anteriores para verificação da sua evolução ao longo do tempo.

A norma ISO 13822:2010 descreve essa etapa como uma investigação preliminar, que pode envolver decisões sobre ações imediatas e recomendações para uma avaliação detalhada. Na fase da inspeção detalhada, a norma prevê uma pesquisa documental mais aprofundada, a realização de ensaios e a implementação de ações que, se necessário, podem incluir uma análise estrutural. Para patrimônios históricos, enfatiza-se que a inspeção deve considerar tanto a importância do desempenho da construção quanto a preservação do seu valor cultural. De acordo com a norma SA HB84:2018), qualquer inspeção deve levar em conta diversos fatores, desde aspectos estéticos até preocupações com a integridade estrutural. Antes de iniciar a inspeção, é necessário elaborar um resumo dos objetivos da investigação e definir os procedimentos a ser seguidos, entre outros aspectos.

No que tange à corrosão, o objetivo da inspeção é identificar sinais de sua ocorrência e avaliar as consequências de seu desenvolvimento. Mesmo quando não há sinais visíveis de corrosão, é fundamental avaliar a agressividade do ambiente, o que pode indicar a possibilidade de corrosão futura das armaduras e, conseqüentemente, a necessidade de se adotar medidas preventivas. Dentre as atividades previstas na inspeção, com base na prática e na consulta aos documentos ACI 222.3R:2011 e CONTECVET (2001), destacam-se:

- Verificar a localização, o tamanho, o tipo e a idade da estrutura e as características construtivas, incluindo quaisquer recursos incomuns de projeto;
- Analisar o histórico de manutenções, incluindo intervenções de reabilitação;
- Verificar a presença de sistemas de proteção contra a corrosão;
- Avaliar o ambiente de exposição, incluindo temperatura, umidade relativa e precipitação;
- Identificar o principal mecanismo de deterioração e se outros processos ocorrem simultaneamente;
- Mapear as anomalias e outros danos na estrutura e seus componentes;
- Analisar a armadura, verificando suas condições, diâmetro e cobrimento, além da presença de protensão ou reforço. Essa avaliação é conduzida em locais específicos para a realização de ensaios complementares ou através de aberturas nas janelas de inspeção, abrangendo tanto áreas que apresentam sinais de comprometimento quanto aquelas aparentemente intactas.

Nesse contexto, é importante conceituar as principais anomalias observadas em estruturas de concreto durante inspeções visuais, como (MAUBERTEC, 1998):

- **Concreto segregado:** Concentração heterogênea dos componentes do material, resultando em uma superfície não uniforme e/ou não coesa, com áreas de concentração de vazios e de agregados. A segregação é geralmente causada por um espaço reduzido entre barras da armadura, à produção de concreto de baixa

trabalhabilidade a deficiências no lançamento, à vibração e à falta de estabilidade e estanqueidade do sistema de fôrma;

- **Concreto desagregado:** perda da integridade do material devido a ações externas, física ou química. Geralmente, a pasta de cimento é removida da superfície do concreto, expondo os agregados miúdos do concreto e conferindo à superfície um aspecto arenoso. Em condições ambientais adversas, pode ocorrer também o desprendimento de agregados graúdos. Entre as causas, destacam-se a abrasão, a erosão e o contato com água agressiva. Além disso, pode-se incluir a ação de microrganismos (biocorrosão), por criar um meio ácido e favorece o crescimento de musgos e outras vegetações capazes de reter água, acumular sujeira e enfraquecer a superfície do concreto. Exemplos típicos incluem a abrasão causada pela passagem de veículos ou equipamentos em movimento, que removem gradualmente a pasta de cimento, e a erosão provocada pelo contato com agentes industriais em movimento, água pluvial ácida e água do mar, ou mesmo pela ação do vento com material particulado;
- **Concreto disgregado:** caracteriza um deslocamento ou lascamento de porções do concreto provenientes de esforços internos e, também, externos superiores à sua resistência. Os esforços externos incluem impactos ou esmagamentos, como nas regiões de junta de dilatação e aparelho de apoio. Já os esforços internos podem ser causados pela corrosão da armadura ou outros processos expansivos, como a reação entre espécies alcalinas do cimento e agregados com fração quartzosa potencialmente reativa. Além dessas prováveis causas, Costa (2023) destaca a ação do fogo, em que porções do concreto se desprendem pela dilatação térmica em altas temperaturas. Também pode-se citar a delaminação por corrosão, que é a separação de camadas do concreto;
- **Armadura exposta:** refere-se à exposição de trechos da armadura, que pode se apresentar com ou sem oxidação. Geralmente a armadura apresenta oxidação devido à exposição atmosférica ou à disgregação do concreto causada pela corrosão, resultando em variação dimensional e possível ruptura da armadura;
- **Manchas:** alteração da coloração do concreto, geralmente causada por depósitos de material particulado, carregado pelo escoamento de água pluvial ou de drenagem, além da presença de microrganismos e do crescimento de musgos. Também podem ser devido à lixiviação² de produtos de corrosão da armadura (provocando manchas geralmente marrons avermelhadas, denominadas de manchas de ferrugem) e eflorescência³ (manifestando-se como manchas esbranquiçadas);

² Mecanismo de dissolução e carregamento dos produtos de corrosão e também de compostos hidratados da pasta de cimento (ARAUJO; PANOSSIAN, 2011). Para os compostos hidratados, a ABNT NBR 6118:2023 descreve que a lixiviação ocorre por ação de águas puras, carbônicas agressivas, ácidas e outras. Para prevenção da lixiviação, recomenda restringir a fissuração, de forma a minimizar a infiltração de água e proteger as superfícies expostas do concreto.

³ São consequência da reação do CO₂ atmosférico e de poluentes ácidos com compostos hidratados da pasta de cimento lixiviados, gerando depósitos na superfície do concreto, usualmente manchas esbranquiçadas e estalactites. Com o decorrer do tempo, o processo de lixiviação leva ao aumento da porosidade do concreto (ARAUJO; PANOSSIAN, 2011).

- **Fissura:** descontinuidade que pode ser resultante de uma causa ou uma combinação de causas, como falhas na concepção e execução, reações químicas, corrosão e esforços excessivos de cargas de utilização e ações excepcionais. As fissuras podem ser estruturais ou não estruturais, passivas ou ativas e podem se estender parcial ou totalmente pela seção dos elementos (fissuras passantes). Muitas vezes, são o primeiro indício visível de um possível agravamento do quadro patológico, tornando essencial sua identificação e o monitoramento da evolução ao longo do tempo. O diagnóstico das fissuras baseia-se na análise de sua forma, padrão de crescimento e abertura. Um exemplo típico são as fissuras por corrosão, que geralmente surgem paralelas às armaduras e apresentam abertura crescente (fissura ativa), podendo levar ao estufamento e deslocamento do concreto. Já as fissuras por momento fletor, possuem maior abertura na face tracionada, reduzindo-se em direção à região comprimida, enquanto as fissuras por esforço cortante costumam inclinar-se a cerca de 45° próximas aos apoios (THOMAZ, 2020; MEHTA, MONTEIRO, 2014);
- **Defeitos construtivos e em componentes e sistemas:** o primeiro refere-se a falhas de montagem, deformações, desaprumo ou desalinhamento de elementos, armaduras expostas e falhas de concretagem e nas condições superficiais do concreto (ABNT NBR 9452:2023). O segundo envolve falhas em caixilhos, guarda-corpos, aparelhos de apoio, materiais de juntas de dilatação e sistema de drenagem, além de problemas em reabilitação e proteção superficial. Usualmente, os defeitos são decorrentes de falhas na construção/execução e de falta de manutenção adequada;
- **Alterações na configuração /geometria:** refere-se deformações, desaprumo, flecha, ruptura e torção, podendo ser decorrentes de um ou da associação de fatores, o que inclui defeitos construtivos/executivos, atuações de cargas não previstas e acidentes.

Realizadas periodicamente e conforme prazos programados, as inspeções permitem identificar se as anomalias presentes são de caráter evolutivo, possibilitando o planejamento adequado das ações de manutenção, conforme já discutido. Para isso, os relatórios de inspeção geralmente seguem critérios específicos, que podem variar de acordo com o tipo de construção, a natureza da inspeção e as técnicas aplicadas. Um desses critérios é a adoção de níveis de alerta para as anomalias detectadas e para as não conformidades identificadas. Cita-se a ABNT NBR 16747:2020, que fornece recomendações técnicas para restaurar ou preservar o desempenho das edificações e apresenta patamares de urgência, classificados em:

- **Prioridade 1:** ações necessárias quando há perda de desempenho, real ou potencial, que gera riscos ao meio ambiente e compromete a saúde e/ou a segurança dos usuários, assim como a funcionalidade dos sistemas construtivos, com possíveis paralisações, comprometimento da durabilidade e/ou um aumento expressivo de custo de manutenção e de reabilitação;

- **Prioridade 2:** ações necessárias quando há perda de desempenho (real ou potencial) com impacto sobre a funcionalidade da edificação, sem prejuízos à operação e sem comprometer a saúde e a segurança dos usuários;
- **Prioridade 3:** ações necessárias quando há perda de desempenho (real ou potencial) que pode ocasionar pequenos prejuízos à estética ou quando as ações necessárias são atividades programadas e passíveis de planejamento, ou seja, não requerem urgência.

Outro exemplo é a norma ABNT NBR 9452:2023, que classifica as condições de obras de arte especiais (OAEs) pela atribuição de notas de 0 a 5 para os parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade, refletindo ao final a gravidade dos problemas (condições: crítica, ruim, regular, boa e excelente). Vale ressaltar que no capítulo anterior (Capítulo 6) foram dados exemplos de atribuição de notas conforme critérios dessa norma.

A verificação do atendimento aos critérios normativos e a outros requisitos estabelecidos por consultores, empresas ou organizações pode demandar a contratação de serviços especializados e a realização de avaliações específicas. Frequentemente, também são necessários ensaios e análises de campo, a fim de melhor avaliar o estado da estrutura. Em alguns casos, é preciso também realizar ensaios e estudos em laboratório para investigar a eficácia, a adequação e a durabilidade de materiais, sistemas e produtos.

Conforme descreve a norma SA HB84:2018, as inspeções podem variar em extensão e rigor, desde levantamentos visuais por especialistas até o uso de equipamentos de diagnóstico não destrutivo. Independentemente da abrangência, o planejamento adequado antes da inspeção é fundamental, principalmente para identificar defeitos ocultos e irregularidades estruturais. Esse processo requer a adoção de procedimentos e técnicas apropriadas, o uso correto dos equipamentos de ensaios não destrutivos (END) e a interpretação precisa dos resultados obtidos.

A abordagem proativa para a conservação de estruturas, conforme definida pelo Model Code 2010 (FIB, 2013), reconhece que a inspeção visual sistemática, por si só, não é suficiente para assegurar a integridade e o desempenho a longo prazo das construções. O documento enfatiza a importância de se realizar investigações desde o início da vida útil das estruturas, incluindo ensaios e atividades de monitoramento,⁴ a fim de coletar informações sobre o comportamento e o estado de conservação das estruturas.

Para algumas dessas investigações, podem ser aplicados ensaios END, que permitem a detecção precoce de problemas potenciais. Esses ensaios utilizam equipamentos com diferentes tecnologias que, em geral, não afetam a estrutura,

⁴ Deve-se destacar a possibilidade de inserção de eletrodos de referência e de sensores no concreto de cobrimento em elementos representativos da estrutura, podendo estes fornecer informações em tempo real, o que facilita previsões do comportamento das estruturas frente à corrosão e ao ingresso de agentes agressivos.

ainda que, em alguns casos, possam causar pequenos danos superficiais facilmente reparáveis, conforme descreve o ACI 228.2R:2013.

Essa recomendação técnica evidencia que análises complementares à inspeção visual são importantes, visto que esta se limita à observação da superfície do concreto. Pearson-Kirk (2008) e Ebell, Burket e Mietz (2018) descrevem que, embora a inspeção visual certamente reduza o nível de incerteza quanto ao estado da estrutura, técnicas adicionais são necessárias para detectar precocemente os mecanismos de degradação e facilitar o diagnóstico adequado da estrutura, permitindo um planejamento mais eficaz de manutenções.

De acordo com Medeiros et al. (2012), para um diagnóstico correto das manifestações patológicas nas estruturas, é inerente a conciliação entre investigação, ensaios e a interpretação de resultados. Além disso, os autores expõem que é importante o conhecimento dos avanços recentes no prognóstico dos mecanismos de deterioração e dos fatores que influenciam o desempenho estrutural ao longo do tempo.

As recomendações técnicas 365.1R:2017 e 222.3R:2011 descrevem ensaios e análises complementares à inspeção visual, destacando:

- Ensaio de carbonatação (discutido mais adiante e no Capítulo 10);
- Análise do teor de cloretos em diferentes profundidades (discutida no Capítulo 11);
- Medição da continuidade elétrica entre barras da armadura do elemento a ser investigada;
- Determinação da perda de seção transversal da armadura (discutida no Capítulo 12);
- **Determinação da profundidade do concreto de cobrimento;**
- **Ensaio de percussão (som cavo);**
- Medidas de umidade relativa e ensaio de **resistividade elétrica do concreto** (discutidos no Capítulo 8);
- **Ensaio eletroquímico: potencial de corrosão** (discutidos no Capítulo 9) e **taxa instantânea de corrosão.**

Embora alguns dos métodos já tenham sido referenciados em capítulos anteriores do Manual e outros sejam detalhados mais adiante, cabe a seguinte complementação para os destacados em negrito:

- **Determinação da espessura do concreto de cobrimento:**

Ensaio normalmente realizado com equipamento END específico, conhecido como “pacômetro”. O END emite um campo eletromagnético que, ao atingir a

superfície das barras e estribos de aço-carbono, gera um campo na direção oposta. Isso permite localizar a posição, a direção e a profundidade de cobertura da armadura, além de estimar seu diâmetro⁵. Essas leituras são particularmente úteis para avaliar a adequação do cobertura e suas implicações no potencial de corrosão devido à carbonatação ou entrada de cloretos (SA HB84:2018).

É importante ressaltar que a interpretação das leituras pode ser dificultada em áreas com barras muito próximas, com corrosão significativa e presença de outros metais ou vazios. Por vezes, o método deve ser complementado por observações diretas feitas a partir da fratura do concreto em áreas localizadas (CONCRETE SOCIETY, 2004).

Vale referenciar o método de radar de penetração (Radar GPR - Ground Penetration Radar), especialmente recomendado quando as barras de armadura estão espaçadas de maneira irregular ou sobrepostas, quando múltiplas camadas precisam ser localizadas, ou quando há necessidade de identificar cabos e dutos de pós ou pré-tensionamento. O Radar GPR utiliza ondas de rádio para investigar um sólido, detectando mudanças nas propriedades dielétricas, que estão relacionadas à condutividade (SA HB84: 2018). Dessa forma, ele mapeia alvos metálicos, fornecendo uma abordagem geofísica alternativa e eficaz para a investigação da espessura do cobertura e possibilitando outros tipos de mapeamento (CINTRA et al., 2020; GUIRELI NETTO et al., 2019; DINH; GUCUNSKI; ZAYED, 2019).

– Ensaio de percussão (som cavo):

A análise de áreas de vazios no concreto é frequentemente realizada por meio de golpes com um martelinho (ou marreta leve) na superfície. O som produzido durante a varredura da área é ouvido e interpretado por um operador treinado, permitindo a identificação de parte dos locais com vazios ou descontinuidades no concreto, incluindo as de perda de aderência e fissuração interna e expansões causadas pelos produtos de corrosão das armaduras. A varredura pode ser realizada por golpes espaçados a cada cerca de 15 cm, no sentido vertical e horizontal, sendo demarcadas as que produzem sons cavos, distintos em comparação com o concreto íntegro (som cheio). Além disso, outras técnicas, como radar de penetração no solo (GPR) e ultrassom, também são utilizadas para detectar vazios no concreto, conforme demonstrado na revisão bibliográfica.

– Resistividade elétrica:

Parâmetro do concreto que indica resistência à passagem de corrente elétrica (iônica). Em campo, quando o concreto apresenta resistividade baixa, há um maior risco maior de corrosão da armadura. Em laboratório, é uma medida adotada, por exemplo, em estudos de avaliação da qualidade do concreto, pois indica a sua resistência ao transporte de fluidos. Deste modo, é um parâmetro de

⁵ A precisão das leituras depende do tipo de equipamento. Como referência, cita-se o artigo de Barbosa e Nóbrega (2017), que aborda técnicas para essa localização.

durabilidade (AASHTO TP 119:2021; AASHTO T358:2021; ASTM C1760:2021; LIMA et al., 2021; AENOR UNE 83988-2:2014, SENGUL, 2014; ARAUJO et al., 2014b; MEDEIROS, 2001).

– **Potencial de corrosão (E_{corr}):**

Parâmetro que reflete o estado eletroquímico instantâneo (passivo e ativo de corrosão) de metais em meio aquoso. Em campo, sua medida é realizada para identificar as regiões de maior risco de corrosão (alta probabilidade de corrosão) e, em laboratório, para a avaliação do comportamento de armaduras de aço-carbono e de outros metais em diferentes meios e condições de exposição (ASTM G876:2022b; TERRADILLOS et al., 2020; ARAUJO; PANOSSIAN; ROSA, 2017; ARAUJO et al., 2017; MEDEIROS; ROCHA; MEDEIROS-JUNIOR, 2017; AENOR UNE 112083:2010; NACE 11100:2018)

– **Taxa instantânea de corrosão (I_{corr}):**

Parâmetro eletroquímico que fornece a quantidade de metal que se transforma em óxidos por unidade de superfície exposta e tempo. Depende, basicamente, do potencial estabelecido entre as áreas anódicas e catódicas (reações de oxirredução) e da resistência do circuito elétrico formado entre elas. Usualmente é determinada a partir da técnica de resistência à polarização (R_p), que se refere à resistência instantânea do sistema metal-meio à transferência de cargas na interface metal-meio, enquanto é imposta uma perturbação (potencial ou corrente) (ROBERGE, 2008). Em campo, é associada à do potencial de corrosão (E_{corr}), assim como ocorre em estudos laboratoriais, nos quais também, usualmente, são levantadas curvas eletroquímicas. Para essas medições, normalmente se utiliza um potenciostato com registro da variação da corrente, lida em função do potencial aplicado. Automaticamente, pode-se determinar R_p com a compensação da queda ôhmica do sistema (ASTM G5:2021; ASTM G3:2019; ASTM G59:2020; AENOR UNE 112072:2011; WOLYNEC, 2003). Mais adiante, são apresentados exemplos da aplicação dessas técnicas.

Considerando que a corrosão das armaduras de aço-carbono é uma das principais causas de deterioração das estruturas de concreto, muitos estudos laboratoriais, complementares ou independentes das inspeções, concentram-se neste fenômeno, explorando materiais e produtos/sistemas para preveni-lo ou mitigá-lo. A revisão bibliográfica realizada revela uma variedade de ensaios, tanto normalizados quanto não, aplicados em estudos laboratoriais, incluindo em pesquisas acadêmicas. Esses ensaios abrangem a avaliação de ligantes, aditivos e

adições no concreto, armaduras revestidas⁶ ou de aços especiais⁷, bem como de outras técnicas de proteção (MALAMI et al. 2024, JUNG; WEICHOLD, 2022; KÄTHLER et al, 2022; SOMODIKOVA; STRAUSS; ZAMBON, 2020; LIPOŠČAK; MEYER; MIKŠIĆ, 2019; BJEGOVIĆ et al., 2016; BORADE; KONDRAIVENDHAN, 2018; MOHAMMED et al., 2014; BEUSHAUSEN; LUCO, 2016; BAROGHEL-BOUNY; CUSSIGH; ROUGEAU, 2014; MEYER, 2011).

Os ensaios laboratoriais destinados ao estudo da corrosão geralmente utilizam corpos de prova de concreto armado. Esses corpos de prova podem variar em geometria e dimensão, assim como a composição do concreto, a espessura do cobrimento da armadura e o período de cura, sendo esses parâmetros passíveis de avaliação durante os ensaios. Além disso, é possível utilizar testemunhos⁸ armados extraídos em campo ou preparar soluções simuladas de água de poro (SSAP) e outras soluções com diferentes valores de pH e/ou concentrações de cloretos para imersão de armaduras ou corpos de prova de concreto.

Predominam os ensaios acelerados, que intensificam a severidade do ambiente natural, mantendo, porém, o controle das condições de exposição e a seleção de um ou mais agentes agressivos. Em ensaios acelerados com corpos de prova de concreto, os espécimes frequentemente são submetidos a ciclos alternados de molhagem e secagem, além de poderem ser expostos à imersão total ou parcial. Outras abordagens incluem a colocação dos corpos de prova em estufas para secagem controlada ou em câmaras climáticas para controle preciso de temperatura e umidade relativa (UR). Além disso, podem ser utilizadas câmaras de névoa salina, para simular a ação da maresia de forma acelerada, e câmaras de carbonatação para criar um ambiente urbano rico em CO₂, seguido de condições climáticas controladas para acelerar a corrosão.

Deve-se alertar que os ensaios acelerados podem alterar os mecanismos de degradação, o que dificulta a extrapolação dos resultados para situações reais, nas quais outros agentes de degradação também estão presentes e as condições ambientais variam. Outro fator é a hidratação continuada dos materiais cimentícios, em que o envelhecimento acelerado de corpos de prova de concreto com hidratação incompleta pode levar a conclusões imprecisas. Da mesma forma, nas reações de carbonatação, condições aceleradas com altas concentrações podem levar à formação de outros produtos diferentes da calcita, dificultando também a extrapolação das conclusões (JOHN; SATO, 2006).

⁶ Tradicionalmente, as barras de aço para armadura são revestidas com zinco por processo de imersão em um banho de zinco puro fundido, denominado internacionalmente como *hot-dip galvanizing*, e, no Brasil, de zincagem ou galvanização (ver ABNT 16300:2016). O revestimento contempla uma camada externa de Zn puro, seguida de camadas de liga Fe-Zn com uma proporção crescente de Fe. Este atua como barreira física e como proteção galvânica ao aço exposto. Alternativamente, em alguns países, é utilizado o revestimento por aspersão térmica, seguido da pintura eletrostática com revestimento epóxi (chamada Fusion Bond Epoxy - FBE) (MARTINS; ARAUJO; PANOSIAN, 2021).

⁷ O principal é o aço inoxidável, que se distingue do aço-carbono e do aço ligado, principalmente, pelo seu melhor comportamento frente à corrosão. Isso está relacionado com a formação de uma película passiva de óxidos de cromo de natureza contínua, insolúvel e não porosa. O aço inoxidável é classificado em cinco famílias distintas, no entanto, em concreto, somente dois tipos são de real interesse: austeníticos e duplex. O *aço ligado (baixa liga)* é outro tipo de aço especial que possui até 4% de adição de elementos de liga, em concentrações combinadas que podem chegar a 10% (MARTINS; ARAUJO; PANOSIAN, 2020; MARTINS, 2019).

⁸ No Brasil, adota-se a ABNT NBR 7680:2015 no procedimento de cura de corpos de prova

No que se refere às normas para ensaios com uso de corpos de prova de concreto armado, citam-se ASTM G109:2021 e DIN EN 480-14:2007, ambas apresentando método de ensaio laboratorial da verificação da influência de aditivos na corrosividade da armadura. Com o mesmo objetivo, tem-se a norma ASTM G180:2021, que adota solução simulada de água de poro (SSAP). Deve-se também destacar a ASTM A955:2020c como método de ensaio para avaliação de barras de aço inoxidável, tanto em corpo de prova quanto em SSAP e, ainda, a norma AENOR UNE 83992-2:2012 de avaliação dos efeitos da composição do concreto na estabilidade do sistema armadura-concreto, com determinação do coeficiente de difusão de cloretos.

A seguir, apresenta-se um resumo dos procedimentos de ensaio das normas mencionadas. Incluem-se também resumos de duas propostas de métodos de ensaio que utilizam testemunhos extraídos em campo, além de resumos de normas relevantes para a avaliação da carbonatação do concreto. Para a maioria dos resumos, foram incorporados exemplos práticos ou referenciados estudos consultados durante a revisão bibliográfica.

- ASTM G109:

A norma descreve um método de ensaio para avaliar as propriedades inibidoras ou corrosivas de aditivos na corrosão de metais em concreto exposto à penetração de cloretos. O ensaio é baseado na construção de uma macrocélula, utilizando corpos de prova prismáticos (28 x 15 x 11 cm) de concreto com uma barra superior (B1, anodo) e duas barras inferiores (B2/B3, catodo) curto-circuitadas. Entre as barras, todas de diâmetro de 10 mm, é introduzido um resistor de 10 Ω (B1 x B2/B3). Para desencadear a corrosão de B1, a face superior dos corpos de prova é submetida a ciclos de duas semanas de molhamento em solução salina NaCl a 3%, seguidos por duas semanas de secagem natural (ambiente de laboratório). O sistema é avaliado pela determinação da carga acumulada (**CA**) a partir da realização periódica da medida da diferença de potencial entre as extremidades do resistor. Adicionalmente, é medido o potencial de corrosão de B1 e, ao término do ensaio, esta é examinada e é determinado o teor de cloretos no concreto adjacente. **CA** (em coulombs) é determinada pela equação abaixo, sendo **t** o tempo em segundos decorrido entre o início do ensaio e a medida da corrente, **I** o valor da corrente em amperes no tempo **t** e **x** o ciclo atual em avaliação.

$$CA_x = CA_{x-1} + \left[\frac{(t_x - t_{x-1}) \times (I_x - I_{x-1})}{2} \right]$$

O potencial da macrocélula é medido a cada quatro semanas, o que é feito até que a média integrada dos valores obtidos de **CA** nos corpos de prova de referência (sem aditivo) seja de 150 C. A norma expõe que esse valor é consistente com o valor de 10 μA , obtido ao longo de seis meses de ensaio realizados em diferentes laboratórios, o que garante uma corrosão representativa, verificada por exame visual da barra B1. Cabe considerar que o valor de 150 C, não necessariamente corresponde a um nível de corrosão capaz de causar fissuração do concreto de cobrimento.

Cita-se que o critério de avaliação dos corpos de prova com aditivo inibidor de corrosão é apresentado na ASTM C1582:2017, discutido mais adiante na apresentação da norma ASTM G180. Tanto essa última norma, como a ASTM G109, vem sendo usado em uma diversidade de estudos de matérias e produtos de proteção de estruturas de concreto. Esses estudos podem incluir ensaios eletroquímicos, como, por exemplo, o levantamento de curvas de polarização potenciodinâmica para estimar a taxa de corrosão (I_{corr}) pela técnica de resistência de polarização linear (R_p). Basicamente, R_p é a tangente traçada na curva potencial versus corrente em torno do valor de E_{corr} do sistema metal-meio (ROBERGE, 2008).

Nos corpos de prova da presente norma, as curvas são geradas em torno do potencial de corrosão (E_{corr}) da barra B1 nos sentidos anódico (valores de potenciais mais positivos que o E_{corr} até em torno de +10 mV) e catódico (valores de potenciais mais negativos que o E_{corr} até em torno de -10 mV) (ASTM G3:2014; ASTM G5:2014). Muitos equipamentos comerciais, incluindo ENDs, trazem softwares específicos para o levantamento de curvas eletroquímicas, com determinação automática do valor de R_p , o que é feito com base nas equações de Butler-Volmer (WOLYNEC, 2003).

Com a determinação de R_p , é possível calcular I_{corr} , o que é feito por meio da equação Stern e Geary (ASTM G102:2023):

$$I_{\text{corr}} = 10^6 \frac{B}{R_p} \quad \text{Onde:} \quad B = \frac{b_a b_c}{2,303 (b_a + b_c)}$$

Sendo:

I_{corr} - Densidade de corrente de corrosão, expressa em $\mu\text{A}/\text{cm}^2$;

B - Constante de Stern e Geary, expressa em V. Usualmente é adotado o valor de 0,026 V para o sistema aço/concreto ativo e 0,052 V para o sistema aço/concreto passivo (ANDRADE et al., 2004);

b_a - Constante de Tafel anódica, expressa em V/década;

b_c - Constante de Tafel catódica, expressa em V/década;

R_p - Resistência de polarização ($\Omega.\text{cm}^2$).

Valores de referência de R_p e de taxa de corrosão (I_{corr} e V_{corr}) são apresentados na **Tabela 4** (NYGAARD; GEIKER, 2010). Assumindo que a corrosão ocorre de forma generalizada e com taxa constante ao longo do tempo e, ainda, que a reação anódica é a de oxidação do aço ($Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$), pode-se aplicar a seguinte equação para calcular a taxa de corrosão por mm/ano (ASTM G102:2023):

$$V_{corr} = K_1 \frac{I_{corr} W}{\rho n} = 0,0116 \cdot I_{corr}$$

Sendo:

V_{corr} - Taxa de remoção anual generalizada do aço-carbono (mm/ano)⁹, sendo chamada neste Manual de I_{corr} , assim como a densidade de corrente i_{corr} ;

K_1 - Constante de conversão: $3,27 \times 10^{-3} \text{ mm.g}/(\mu\text{A.cm.ano})$ (ASTM G102:2023);

I_{corr} - Densidade de corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$);

W - Massa atômica do ferro: 55,8 g/mol (ASTM G102:2023);

ρ - Densidade do ferro: 7,86 g/cm³ (ASTM G1:2020);

n - Número de elétrons envolvidos na reação anódica do ferro: 2.

Tabela 4 - Valores típicos de R_p e Taxa de corrosão reportados em pesquisas acadêmicas consultadas.

Nível de corrosão	Resistência de polarização ($k\Omega \text{ cm}^2$)	Densidade de corrente de corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Taxa de remoção anual - V_{corr} (mm/ano)	Referência
Desprezível	≈ 5.200	$\approx 0,01$	–	Gonzalez et al. (1995)
	$\approx 580 < R_p < 5.900$	$\approx 0,009 < I_{corr} < \approx 0,09$	$\approx 0,5 \times 10^{-4} < v_{corr} < \approx 2,9 \times 10^{-4}$	Millard, Gowers e Gill (1992); Gowers et al. (1994)
	≈ 23.000	$\approx 0,002$	–	Nygaard e Geiker (2010)
Baixo/moderado	> 250	$< 0,1$	$< 0,001$	Law, Millard e Bungey (2001) e So e Millard (2007).
	$25 < R_p < 250$	$0,1 < I_{corr} < 1$	$0,001 < v_{corr} < 0,01$	
Alto	$2,5 < R_p < 25$	$1 < I_{corr} < 10$	$0,01 < v_{corr} < 0,1$	
Muito alto	$0,25 < R_p < 2,5$	$10 < I_{corr} < 100$	$0,1 < v_{corr} < 1,0$	

⁹ Pode ser denominada de penetração de corrosão (P_x) quando determinada para um certo tempo de propagação da corrosão (ver capítulo 12).

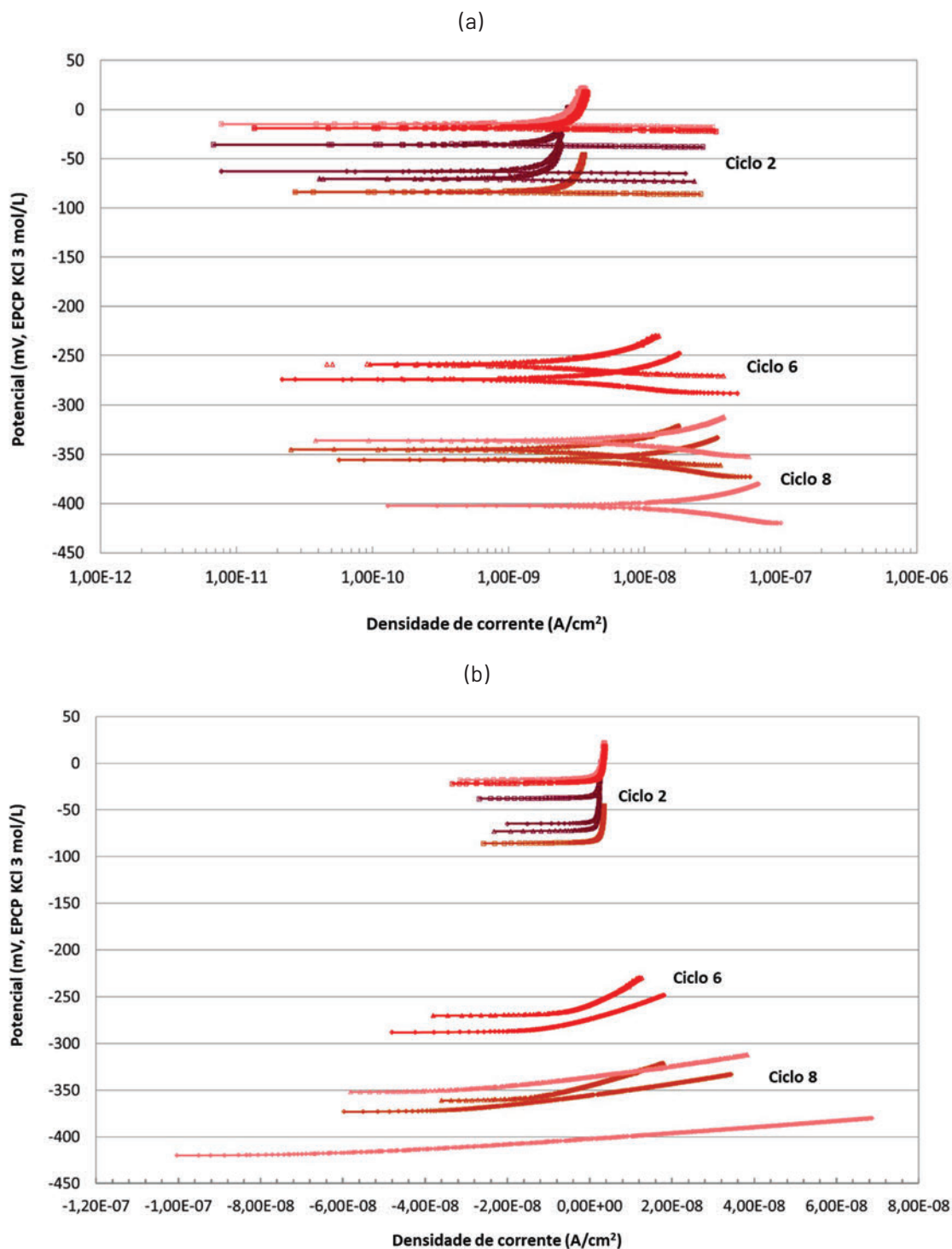
Na **Figura 15** (ARAUJO et al., 2019) são apresentados exemplos de curvas de polarização (± 10 mV) levantadas na forma semilogarítmica (**Figura 15a**) e linear (**Figura 15b**) de barra de aço-carbono superior (B1) de corpos de prova avaliados durante ciclos de molhagem (solução salina) e secagem, como define a ASTM G109 (2021). Em concreto, em função do elevado pH da água de poro, o oxigênio dissolvido é o único oxidante responsável pela corrosão da barra B1. Nessa condição, o comportamento do sistema B1-concreto polarizado pode ser um dos seguintes¹⁰:

- **Sistema totalmente passivo:** neste caso, o aço está efetivamente passivo e cruza a curva no oxigênio na região em que a polarização é por ativação. Na **Figura 15b**, no Ciclo 2, observa-se claramente o comportamento típico para essa condição para o sistema barra B1-concreto de corpos de prova em estudo (três sistemas: vermelho, vinho e marrom), todos com valores elevados de potencial de corrosão (mais positivos que -100 mV, EPCP KCl 3 mol/L), indicando o estado passivo, assim como a densidade de corrente de passivação da ordem de 10^{-9} A/cm²;
- **Sistema totalmente ativo:** nesse caso, o aço está sob controle de polarização por ativação e o oxigênio está sob controle de polarização por concentração¹¹. Na **Figura 15b**, no Ciclo 8, observa-se estado ativo do sistema barra B1-concreto com um caimento significativo dos valores de potencial de corrosão (mais negativos que -300 mV, EPCP KCl 3 mol/L) e um aumento significativo da densidade de corrente;
- **Sistema em condição intermediária:** neste caso, o concreto pode estar seco (pouco úmido e com muita influência da queda ôhmica) ou saturado (pouco aerado), o aço pode estar em estado ativo de corrosão ou, ainda, coberto por produtos de corrosão ou sob efeito de inibidor de corrosão. Isso ilustra que o real estado de corrosão, ativo ou passivo, nem sempre é indicado pela avaliação do aspecto das curvas de polarização de pequena amplitude. Assim, é importante ter dados complementares, em destaque o já referenciado exame visual da armadura. Na **Figura 15b**, no Ciclo 6, observa-se um comportamento típico de condição intermediária para o sistema barra B1-concreto, em que o caimento do potencial de corrosão indica estado ativo (valores mais negativos que -242 mV, EPCP KCl 3 mol/L).

¹⁰ Cabe ressaltar que a realização desses e de demais ensaios apresentados como exemplos contou com o apoio de uma série de pessoas do LCP.

¹¹ Polarização por concentração é a alteração do potencial em consequência da variação de concentração da espécie produzida ou consumida na interface metal-meio em resposta à passagem de corrente elétrica. Portanto, é governada pelo transporte de espécies no meio e sua presença na interface (WOLYNEC, 2003).

Figura 15 – Curvas de polarização nas escalas semilogarítmica (a) e linear (b) (barra superior de corpos de prova de estudo, diferenciadas pelas cores e levantadas em diferentes ciclos de exposição em solução NaCl (método da ASTM G109:2021).



- ASTM A955:

A norma apresenta métodos para a caracterização de aços inoxidáveis e para a avaliação de sua resistência à corrosão por meio de dois tipos de ensaios de macrocélulas. Um deles adota corpo de prova de concreto armado de configuração similar à ASTM G109, nas dimensões de 30 x 15 x 17,5 cm e com a presença de uma fissura artificial de 0,3 mm de abertura posicionada sobre a barra B1 (25 mm de cobrimento).

Adota-se ciclo de molhagem e secagem por 12 semanas com solução salina NaCl a 15%, seguido somente do ciclo de molhagem por mesmo período. Ambos são repetidos por três a quatro vezes, sendo aplicada ao término do ensaio a equação citada anteriormente para o cálculo de carga acumulada (ASTM G109), e prevê-se a taxa de corrosão pela seguinte equação:

$$TC = \frac{11600 * T}{A * R}$$

Nessa equação, **TC** é a taxa de corrosão em $\mu\text{m}/\text{ano}$, **T** é a diferença de potencial medida no resistor em mV, **R** é o valor da resistência do resistor em ohm, e **A** é a área (cm^2) exposta da barra B1. Cabe considerar que esse cálculo pode ser adotado em estudos diversos, como, por exemplo, na avaliação comparativa de sistemas de proteção em estudos laboratoriais (ARAUJO; ROSA; ALMEIDA, 2020; PANOSSIAN et al., 2019).

Como critério de avaliação, a norma define que a taxa média de corrosão obtida para o mínimo de cinco corpos de prova não deve, em nenhum momento durante o ensaio, exceder 0,20 $\mu\text{m}/\text{ano}$, e que o valor individual de nenhum deles deve exceder 0,50 $\mu\text{m}/\text{ano}$.

O outro ensaio é realizado em SSAP, em que barras são conectadas eletricamente, formando uma macrocélula. Esse tipo de avaliação pode ser aplicado para diferentes composições químicas de barras de armadura, sendo importante no caso do aço inoxidável, já que tem sido aplicado no exterior em elementos críticos de estruturas, bem como em área de reparo e de reforço estrutural (BADD00, 2008; GEDGE, 2008; KNUDSEN et al., 1998). As barras de aço inoxidável ficam conectadas eletricamente com barras de aço-carbono, ambas sujeitas a meio contaminado com cloretos.

Para o ensaio de macrocélula, o catodo consiste de duas barras (B1/B2) imersas em recipiente com SSAP (um litro contendo 974,8 g de água destilada, 18,81 g/L de KOH e 17,87 g/L de NaOH), e o anodo, de uma barra (B3), em recipiente com a mesma solução com adição de 15% de NaCl. Na solução de B1/B2, é feito o borbulhamento de ar purificado para enriquecer o meio com oxigênio para a reação catódica. O contato iônico entre soluções é feito por meio de uma ponte salina, constituída de um tubo flexível ($\varnothing$ 9,5 mm) preenchido com gel de ágar-ágar e KCl: 4,5 g de ágar-ágar, 30 g de KCl e 100 g de água destilada para quatro pontes salinas de 0,6 m.

O ensaio é realizado por 15 semanas, com troca das soluções a cada cinco semanas. Como critério, a taxa média de corrosão (calculada pela aplicação da equação acima), para um mínimo de cinco espécies, não deve exceder 0,25 $\mu\text{m}/\text{ano}$ em nenhum momento durante o ensaio, e, individualmente, nenhum deles excederá 0,5 $\mu\text{m}/\text{ano}$.

A **Figura 16** ilustra a realização de estudos laboratoriais com base no método das duas normas ASTM citadas. Na **Figura 16a** (ARAUJO et al., 2019), observa-se corpo de prova de concreto armado produzido para a avaliação de reparo localizado com uso de anodo galvânico e de inibidor de corrosão impregnante¹². Observa-se recipiente fixado na face superior do corpo de prova e o uso de dispositivo (com resistor de 10 Ω) para a medida do potencial de macrocélula, o que permite o cálculo da carga acumulada. Na **Figura 16b** (CARDOSO et al., 2019), observa-se ensaio rápido de macrocélula da ASTM A955 em SSAP, sendo os dois frascos unidos pela ponte salina e a presença de dispositivo de leitura. Por meio desse ensaio, foi possível avaliar a formação de par galvânico entre barras de formulações distintas de aço inoxidável e, também, entre estas e barra de aço-carbono.

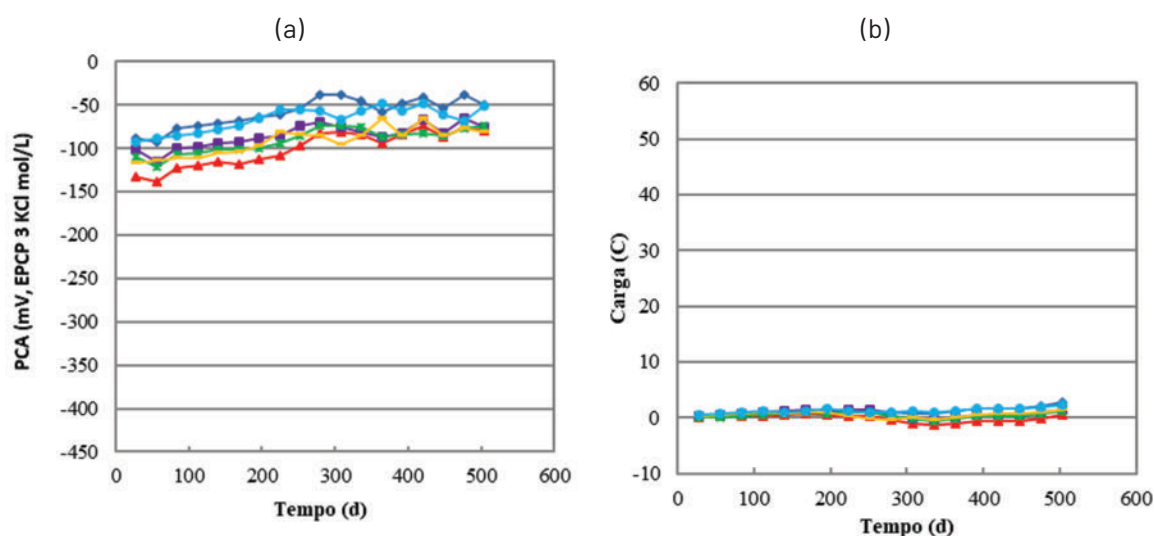
A **Figura 17** ilustra como podem ser apresentados os resultados de potencial de corrosão (PCA, potencial de circuito aberto) e de carga acumulada (equação apresentada anteriormente), o que foi feito para a avaliação do par galvânico de barras ABNT 304/aço-carbono tanto em ensaio em corpos de prova de concreto armado (diferenciados por cores na figura) quanto em ensaio rápido de macrocélula. Como mostra a **Figura 17a**, os resultados indicaram uma tendência à estabilização de PCA (mais positivos que -100 mV, EPCP KCl 3 mol/L), o que foi confirmado pelos baixos valores obtidos de carga acumulada ao longo do tempo (média menor de + 1,6 C, **Figura 17b**) e, ainda, pela preservação do aspecto da barra, verificada por exame visual após fratura dos corpos de prova.

¹² O inibidor impregnante é aplicado na superfície do concreto endurecido de estruturas existentes, sendo conhecido como *surface applied inhibitor, migrating corrosion inhibitor* (MCI). A impregnação do concreto ocorre por mecanismos de absorção por capilaridade, difusão na fase líquida e de vapor e por migração iônica, de acordo com fabricantes.

Figura 16 – Ensaio laboratorial de técnicas de recuperação utilizando corpos de prova de concreto armado (a) e de par galvânico aço-carbono/aço inoxidável em solução simulada de água de poro (SSAP)(b), ambos seguindo as diretrizes da ASTM A955:2020c.



Figura 17 – Potencial de corrosão (a) e carga acumulada (b) na avaliação de par galvânico aço-carbono/aço inoxidável em diferentes corpos de prova armados (diferenciados por cores, seguindo as diretrizes da ASTM A955:2020c).



- DIN EN 480-14:

A norma apresenta método de ensaio destinado a assegurar que aditivos (excluindo inibidores de corrosão) não sejam prejudiciais ao sistema armadura-concretos, grautes e argamassas. Para o ensaio, são produzidos corpos de prova cilíndricos de 6 cm de diâmetro com uma barra central de aço-carbono (6 a 8 mm de diâmetro). São preparados três corpos de prova com o aditivo e três sem o aditivo (controle).

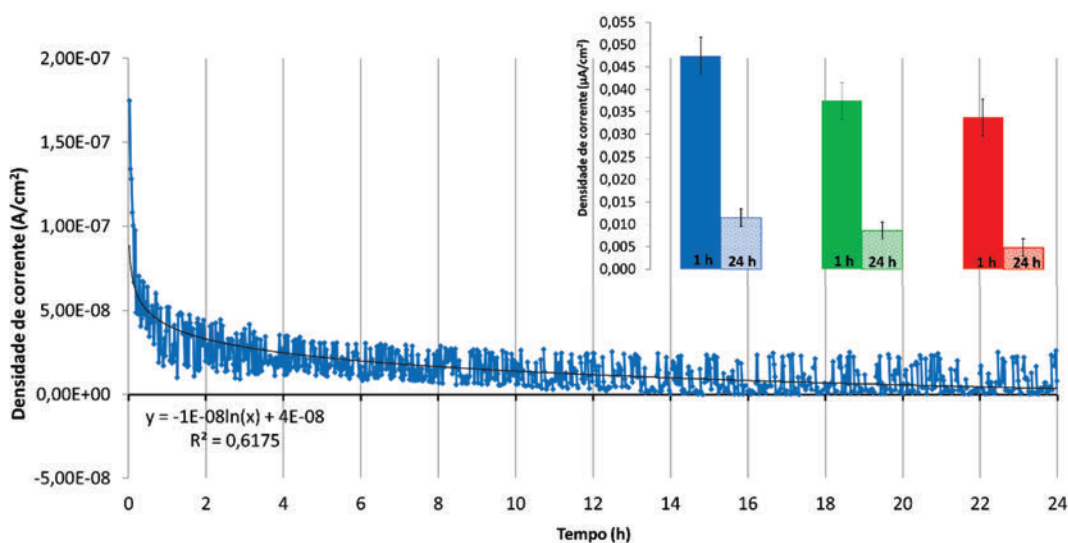
A avaliação consiste na obtenção de curvas de polarização potencioestática após 24 h de exposição dos corpos de prova, recém-concretados (após desmoldagem), a uma solução saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$. A polarização é feita somente no sentido anódico

(ver **Figura 6a**), alcançando e mantendo o valor de 500 ± 5 mV, EH (290 ± 5 mV, EPCP KCl 3 mol/L). Simultaneamente, a corrente de polarização é registrada e convertida em densidade de corrente de corrosão (I_{corr}), sendo avaliados os valores obtidos no início do ensaio (após 1 h) e ao seu término (24 h).

Os corpos de prova são fraturados para exame visual, sendo descartados aqueles com corrosão em fresta ou com áreas de vazios junto à interface (ver **Figura 4**). A **Figura 18** (ARAUJO et al, 2018a) ilustra um exemplo de aplicação da técnica em um estudo comparativo de diferentes composições de concreto. As curvas foram levantadas após 28 dias de cura do concreto, o que permitiu verificar a formação de um filme bastante protetor, devido à obtenção de densidades de corrente muito baixas (chegando a 10^{-9} A/cm² = 10^{-3} μA/cm²).

Explica-se que o valor acima descrito de 500 mV está próximo ao nível mais alto do estado passivo para aço-carbono em concreto comum. Dessa forma, qualquer efeito prejudicial do aditivo será detectado, pois uma alteração no estado passivo resultará em maiores taxas de dissolução anódica e correntes de corrosão superiores às obtidas no material de controle (sem aditivo). Para determinar se o sistema avaliado passa ou não passa no ensaio, além da preservação do aspecto da superfície do aço-carbono passivo (coloração acinzentada) ao final do ensaio, a densidade de corrosão medida circulante entre $t > 1$ h e $t = 24$ h deve ser menor que a obtida em $t = 1$ h (KÄTHLER et al., 2022).

Figura 18 - Polarização potencioestática anódica de 24 h (300 mV, EPCP KCl 3 mol/L) de corpo de prova de concreto. Observa-se à direita gráfico com os valores médios obtidos de densidade de corrente média (A/cm²) após 1 h e 24 h desse corpo de prova (cor azul) e de outras composições de concreto (cor verde e cor vermelha).



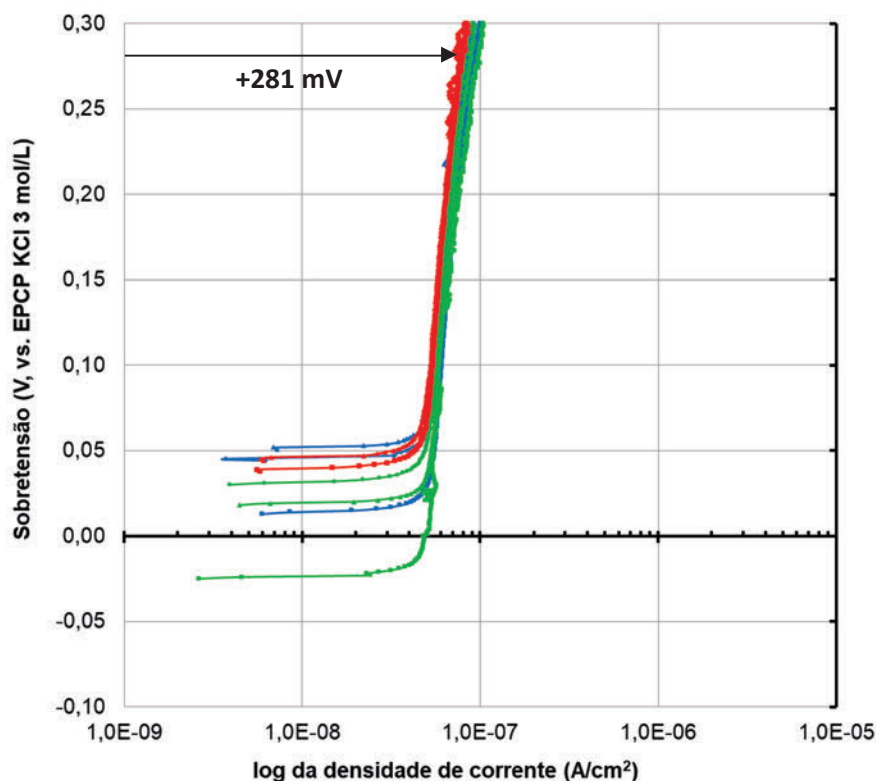
Curvas de polarização adicionais podem ser levantadas para análise comparativa do comportamento de diferentes sistemas. Na **Figura 19** (ARAUJO et al., 2018a) são apresentadas curvas potenciodinâmicas em função do logaritmo da densidade de corrente (A/cm²). Adotou-se um eletrodo de referência EPCP KCl 3 mol/L e velocidade de varredura de 0,167 mV/s.

A polarização do sistema no sentido anódico ocorreu até o potencial de 600 mV, valor bem acima do potencial de equilíbrio do oxigênio dissolvido em meio alcalino ($4\text{OH}^- \leftrightarrow \text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 4\text{e}^-$), que apresenta valor de +281 mV, EPCP KCl 3 mol/L, considerando o pH de 12,5 do meio alcalino do concreto. Para essa determinação, aplica-se a equação de Nernst, apresentada a seguir, que é válida para uma única reação em equilíbrio, em função das atividades dos seus produtos e reagentes (ou pressão parcial no caso de gases) e para uma dada temperatura (WOLYNEC, 2003).

$$E_{\text{O}_2/\text{OH}^-} = 1,2284 - 0,059\text{pH} \text{ (EH}^{13}\text{)}$$

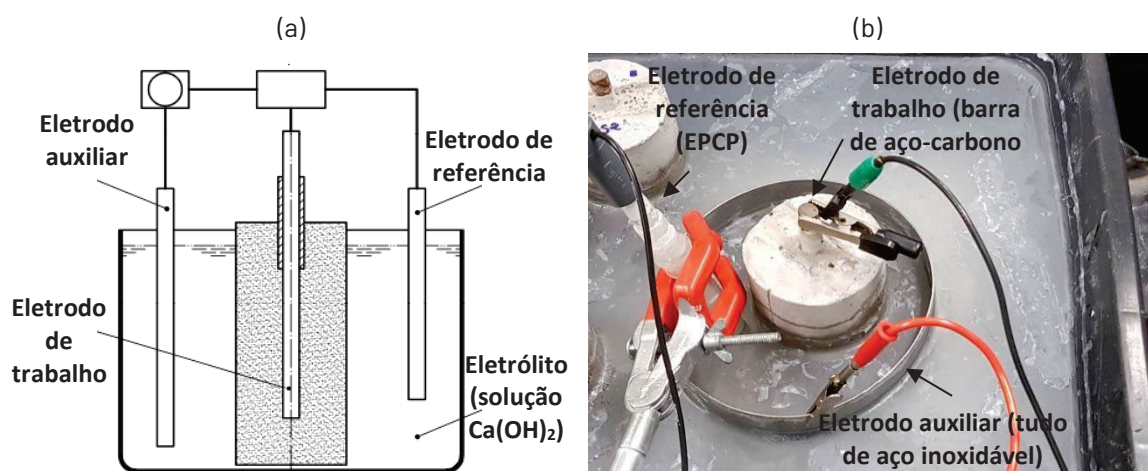
A **Figura 20a** mostra a representação da célula eletroquímica e do corpo de prova armado, conforme definido na DIN EB 480-14. A **Figura 20b** (ARAUJO et al., 2018a) detalha a célula durante a polarização em um estudo laboratorial de inibidor de corrosão. Nessa configuração, são utilizados três eletrodos: eletrodo de trabalho (uma barra de aço-carbono embutida no centro do corpo de prova), eletrodo auxiliar (uma seção de tubo de aço inoxidável ao redor do corpo de prova) e eletrodo de referência de prata-cloreto de prata – EPCP. Essas figuras ilustram o arranjo típico da célula de levantamento de curvas eletroquímicas.

Figura 19 - Polarização potenciodinâmica anódica até 600 mV (EPCP KCl 3 mol/L) de três diferentes composições de concretos.



¹³ Eletrodo padrão de hidrogênio, "constituído por uma lâmina inerte de platina platinizada, que está submersa em uma solução ácida padrão (ácido clorídrico 1,2 mol para a qual a atividade do íon H^+ é unitária, $a_{\text{H}^+}=1$), mantida a 25 °C, através da qual se borbulha hidrogênio purificado a 1 atm. de pressão (nestas condições tem-se o equilíbrio da reação $2\text{H}^+ + 2\text{e}^- \leftrightarrow \text{H}_2(\text{g})$)" (CASCUDO, 1997).

Figura 20 – Representação da célula eletroquímica e o corpo de prova armado definido na DIN EB 480-14:2007 (a) e detalhe da célula de polarização do sistema em estudo laboratorial de inibidor de corrosão com uso convencional de três eletrodos (b)



- ASTM G180:

A norma ASTM G180:2019 apresenta método de ensaio de verificação da eficácia de inibidores de corrosão em diferentes concentrações, bem como a corrosividade de outros tipos de aditivos na presença de cloreto. Na prática, pode ser também aplicada em outras adaptações necessárias em pesquisas de produtos e de materiais (HEURUNG; KAND; SHEN, 2019).

O método utiliza uma solução aquosa à base de cimento (1000 g de água e 200 g de cimento, C_3A de 6% a 10%), que é filtrada e aditivada com Ca(OH)_2 (4 g/L). Uma célula de corrosão é montada com uso de uma barra de 9,5 mm de diâmetro, que é imersa na solução preparada. Nela, o ar (livre de CO) é purgado por 24h, durante os quais a barra deve passivar. Após esse período, adiciona-se NaCl (0,5 a 1 mol/L) e o aditivo e mantém-se o enriquecimento com ar por mais 24h. Após esse período, são determinados o potencial de corrosão (E_{corr}) e a resistência de polarização (R_p) da barra para as diferentes adições.

A norma estabelece que a solução aditivada com inibidor de corrosão deve apresentar o valor médio de $1/R_p$ igual a 1,0 ou menor do que a média do valor obtido no ensaio de referência (solução somente com NaCl). Caso contrário, será necessário realizar um ensaio complementar para avaliar o produto. No caso da avaliação de um outro tipo de aditivo, este é classificado como corrosivo se aumentar em uma ordem de magnitude o valor médio de $1/R_p$ obtido em ensaio sem adição de NaCl .

Deve-se referenciar a norma ASTM C1582:2017, que apresenta parâmetros de desempenho do inibidor de corrosão, aplicáveis tanto para esta norma quanto para a ASTM G109 mencionada anteriormente. Por essa norma, um inibidor de corrosão é considerado eficiente no controle da corrosão se o valor de $1/R_p$ for $\leq 1/8$ do valor

obtido no ensaio de referência. No caso da ASTM G109, a norma estipula que os corpos de prova com adição do inibidor de corrosão devem apresentar uma carga acumulada ≤ 50 C, enquanto os de referência (mesmo concreto sem adição de inibidor) devem atingir valores ≥ 150 C no mesmo período. Além disso, a área superficial da barra B1 corroída deve ser $\leq 1/3$ da área total corroída da barra B1 nos corpos de prova de referência. A norma ressalta que os resultados desses ensaios acelerados não devem ser utilizados para prever o desempenho em campo esperado da adição de inibidores de corrosão no controle da corrosão.

- AENOR UNE 83992-2:

A norma descreve um método de ensaio para avaliar o efeito da composição do concreto frente à penetração de solução salina. No ensaio, são produzidos dois corpos de prova prismáticos (recomenda-se largura entre 10 a 15 cm, com comprimento variável), tendo como armadura uma barra de aço-carbono de diâmetro recomendado de 10 mm (variando entre o mínimo de 6 mm e um máximo de 16 mm).

Para acelerar a penetração de cloretos, é imposta uma tensão constante ao sistema, que deve ser maior que 10 V e menor que 60 V. Essa tensão é aplicada por meio de dois eletrodos: um eletrodo de aço inoxidável (anodo), posicionado na face inferior do corpo de prova (imerso parcialmente em solução salina), e um eletrodo de cobre (catodo), imerso em solução salina ($\geq 0,5$ L de 0,6 mol/L de Cl^- e 0,4 mol/L de CuCl_2), armazenada em um recipiente fixado sobre o corpo de prova.

Os íons cloreto penetram aceleradamente no concreto devido à ação do campo elétrico, migrando da solução salina (contida no recipiente) para o eletrodo oposto. Durante esse processo, os íons encontram a barra de aço-carbono em seu caminho e desencadeiam a corrosão. No momento da despassivação, determinado pelo acompanhamento do potencial de corrosão (por meio de breve interrupção da corrente), registra-se a carga passante utilizando-se um resistor de 100 Ω .

Amostras são extraídas da camada superficial do concreto (na área onde o recipiente foi fixado) e, também, da camada próxima à barra, para determinação do teor de cloretos. O coeficiente de difusão no estado não estacionário (aparente) (D_{ns} , cm^2/s) é calculado para o tempo de despassivação (t_{lag} , segundos) em uma determinada espessura de cobrimento (e , cm), aplicando-se a seguinte equação:

$$D_{ns} = \frac{e^2}{2 \cdot t_{lag} \cdot \partial}$$

Sendo:

$$\partial = \frac{zF}{RT} \Delta\phi$$

$\partial = 40 \times \Delta\phi$ para 22 °C (fator de aceleração do campo elétrico), sendo: **Z** = valência de íons cloreto (**z**=1); **F** = constante de Faraday (23060, cal/Veq); **R** = constante de gases (1,9872 cal/mol) e **T** = temperatura (°K).

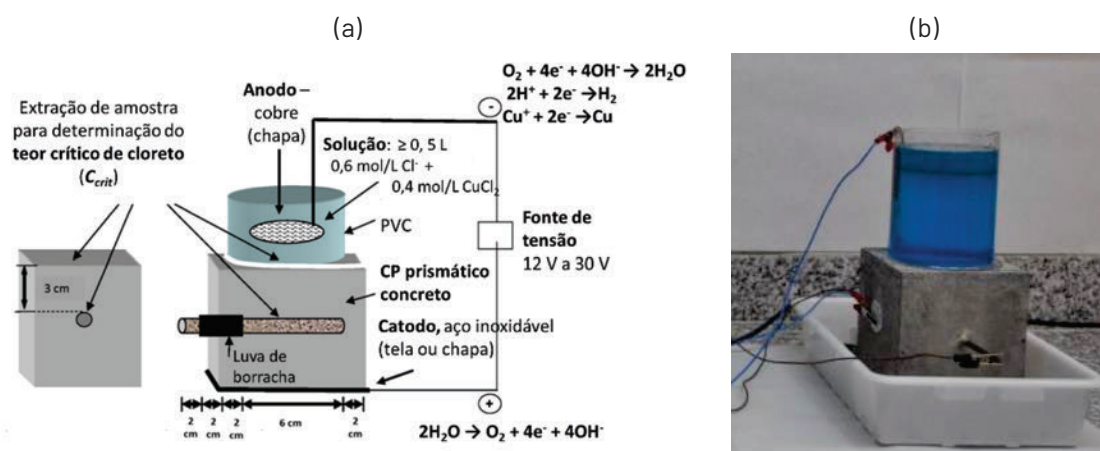
$$\Delta\emptyset = \frac{\Delta V}{L} \quad \Delta\emptyset = \text{Campo elétrico (V)}, \text{ sendo: } \Delta V = \text{potencial aplicado (V)} \text{ e } L = \text{distância entre eletrodos (cm)}.$$

O ensaio pode ser continuado em um corpo de prova preservado para produzir certa corrosão do aço, a fim de determinar valores de taxa de corrosão (I_{corr}) por meio da técnica de resistência de polarização (R_p) (AENOR UNE 112072:2011). Esse procedimento pode ser realizado após pelo menos 28 dias de interrupção da tensão ou de forma acelerada, com a manutenção da tensão aplicada.

Ao término do ensaio, a redução do diâmetro da barra é avaliada, além de ser realizado exame visual e ensaio com nitrato de prata (detalhados mais adiante). Exemplos recentes de estudos baseados nessa norma incluem a avaliação de adições na mistura do concreto e a avaliação de barras de aços inoxidáveis por Santana et al. (2022) e Pachón-Montaña et al. (2018), respectivamente.

A **Figura 21a** mostra desenho representativo do ensaio em corpo de prova armado dessa norma (ARAUJO, 2022; adaptado de UNE 83992-2) e a **Figura 21b** sua realização em estudo de Santana et al. (2022).

Figura 21 – Representação do ensaio definido na UNE 83992-2 (2012)(a) e adaptação em estudo laboratorial de adições na mistura do concreto (b).

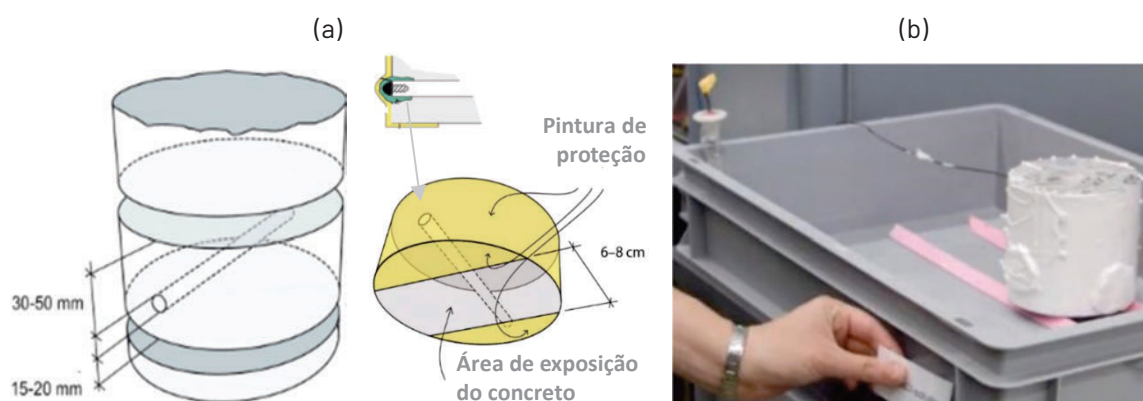


- Ensaios laboratoriais com testemunhos de concreto armado:

O protocolo experimental ETHZ (ANGST et al., 2017b) apresenta ensaio acelerado de corrosão com uso de corpos de prova preparados a partir de testemunhos de concreto com armadura ainda passiva. O objetivo principal é a determinação do teor crítico de cloretos, porém é citado que é possível adaptar o método para estudos laboratoriais diversos, considerando as propriedades reais do concreto e as condições de sua interface com a armadura. No caso do teor crítico de cloreto, o ensaio permite uma determinação confiável antes do seu estabelecimento, podendo os resultados ser adotados em modelos de previsão probabilística para prever o término do período de iniciação da corrosão ($t_{\text{iniciação}}$, **Figura 14**), dado importante para o planejamento das manutenções futuras.

Os testemunhos extraídos passam por uma série de etapas de preparação antes do ensaio, basicamente: a redução da espessura do concreto de cobrimento da barra do testemunho, a proteção de suas extremidades expostas e uma pintura de delimitação da superfície exposta do concreto (KÄTHLER et al, 2022). A partir do lado do concreto (que estava exposto à atmosfera), deve-se manter 15 a 20 cm de cobrimento da barra e 30 a 50 cm no lado oposto. Em uma das extremidades da barra, deve-se fixar um fio de conexão elétrica (para permitir posterior medida de potencial de corrosão) e, em seguida, realizar a proteção local com uso de argamassa polimérica. Finaliza-se o preparo com pintura de grande parte das superfícies, como é ilustrado no desenho da **Figura 22** (ANGST et al., 2017b).

Figura 22 – Representação do testemunho e do seu preparo conforme protocolo experimental ETHZ (a) e aspecto final para início do ensaio (b).



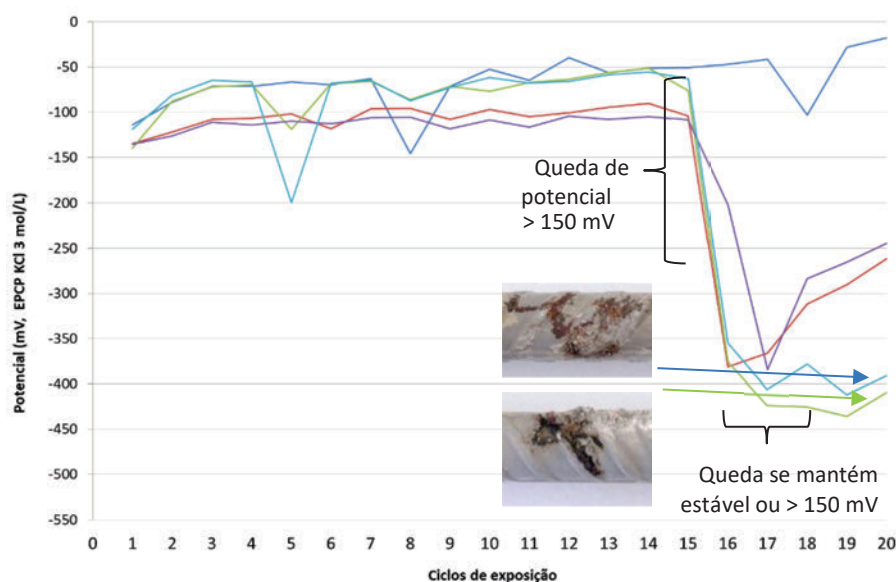
Os corpos de prova preparados são submetidos (face exposta do concreto) à imersão parcial em água (isenta de cloretos) e, em seguida, em solução salina com gradual incremento de cloretos (3,5% de NaCl, 7% de NaCl e 10% de NaCl). O potencial de corrosão (E_{corr}) é monitorado com uso de eletrodo de referência imerso na solução na hora da medida (recomenda-se sempre o uso de capilar de Luggin, para preservar o eletrodo).

Para definir a iniciação da corrosão, deve ser observada uma queda do potencial de corrosão de 150 mV em relação ao valor inicial (estado passivo, típico entre -100 a +200 mV, EPCP sat., com variação ± 30 mV). Essa queda deve se manter por cinco dias, sendo que, durante os 10 dias seguintes, o potencial deve apresentar elevação superior a 50 mV. Uma vez satisfeito esse critério, os corpos de prova podem ser removidos para a determinação do teor crítico de cloretos e para a realização de ensaio de carbonatação, seguida de exame visual da barra. Pode-se aplicar a técnica de resistência de polarização (R_p) para avaliar a taxa de corrosão e, no caso de continuidade do ensaio em corpo de prova adicional, avaliá-la ao longo do tempo.

A **Figura 23** (ARAÚJO et al., 2018a) ilustra um exemplo de monitoramento do potencial em um amplo estudo laboratorial em corpos de prova submetidos a ciclos

de exposição à solução salina com indicação do critério de queda significativa dos valores e sua manutenção (> 150 mV), indicando alteração do estado passivo para o estado ativo de corrosão.

Figura 23 – Exemplo de monitoramento do potencial de corrosão em estudo laboratorial até verificação de queda significativa dos valores (> 150 mV), indicando alteração do estado passivo para o ativo de corrosão. Observa-se o aspecto visual (barras corroídas) de dois corpos de prova ao término do ensaio.

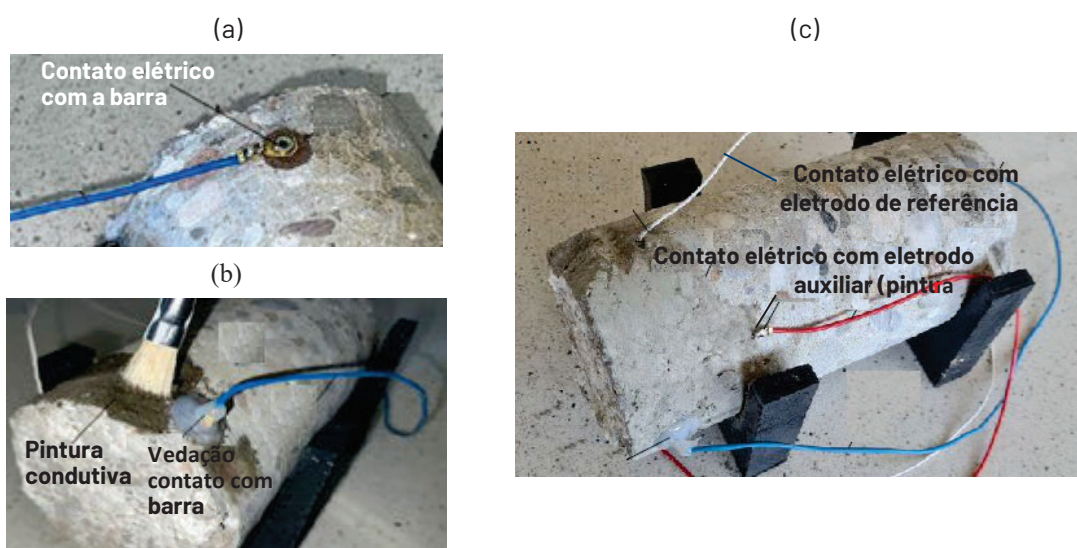


Jaśniok e Jaśniok (2022) apresentam método de avaliação laboratorial da taxa de corrosão em elementos da estrutura, que estão sendo investigados por meio de ensaio eletroquímico com extração de testemunhos com armadura corroída. O objetivo é obter valores médios confiáveis da taxa de corrosão, o que, em campo, exigiria uma programação que contemplasse as variações climáticas sazonais e, ainda, o conhecimento da área de aço polarizado, o que nem sempre pode ser garantido. Argumentam também que a aplicação do método proposto minimiza riscos envolvidos na realização de ensaios eletroquímicos em campo e permite a inclusão de estudos de sistemas de proteção contra corrosão.

A **Figura 24** (JAŚNIOK; JAŚNIOK, 2022) apresenta o preparo do corpo de prova para a realização de medidas eletroquímicas em testemunho. Inicialmente, é feita a perfuração de uma das extremidades expostas da barra de armadura (eletrodo de trabalho) para fixação de fio de conexão elétrica com um plugue, como mostrado na **Figura 24a**. As extremidades da barra são vedadas (uso de argamassa epóxi e selante) e uma parte da superfície do concreto recebe uma pintura condutiva para atuar como eletrodo auxiliar, conforme ilustrado na **Figura 24b**. Essa pintura é uma substituição ao uso de metal resistente à corrosão e elimina a necessidade de imersão em solução, como foi mostrado na **Figura 20**. Para tanto, introduziu-se um eletrodo de referência (específico para inserção no concreto) na proximidade da barra, procedimento realizado por meio de uma perfuração no concreto, que deve ser relativamente pequena para evitar fissuração.

O aspecto final de um dos testemunhos, antes da exposição em câmara climática para avaliar a taxa de corrosão, é apresentado na **Figura 24c**. Os autores explicam que a seleção de temperatura e umidade relativa na câmara climática deve ser baseada na análise do histórico das estações meteorológicas e das operações de alguns anos para os locais de extração do testemunho. Os valores de taxa de corrosão obtidos a partir dessa seleção podem ser incluídos em modelos para fornecer uma estimativa mais precisa da vida útil residual da estrutura.

Figura 24 – Preparo de testemunho armado para ensaio eletroquímico, com estabelecimento de contato elétrico com barra (a), aplicação de pintura condutora (b) e aspecto final (c).



- Ensaios laboratoriais de carbonatação:

Como a maioria dos métodos de ensaio abordados anteriormente são voltados para a corrosão induzida por ataque de cloretos, é importante introduzir o tema dos ensaios de carbonatação e sua aplicação em estudos de corrosão, o que será feito a seguir.

A carbonatação é tema recorrente em estudos que visam comparar o desempenho de diferentes composições de concreto e de argamassas, assim como seu impacto no comportamento de sistemas armaduras-materiais cimentícios, dentre outras finalidades. Para isso, tanto corpos de prova armados quanto não armados são preparados para ser submetidos a ensaios acelerados em câmaras de carbonatação, seguidos de exposição a condições adequadas para a corrosão das armaduras.

Essa abordagem permite avaliar, por exemplo, o desempenho de concretos com diferentes adições minerais ou a eficácia de diversas tecnologias de proteção, como inibidores de corrosão, hidrofugantes e revestimentos superficiais ou da armadura. Ao submeter os corpos de prova à carbonatação acelerada, busca-se simular, em um período mais curto, o avanço do processo de carbonatação que

ocorreria em condições naturais. Após essa fase, os corpos de prova podem ser expostos a ciclos de molhagem e secagem, entre outras condições ambientais que simulam as reais de campo que favorecem a corrosão da armadura.

Diferentes métodos de ensaio laboratoriais podem ser aplicados para avaliar a resistência à carbonatação de materiais cimentícios, como: ISO 1920-12:2020, BS EN 13295:2004, BS EN 14630-12:2006, BS EN 12390-10:2018 e BS EN 12390-12:2020. Dentre essas normas, destaca-se a ISO 1920-12, que é a instrução normativa mais aplicada no País. Destaca-se também a BS EN 13295, por apresentar método de avaliação da resistência à carbonatação para produtos e sistemas de proteção e de reabilitação, como define a CEN EN 1504-3:2006.

Resumidamente, o método da norma ISO 1920-12 consiste na produção de corpos de prova de concreto no formato cúbico (corte transversal ≥ 100 mm) e/ou prismático (corte transversal ≥ 100 mm e comprimento de 400 mm). Estes são curados por 28 dias em tanque de imersão (temperatura de 20 ± 2 °C ou 27 ± 2 °C) ou em câmara úmida (UR $\geq 95\%$, temp. 27 ± 2 °C)¹⁴. Posteriormente, são acondicionados para secagem ao ar por 14 dias em ambiente de laboratório (UR entre 50 e 70% e temp. entre 18 e 29 °C).

Outros tipos de condicionamentos dos corpos de prova podem ser aplicados, desde que sejam monitorados e devidamente reportados¹⁵. Após o acondicionamento, os corpos de prova são selados parcialmente (topo, fundo e duas faces opostas) e o ensaio é iniciado, com duração de 70 dias. Durante esse período, os corpos de prova são armazenados em câmara climática provida de sistema de pressurização do CO₂, mantendo uma concentração volumétrica de $3 \pm 0,5\%$ – valor significativamente mais alto do que os encontradas em ambientes naturais. O ambiente interno da câmara é controlado, mantendo uma temperatura de 22 ± 2 °C e UR $55 \pm 5\%$ ou, em locais de clima quente, uma temperatura de 27 ± 2 °C e UR de $65 \pm 5\%$.

Para a avaliação da frente de carbonatação, os corpos de prova cúbicos são submetidos a fratura seccional, enquanto os prismáticos são cortados em fatias de cerca de 50 mm após 56, 63 e 70 dias. Utiliza-se solução de fenolftaleína (ver Capítulo 10), que permite obter um diagnóstico rápido do avanço da frente. Basicamente, a solução é pulverizada na superfície de amostra recém-exposta, seguida da avaliação da alteração da coloração do concreto. Para a determinação do avanço da frente, a norma descreve cinco pontos de medição (com precisão de 0,5 mm) em cada face exposta ao CO₂.

Pelo método da EN 13295, a exposição ao CO₂ deve ser conduzida com a

¹⁴ No Brasil, a cura é feita segundo diretrizes da ABNT NBR 5738:2015. Basicamente, ela é realizada por imersão dos CPs em solução saturada de hidróxido de cálcio a 23 ± 2 °C ou em câmara úmida à temperatura de 23 ± 2 °C com UR superior a 95%. Nota-se que os corpos de prova não podem ficar expostos ao gotejamento nem à ação de água em movimento e deve-se evitar o empilhamento.

¹⁵ A descrição desse e demais ensaios foi feita a partir da discussão com os pesquisadores do IPT Rafael F. C. dos Santos e Lucas C. do Nascimento, que atuam no Laboratório de Materiais para Produtos de Construção – LMPC.

concentração de 1% (UR $60 \pm 10\%$ e temperatura $21 \pm 2^\circ\text{C}$), com o objetivo de manter as reações de carbonatação semelhantes àsquelas de exposição natural atmosférica. Os corpos de prova de grautes, argamassas ou concreto (também adotados como referência) devem ser produzidos nos formatos mencionados acima.

A cura dos corpos de prova varia conforme a finalidade de aplicação. Durante o pré-condicionamento, que deve durar no mínimo 14 dias, verifica-se a variação de massa dos corpos de prova, que deve ser inferior a 2% em períodos de 24h.

Apenas quando a massa se estabiliza, os corpos de prova são expostos ao CO_2 , em um ensaio com duração de 56 dias. A seu término, a frente de carbonatação é avaliada com uso de solução de fenolftaleína. A medição dessa frente é realizada após 60 ± 5 min. da aspersão da solução, em três pontos ao longo de cada face das superfícies expostas dos corpos de prova ao CO_2 .

É importante referenciar a publicação recente de RILEM (VANOUTRIVE et al., 2022), que realizou uma extensa campanha de ensaios interlaboratoriais de carbonatação, contemplando os métodos das citadas normas BS EN 13295 e 12390-12. De maneira geral, verificou uma mudança na resistência à carbonatação em função do procedimento de cura e pré-condicionamento dos corpos de prova antes da exposição ao CO_2 . A extensão do impacto da cura parece depender, também, do tipo de material cimentício avaliado. Quanto à duração do ensaio, observou-se que as taxas de carbonatação, medidas periodicamente (aos 14, 28, 56 e 91 dias) em ensaios de longa duração, apresentaram uma correlação mais forte com a inclinação da regressão linear. Isso resultou em uma estimativa mais precisa da resistência potencial à carbonatação, em comparação com os períodos de ensaio mais curtos definidos pelos métodos normatizados.

Conforme expõem Carasek, Jungblut e Cascudo (2024), o método de ensaios acelerados de carbonatação pode diferir em vários aspectos, como na concentração de CO_2 e na umidade relativa (UR) do ambiente de exposição dos corpos de prova, no pré-condicionamento e na possível selagem parcial. A pesquisa dos autores focou na avaliação do pré-condicionamento, considerando que este afeta o teor de umidade dos corpos de prova do concreto e, conseqüentemente, os resultados da profundidade de carbonatação. Nessa pesquisa, aplicaram-se diferentes métodos de acondicionamento, incluindo um representativo das citadas normas ISO 1920-12 e BS EN 13295 (UR $60 \pm 10\%$ e temp. $21 \pm 2^\circ\text{C}$). O ensaio foi realizado para diferentes composições de concreto em câmara (UR de $65 \pm 5\%$ e temp. de $22 \pm 2^\circ\text{C}$) com 3% de concentração volumétrica de CO_2 . Verificou-se que o pré-condicionamento leva a mudanças notáveis na umidade do concreto no início do ensaio de carbonatação, mesmo para concretos com diferentes composições e microestruturas. Contudo, quando o ensaio é prolongado, o efeito do acondicionamento é minimizado. De qualquer forma, considera-se o acondicionamento necessário para padronizar e homogeneizar as condições dos corpos de prova.

Em complemento ao exposto, é relevante destacar pesquisas sobre corrosão em corpos de prova armados submetidos à carbonatação. Na revisão da literatura, observou-se que os métodos normatizados mencionados são frequentemente aplicados ou adaptados para promover a despassivação das armaduras. Após esse processo, muitos dos estudos mantêm a exposição dos corpos de prova a uma umidade relativa (UR) entre cerca de 60 e 75% em câmaras climáticas, condições representativas da classe **XC3** da BS EN 206-1 (ver **Tabela 2**). Para a classe **XC4**, os corpos de prova carbonatados são expostos a valores mais elevados de UR, sendo mais comuns ciclos de imersão total ou parcial. Em geral, os ensaios de corrosão são conduzidos com monitoramento do potencial de corrosão (E_{corr}) e com a aplicação da técnica de resistência à polarização (R_p) para determinar a taxa de corrosão (STEFANONI et al., 2018).

Como exemplos de estudos recentes, cita-se o realizado por Asaad et al. (2021) na avaliação do desempenho de inibidores de corrosão, contemplando a exposição dos corpos de prova de concreto armado (20 x 18 x 6,6 cm, barra de 16 mm) à carbonatação acelerada (câmara pressão de 750 Psi de CO_2 , UR 65 a 75%, temp. 25 a 30 °C), com avaliações da frente em 28, 90 e 180 dias.

No estudo de adições no concreto, Nguyen e Castel (2020) utilizaram corpos de prova de concreto armado (10 x 10 x 10 cm, barra de 12,5 mm) carbonatados (1% de CO_2 , UR 55% e temperatura 23 °C). Para parte deles, os experimentos de corrosão ocorreram após a frente de carbonatação ter atingido a barra e, para outra parte, após mais seis semanas de carbonatação acelerada. O estado ativo de corrosão das barras foi avaliado a partir da exposição a ciclos alternados de molhagem e secagem, consistindo em uma semana de imersão em água de torneira e duas semanas de secagem ao ar (UR 50% e temperatura 23 ± 2 °C).

Roventi et al. (2014) apresentam um estudo sobre corrosão em barra de aço galvanizado induzida por carbonatação. Os corpos de prova foram previamente expostos ao ambiente controlado da câmara de carbonatação ($3 \pm 0,2\%$ de CO_2 , UR de $70 \pm 10\%$ e temp. de 21 ± 1 °C). Quando o ensaio colorimétrico com fenolftaleína indicou que o concreto junto à barra estava carbonatado, os corpos de prova foram submetidos a ciclos de molhagem e secagem com água de torneira (temperatura ambiente), com o objetivo de monitorar a evolução do processo corrosivo. Cada ciclo consistiu em um dia de imersão em água de torneira, cujo nível foi mantido ligeiramente abaixo do topo do corpo de prova, seguido de seis dias de secagem ao ar. No entanto, essa alteração não foi suficiente para elevar a umidade do concreto a ponto de gerar uma taxa de corrosão significativa.

Para avaliar a ação de inibidor de corrosão impregnante, Heiyantuduwa, Alexander e Mackechie (2006) expuseram corpos de prova de concreto (30 MPa, a/c 0,73) ao ambiente controlado de uma câmara de carbonatação utilizando um nível elevado

de CO_2 (10%), temperatura de 30°C e de UR de 85%¹⁶. Nessas condições, foram necessários dois e quatro meses para carbonatar os corpos de prova com concreto de cobrimento de 1 e 2 cm, respectivamente, o que foi verificado pelo ensaio colorimétrico com fenolftaleína.

Após a impregnação com inibidor de corrosão, os corpos de prova foram submetidos a três regimes diferentes de ciclos alternados de molhagem (imersão em água de torneira) e secagem (ambiente com UR $65 \pm 5\%$): 7 dias de molhagem/7 h de secagem; 3 dias de molhagem/4 dias de secagem e 5 dias de molhagem/2 dias de secagem. Somente o último regime foi considerado adequado para a evolução do processo de corrosão da armadura, totalizando 87 ciclos. Os autores destacam que o regime mais adequado em estudos de corrosão depende das características do concreto (como permeabilidade e porosidade), além da profundidade de cobrimento.

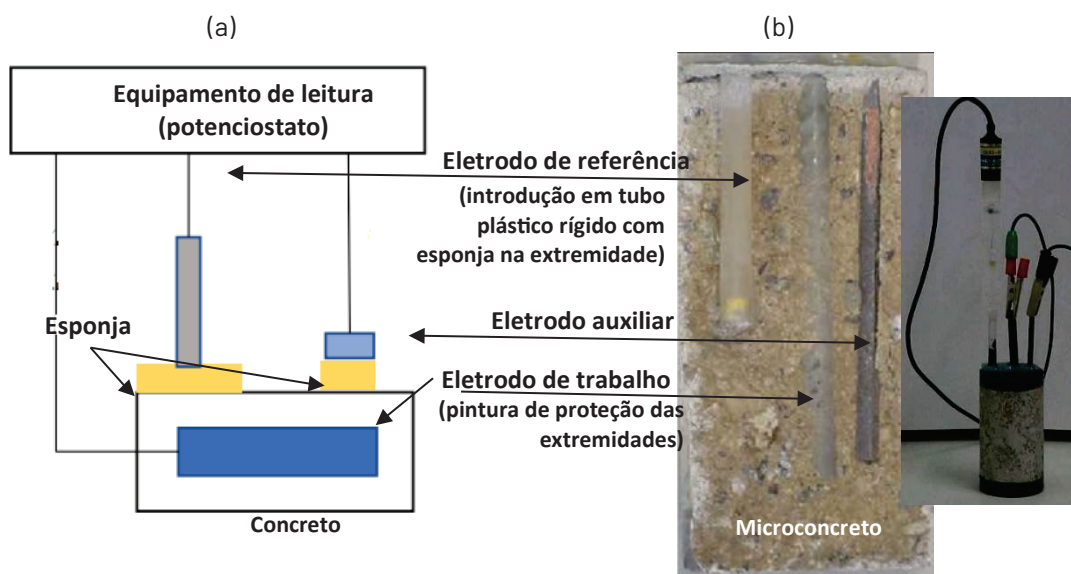
Durante o estudo de Heiyantuduwa, Alexander e Mackechie (2006), o potencial de corrosão do sistema concreto-armadura galvanizada foi monitorado, e, em ciclos espaçados, utilizou-se equipamento de ensaio não destrutivo (END) para avaliação da taxa de corrosão. O equipamento empregado aplica a citada técnica de resistência de polarização (R_p), em condições de confinamento da corrente por elemento denominado de *guard-ring* (limita a área da armadura polarizada). Uma vez determinada a R_p , a taxa de corrosão é calculada automaticamente.

É preciso salientar que esse tipo de equipamento END para determinação da taxa de corrosão não é amplamente utilizado em estudos laboratoriais, embora isso seja possível para quando concedidos corpos de prova com dimensões adequadas para o correto posicionamento do sensor sobre a região da armadura. A correta concepção do corpo de prova é primordial para medidas eletroquímicas de corrosão, mesmo quando se utiliza equipamento tradicional, normalmente um potenciostato.

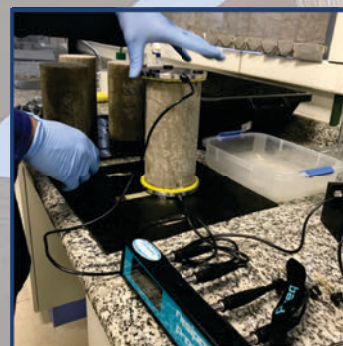
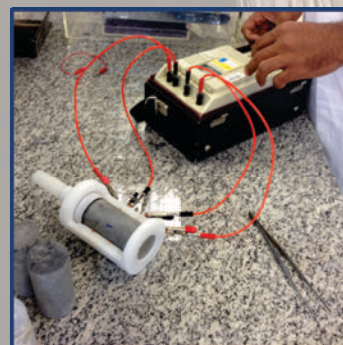
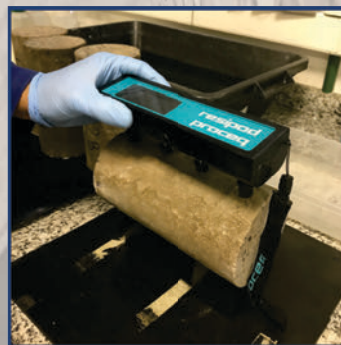
A **Figura 25** ilustra dois exemplos de corpos de prova para indicar diferentes arranjos de eletrodos na realização de medidas eletroquímicas. A **Figura 25a** (CHENG; MARUYAMA; REN, 2021) apresenta um arranjo mais simples. Já a Figura 25b mostra um arranjo (ARAUJO, 2004) projetado para evitar a necessidade de posicionar o eletrodo de referência diretamente na superfície do concreto. Esse último arranjo é particularmente adequado para estudos de técnicas de proteção superficial do concreto, como de vernizes e esquemas de pintura (ARAUJO, 2004), e que pode ser aplicado na avaliação de outras tecnologias, como, por exemplo, o estudo de Garcia (2008).

¹⁶ Acredita-se que o valor elevado de UR seja para compensar sua esperada redução quando o CO_2 é purgado no ambiente em concentrações elevadas. No caso da elevação da temperatura, sabe-se que esta é uma maneira de acelerar as reações químicas.

Figura 25 – Representação de possíveis arranjos para a realização de medidas eletroquímicas em corpos de prova armados de estudos laboratoriais (a, b).



8. AVALIAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA DO CONCRETO



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais



GERDAU
O futuro se molda

8. AVALIAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA DO CONCRETO

A resistividade elétrica reflete a capacidade do concreto de resistir à passagem de corrente iônica, um fenômeno diretamente relacionado ao processo corrosivo em estruturas de concreto armado. Por esse motivo, a medição da resistividade consolidou-se como uma técnica eficaz para avaliar o risco de corrosão nas armaduras e estimar o nível da taxa de corrosão. Em resumo, quando a resistividade do concreto é baixa e a armadura está despassivada, a corrosão torna-se praticamente inevitável e pode atingir níveis máximos.

Em campo, o ensaio de resistividade elétrica é normalmente realizado pelo método Wenner, também conhecido como método dos quatro eletrodos/pinos¹ ou de resistividade elétrica superficial. Esse ensaio costuma ser associado a outras técnicas, como a medição do potencial de corrosão, para identificar áreas com maior risco de corrosão (ver Capítulo 9). Outra possibilidade de combinação, é com a medição da umidade do concreto², utilizando o equipamento Moist 210B³ (HF SENSOR, 2010) ou, conforme indicam estudos, o radar GPR (Ground Penetrating Radar)(KLEWE, STRANGFELD, KRUSCHWITZ, 2021; WUTKE, 2018).

A **Figura 26** (ARAUJO et al., 2014) apresenta um desenho esquemático do método, com quatro pinos alinhados e equidistantes, e sua aplicação em campo com equipamento não destrutivo (END). Esse equipamento injeta uma corrente alternada entre os dois pinos externos (geração de um campo elétrico) e determina a diferença de potencial entre os dois pinos internos. Com esses dados, a resistência elétrica da porção do concreto entre os pinos internos é automaticamente determinada e, em seguida, a resistividade elétrica, conforme as seguintes equações (EN 12390-19:2023):

$$R = \frac{\Delta V}{I}$$

Sendo:

R – Resistência (Ω);

¹ A técnica usualmente aplicada é baseada na desenvolvida para solos. Há outras técnicas, incluindo o uso de equipamento de medidas eletroquímicas, em que a armadura atua como um dos eletrodos.

² A determinação do teor de umidade do concreto em obra não é prática comum.

³ Possibilita a determinação do teor de umidade do concreto por meio da medição das perdas dielétricas geradas pelo contato do campo de micro-ondas com as moléculas de água retida no meio. O teor de umidade obtido pode ser comparado com um padrão de referência estabelecido pelo fabricante do equipamento ou realizado mapa para avaliar a sua variação entre diferentes regiões e elementos da estrutura.

ΔV - Diferença da queda de voltagem antes e após a aplicação de corrente entre os pinos internos (V);

I - Corrente elétrica circulante entre pinos (A).

$$\rho = R \cdot 2 \cdot \pi \cdot a$$

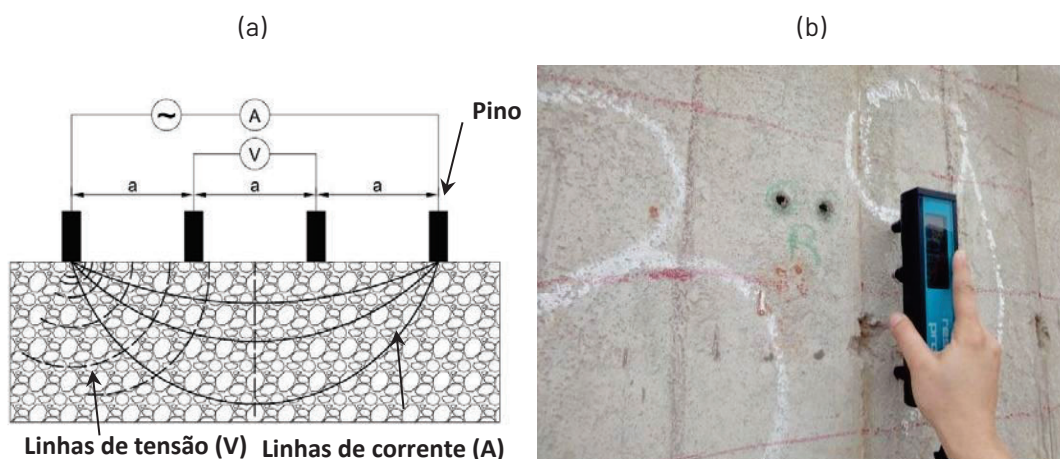
Sendo:

ρ - Resistividade ($\Omega \cdot \text{cm}$);

R - Resistência (Ω);

$2 \cdot \pi \cdot a$ - Fator geométrico, sendo a = espaçamento entre os pinos (cm).

Figura 26 – Desenho esquemático da medida da resistividade elétrica superficial do concreto com quatro eletrodos (a) e sua aplicação em campo (b).



Na **Figura 26b**, observa-se o equipamento END Resipod Family (PROCEQ, 2022), amplamente utilizado na avaliação da resistividade em campo e, também, em ensaios laboratoriais. Esse equipamento apresenta quatro pinos de 6 mm de diâmetro com posição fixa (espaço de 5 cm, a na **Figura 26a**), contendo cada um deles um reservatório de água. No momento da medida, esses pinos são pressionados firmemente contra a superfície do concreto.

Como importantes considerações para o ensaio de resistividade elétrica em campo com equipamentos que aplicam o método Wenner, destacam-se os seguintes pontos (ARAUJO et al., 2014b; MILLARD; GOWERS, 1991):

- As condições do concreto podem influenciar os resultados do ensaio. Não é recomendável realizar medições em concreto com superfície muito rugosa, segregada, fissurada ou com alta porosidade, uma vez que o ensaio presume que o concreto seja homogêneo e isotrópico (AZARSA; GUPTA, 2017). Além disso, a presença de impregnações hidrofóbicas ou revestimentos pode criar barreiras para a passagem da corrente elétrica, comprometendo a confiabilidade das

medições. Outro fator muito relevante é a frente de carbonatação do concreto, que, como já comentado, provoca mudanças na microestrutura do concreto afetado, gerando um gradiente de resistividade no concreto de cobrimento (AZARSA; GUPTA, 2017);

- A temperatura e a umidade do concreto durante as medições de resistividade interferem nos resultados. Com o aumento da temperatura, a mobilidade dos íons se torna mais rápida, reduzindo a resistividade. O mesmo ocorre com o aumento da umidade do concreto, devido à maior facilidade na passagem da corrente elétrica (AZARSA; GUPTA, 2017). Na prática, não se realiza o ensaio em áreas encharcadas ou excessivamente úmidas. Em tais condições, aguarda-se 24 h para a secagem do concreto. Caso persista uma camada superficial muito úmida, recomenda-se adotar um espaçamento entre os pinos de, no mínimo, oito vezes a espessura desta camada (COSOLI et al., 2020). Por outro lado, se a camada superficial estiver muito seca, é possível realizar uma molhagem com água potável por cerca de 2 a 3 min. para garantir a presença de eletrólito e, assim, permitir a livre injeção de corrente elétrica pelo equipamento (PERDRIX; LLORCA, 2020). Outra medida para assegurar uma injeção efetiva é manter sempre cheio o reservatório localizado na extremidade dos pinos do equipamento END;
- A presença da armadura pode influenciar as leituras de resistividade, devendo-se realizar as medições o mais distante possível para maior precisão. Quando isso não for viável, recomenda-se posicionar os pinos do END paralelamente às barras periféricas. Alternativamente, podem ser posicionados perpendicularmente ou sobre a armadura quando esta estiver em profundidade ≥ 5 cm. Como o aço-carbono é altamente condutivo, ele cria um caminho preferencial de corrente elétrica, o que resulta em valores bem mais baixos de resistividade. Assim, é importante avaliar a localização e a profundidade da armadura antes da realização do ensaio (COSOLI et al., 2020). No caso do posicionamento dos pinos em paralelo à armadura, a distância ideal entre eles é um espaçamento $2/3$ menor que o cobrimento. No entanto, isso geralmente não é viável em campo devido ao espaçamento fixo entre pinos do END. Portanto, a quantidade e a localização das áreas de medida da resistividade dependem das limitações do equipamento, além dos objetivos das medidas;
- Recomenda-se, inicialmente, a repetição da medida no mesmo local para verificar a variação e a reprodutibilidade dos valores. Caso seja observada uma variação expressiva, é possível realizar uma leve molhagem superficial, além de certificar-se do posicionamento da armadura e investigar a presença de anomalias. A RILEM (POLDER et al., 2001) recomenda realizar leituras em vários locais de uma mesma região, mantendo o equipamento afastado das quinas, com distância mínima de duas vezes o espaçamento entre pinos. O espaçamento também deve ser 1,5 vez maior do que o tamanho do agregado graúdo do concreto e 0,25 vez menor que a seção do elemento em análise (COSOLI et al., 2020);

- Os valores podem ser apresentados de forma semelhante aos de potencial (Capítulo 9) ou organizados em um mapa. Também é possível integrá-los ao mapa de potencial de corrosão, identificando regiões com resistividade mais baixa e potenciais mais negativos (regiões anódicas) como as de maior risco de corrosão da armadura, ou seja, com maior taxa de corrosão.

A **Tabela 5** apresenta valores da resistividade elétrica do concreto ($k\Omega.cm$)⁴ extraídos da literatura consultada, os quais podem ser adotados como critério na avaliação do risco de corrosão das armaduras de estruturas de concreto, especialmente naquelas contaminadas com cloretos.

De forma conservadora, valores de resistividade elétrica do concreto inferiores a 10 $k\Omega.cm$ indicam risco elevado de corrosão, enquanto valores entre 10 e 20 $k\Omega.cm$ sugerem risco moderado. Esses intervalos são especialmente relevantes para a análise de regiões anódicas identificadas nos mapas de potencial de corrosão. Quando a resistividade do concreto excede 100 $k\Omega.cm$, torna-se difícil distinguir claramente entre regiões de corrosão e passiva, uma vez que a corrosão é negligenciável ou até prevenida devido à baixa condutividade do concreto. Valores elevados dessa magnitude são mais comuns em concreto carbonatado⁵. Adicionalmente, caso o mapa de potencial não identifique regiões de risco de corrosão, a avaliação da resistividade elétrica pode ser dispensada (CONCRETE SOCIETY, 2004).

Tabela 5 - Critérios de avaliação do risco de corrosão pela medida da resistividade elétrica superficial do concreto em campo ($k\Omega.cm$).

CONTECVET (2001)	Concrete Society (2004) e Broomfield (2006)	Perdrix e Llorca (2020)	Risco de corrosão (indicação da taxa de corrosão)
<10	<5	-	Muito alto (a resistividade não é o parâmetro controlador da taxa de corrosão)
10 a 50	5 a 10	<10	Alto (alta taxa de corrosão)
	10 a 20	10 a 50	Moderado (moderada a baixa taxa de corrosão)
50 a 100	> 20	50 a 100	Baixo (baixa taxa de corrosão)

É importante mencionar que é possível estabelecer uma faixa de valores de resistividade e de potencial que indique o risco de corrosão, considerando as condições reais de uma determinada estrutura. Essa faixa de valores serve como uma referência valiosa para o monitoramento da estrutura, o que inclui a investigação do impacto das variações climáticas sazonais no teor de umidade do

⁴ Para conhecimento: $0,1 k\Omega.cm = 1 \Omega.m$.

⁵ Na prática, muitas vezes, valores representativos de resistividade em concreto carbonatado só foram obtidos após a umidificação da superfície do concreto.

concreto e, indiretamente, na penetração de cloretos. Essa penetração é tema amplamente estudado em corpos de prova de concreto, incluindo para estudos de vida útil (LIMA et al., 2021; BALESTRA, et al. 2020; ANDRADE, 2018; BEUSHAUSEN; LUCO, 2016).

RILEM (POLDER, 2001) descreve que, para estruturas de concreto expostas aos cloretos e ainda não debilitadas, uma baixa resistividade está geralmente correlacionada com a rápida penetração desses íons. Regiões mais úmidas podem ser locais em que o concreto é mais poroso, o que acelera a frente dessa penetração e, conseqüentemente, eleva as taxas de corrosão. Com esse entendimento, medidas preventivas de manutenção podem ser definidas e planejadas adequadamente.

Além disso, destaca-se a relevância da resistividade nas ações de manutenção corretiva em estruturas debilitadas, pois ela permite identificar os locais com taxa máxima de corrosão. Também se ressalta a importância da medição ao aplicar técnicas de reabilitação das estruturas. Por exemplo, é mencionada a dificuldade de obter uma atuação uniforme da proteção catódica quando há variação da resistividade nos elementos e entre eles, o que também se aplica às técnicas de extração de cloretos⁶ e de realcalinização⁷. No caso de reparos estruturais localizados, enfatiza-se a importância da especificação de uma argamassa de recomposição que apresente resistividade semelhante à do concreto original, cujo valor pode ser conhecido por meio da medição prévia da resistividade⁸.

Os resultados e os respectivos registros fotográficos da avaliação da medida de resistividade em campo devem ser incluídos em um relatório. RILEM (POLDER, 2001) sugere que esse relatório contemple os seguintes itens:

⁶ Processo de descontaminação do concreto com cloretos, também chamado de dessalinização e de migração eletroquímica de cloretos e internacionalmente referido como *Electrochemical Chloride Extraction* (ECE) (EN 14038-2, 2020). Nesse processo, uma corrente elétrica é temporariamente aplicada entre a armadura (que atua como cátodo) e um sistema externo posicionado na superfície do concreto. Esse sistema externo é composto por um meio condutivo (soluções alcalinas), geralmente contendo uma malha de titânio revestido com uma mistura de metais nobres, que funciona como o anodo da célula eletroquímica. O objetivo é promover a migração dos íons cloreto do interior do concreto em direção ao anodo, reduzindo, assim a concentração de cloretos nas proximidades das armaduras, o que diminui o risco de corrosão. Exemplos de estudos sobre essa técnica incluem Sohaghpurwala e Scannell (2011) e Monteiro (2002), que abordam a eficácia e as condições de aplicação do processo em diferentes contextos estruturais.

⁷ Processo de novamente elevar o pH do meio, inclusive na interface com a armadura (NACE SP0107, 2021; EN 14038-1, 2016). Há a realcalinização química (RAQ) e a eletroquímica (RAE) (MORAES et al., 2024). De modo similar à extração de cloretos, a RAE é uma técnica consolidada de imposição de uma corrente de elétrica (fonte externa) que promove o enriquecimento do concreto com solução de elevada alcalinidade (como Na_2CO_3 ou K_2CO_3). Na RAQ, não há imposição de corrente, a solução alcalina (como KOH) se difunde naturalmente na rede de poros do concreto (RÉUS, 2017; ARAÚJO, 2009). Gonzáles et al. (2011) expõem que a realcalinização apresenta eficiência como técnica preventiva, mas que, quando a carbonatação já atingiu a armadura, sua eficiência deve ser mais bem pesquisada. Isso foi confirmado por Réus (2017), que mostrou que a RAQ por aplicação (spray e trincha) de produtos comerciais e de outras soluções produzidas no estudo foram ineficientes na realcalinização de concretos carbonatados, enquanto a aplicação com uso de manta absorvente na superfície do concreto necessita de ajustes para aplicação em estruturas reais. Em recente levantamento de metodologias de tratamentos RAE e RAQ por Moraes et al. (2024), conclui-se que a reestruturação do filme passivo não é sempre contemplada em estudos de RAQ. Polli (2022) mostra que a aplicação da técnica deve considerar a possível reação álcali-silica quando da presença de agregados reativos.

⁸ Como descreve o documento RILEM (POLDER et al., 2001), há diferenças na resistividade elétrica entre as argamassas poliméricas disponíveis no mercado e, também, em relação à argamassa na envoltória do anodo galvânico. Essas diferenças podem ser aceitas até certo ponto, desde que resultem em um fluxo de corrente elétrica adequado.

- Registro das avaliações e das condições meteorológicas (temperatura, umidade relativa) do dia e, de preferência, também de dias anteriores;
- Equipamento usado e informações de calibração;
- Procedimento adotado (espaçamento em pontos de medida) e apresentação dos resultados, de preferência com indicação em mapas ou esboços de localização da sua realização;
- Descrição da estrutura e de observações visuais do aspecto da superfície do concreto.

Quanto aos estudos laboratoriais que contemplam a avaliação da resistividade elétrica, é comum a adoção do método Wenner, que também consta em normas como EN 12390-19 (2023), AASHTO 358 (2019) e AENOR UNE 83988-2:2014.

Conforme a AASHTO TP 119:2021, o ensaio laboratorial da resistividade elétrica pode ter como propósito tanto a especificação e o controle de qualidade⁹ do concreto quanto a pesquisa e o desenvolvimento de materiais cimentícios. Como já salientado, isso ocorre devido à dependência da resistividade elétrica do concreto em relação à sua permeabilidade, à quantidade de água retida e ao grau de ionização desta. Estudos laboratoriais são direcionados por esses objetivos, com ênfase na avaliação de diferentes composições do concreto, considerando fatores como temperatura, grau de hidratação, geometria do corpo de prova, entre outros (SPRAGG; GRAYBEAL, 2022; COSOLI et al., 2020; BALESTRA et al., 2020; LI; XU; ZENG, 2016; SENGUL, 2014).

Tanto a norma EN 12390-19:2023 quanto a AENOR UNE 83988-2:2014 estabelecem que os corpos de prova cilíndricos devem ser saturados por imersão total durante os 28 dias de cura. Esse processo garante que a amostra esteja adequadamente condicionada para a medição de resistividade elétrica. A medição da resistividade deve ser realizada rapidamente, de preferência em até 5 min. após a remoção dos corpos de prova da imersão, para garantir que a condição de saturação se mantenha até o momento da leitura.

O ambiente onde a medição é realizada deve ter umidade relativa (UR) inferior a 45% e temperatura igual à da água do tanque de imersão, ou seja, 20 ± 2 °C. Caso a leitura não possa ser feita imediatamente, os corpos de prova podem ser armazenados temporariamente em sacos de polietileno hermeticamente fechados para minimizar a perda de umidade. Nessas situações, recomenda-se a medição da massa dos corpos de prova antes e após a leitura da resistividade, assegurando a manutenção da condição de saturação exigida para a precisão do ensaio.

⁹ Na comparação de concretos, aqueles de maior resistividade elétrica são os que, indiretamente, apresentam maior densidade/menor permeabilidade, o que contribui para dificultar a penetração de agentes agressivos para o interior do concreto, aumentando, assim, a durabilidade (NEVILLE, 2015 apud GODINHO, 2018).

Para corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm, o valor da resistividade elétrica medido deve ser corrigido pela multiplicação de um fator de forma de 0,38¹⁰. Esse fator compensa a superestimação decorrente da perda de corrente nas proximidades dos pinos externos, ajustando as distorções na distribuição de corrente elétrica.

O procedimento consiste na realização de seis leituras utilizando um equipamento END com quatro pinos, posicionados a partir do perímetro central do corpo de prova. A cada leitura, o corpo de prova é rotacionado em 60 graus, assegurando uma medição abrangente e representativa da resistividade em diferentes direções. A medição em estudo experimental é ilustrada na **Figura 27a** (NASCIMENTO, 2018).

As normas EN 12390-19 (2023), AASHTO TP 119 (2021) e AENOR UNE 83988-1 (2008) também descrevem um método chamado direto ou volumétrico. Nesse método, utilizam-se duas chapas metálicas (cada uma delas contendo uma esponja): uma posicionada no topo e outra na base do corpo de prova cilíndrico, como ilustra a **Figura 27b** (NASCIMENTO, 2018).

A AASHTO TP 119 estabelece um condicionamento prévio do corpo de prova (produzido ou de testemunho), que pode ser a imersão total por, no mínimo, seis dias em uma solução simulada de água de poro (2 g/L de Ca(OH)₂; 10,64 g/L de KOH e 7,6 g/L de NaOH) na temperatura de 23 ± 2 °C. As leituras são realizadas após algumas verificações, como a dos contatos elétricos e a da leitura da resistência elétrica entre as chapas com as esponjas umedecidas, sendo o valor obtido descontado do valor final de resistividade.

Pelo exposto, para uma comparação adequada entre concretos, é crucial que os corpos de prova sejam preparados sob as mesmas condições, garantindo consistência nos resultados. A idade do concreto exerce uma influência significativa nos resultados de resistividade elétrica, assim como a composição do concreto, que pode variar conforme o uso de diferentes agregados, aditivos e proporções de cimento. Além disso, as condições de exposição à água de saturação (como tempo e temperatura de imersão) também afetam os valores medidos. Para a determinação da resistividade aplica-se a seguinte equação:

$$\rho = \frac{R \times A}{L}$$

Sendo:

ρ - Resistividade ($\Omega \cdot \text{cm}$);

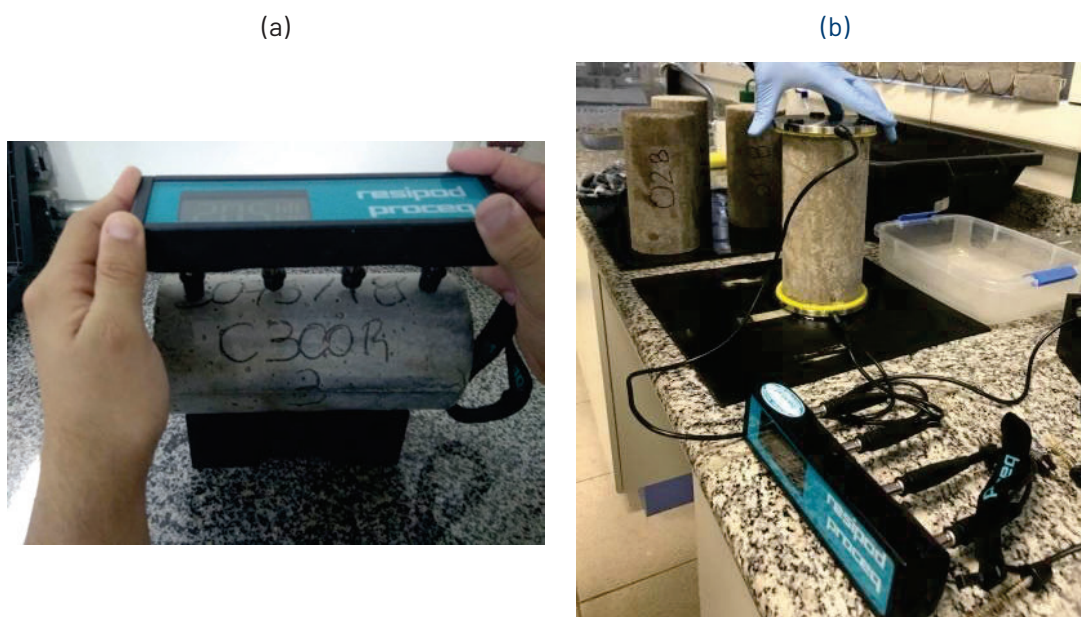
R - Resistência elétrica (Ω);

A - Área da seção transversal do corpo de prova (m^2);

¹⁰ Na AENOR UNE 83988-2 é dado como 0,377. Para corpo de prova cilíndrico de 15 x 30 cm, também para espaçamento de 5 cm de distância entre pinos, o fator geométrico passa a ser de 0,60.

L - Distância entre pinos (chapas) – no caso, adota-se o comprimento do corpo de prova (m).

Figura 27 – Medida em laboratório da resistividade elétrica superficial (a) e direta (volumétrica)(b).



A literatura revisada indica que os métodos descritos nas normas EN 12390-19 e AENOR UNE 83988-2 podem ser adaptados para outros equipamentos de ensaio não destrutivo (END). Um exemplo consta na **Figura 28** (ARAUJO et al., 2016), sendo o dispositivo apresentado desenvolvido para corpos de prova cilíndricos menores, com dimensões de 5 x 10 cm, em um estudo sobre grautes condutivos (ARAUJO et al., 2018b). O dispositivo em questão possui dois pinos centrais, com uma distância de 0,03 m entre eles, e chapas circulares de aço inoxidável nas extremidades. Todos esses componentes atuam como terminais de contato elétrico, permitindo a conexão com um terrômetro para medições de resistividade elétrica. O contato elétrico do aço inoxidável com o material cimentício ocorre por meio de uma placa de feltro (100% lã de carneiro com 560 g/cm³). Durante a medição, o feltro é umidificado com gel condutor¹¹ (produto azul na vidraria mostrada na **Figura 28b**).

Nesse método, o terrômetro utilizado determina automaticamente a resistência elétrica a partir da circulação de uma corrente entre os dois terminais (chapas de aço inoxidável) e da leitura da diferença de potencial estabelecida entre os pinos centrais. Com o valor obtido, calcula-se a resistividade elétrica, aplicando-se a mesma equação apresentada anteriormente para a resistividade volumétrica.

As medições em cada corpo de prova são feitas em triplicata, com rotação em 120°. Cada medição é realizada após um minuto de contato dos pinos centrais com a

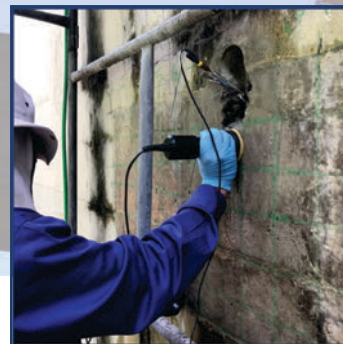
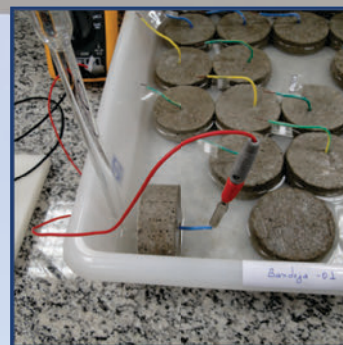
¹¹ O gel é um adesivo condutor neutro, não corrosivo, de uso medicinal. No estudo, foi usado gel para aplicação da técnica de ultrassom corporal.

superfície do corpo de prova. Esse intervalo de tempo visa garantir o umedecimento superficial uniforme do material cimentício, decorrente do contato com o feltro/gel condutor presente nas extremidades (junto às chapas). Os corpos de prova são previamente curados (28 dias em câmara úmida) e, antes das medidas, são estabelecidas a duas condições de umidade para avaliação (câmara climática com UR de 70% e 50% até estabilização da massa).

Figura 28 – Dispositivo e corpos de prova (a) e medida da resistência elétrica em curso com uso de terrômetro (b).



9. AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE CORROSÃO



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

*Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais*



GERDAU
O futuro se molda

9. AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE CORROSÃO

A medição do potencial de corrosão (E_{corr}) permite monitorar o comportamento eletroquímico do sistema armadura-concreto ao longo do tempo. Esse método é especialmente recomendado para a avaliação em campo de estruturas localizadas em ambientes agressivos, independentemente da presença de sinais visíveis de degradação, e também para aquelas que passaram por reabilitação devido a processos corrosivos. Além disso, essa medida é frequentemente aplicada em estudos laboratoriais como parte da avaliação da corrosão de metais em diferentes meios e condições, incluindo a análise da efetividade de técnicas de prevenção e mitigação da corrosão.

Em campo, a medição do potencial de corrosão em estruturas de concreto armado geralmente envolve a determinação da diferença de potencial elétrico entre a armadura e um eletrodo de referência posicionado na superfície do concreto do elemento investigado. Dessa forma, investiga-se a presença de regiões anódicas da armadura (representadas pela área **A** da célula de corrosão), que tendem a apresentar potenciais mais negativos em comparação com aqueles obtidos nas regiões catódicas (representadas pela área C da célula de corrosão) (veja Capítulo 3).

Para a medição, utiliza-se um equipamento END específico ou um voltímetro/multímetro (impedância entre 10 M Ω a 1000 M Ω , precisão preferível de $\pm 0,1$ mV). O eletrodo é conectado ao polo negativo (-) do equipamento e a armadura ao seu polo positivo (+) (CONCRETE SOCIETY, 2004). Nesse arranjo, o potencial registrado terá sua polaridade (negativa ou positiva) de acordo com a interpretação convencional dos valores (TERRADILLOS et al., 2020) que são discutidos mais adiante. Em laboratório, comumente se utiliza um multímetro ou um potenciostato para leituras periódicas do potencial em corpos de prova armados ou em metais imersos em meio aquoso, usualmente solução simulada de água de poro (SSAP).

Diferentes tipos de eletrodos de referência verdadeiros, posicionados sobre a superfície do concreto (eletrodos externos), estão disponíveis no mercado. Os tipos mais comuns incluem eletrodos em formato de haste e aqueles que já estão integrados no sensor do equipamento de Ensaio Não Destrutivo (END). Para a avaliação de áreas de grandes dimensões, eletrodos em formato de roda são mais frequentemente utilizados (EBELL; BURKET; MIETZ, 2018). Independentemente do tipo, o terminal do eletrodo é equipado com uma esponja ou outro material absorvente de água, que deve ser umedecido¹ previamente para garantir um bom contato com a superfície do concreto (ASTM C876:2022b).

¹ A superfície do concreto é normalmente umedecida para diminuir a resistência elétrica do circuito e para que o valor obtido se mantenha estável durante o tempo de medição. No caso de ensaios laboratoriais, a medida é feita enquanto o corpo de prova ainda estiver úmido, em geral no ciclo de molhagem.

Na prática, é mais comum a elaboração de um mapa de potencial que fornece informações sobre a probabilidade e a extensão da corrosão em elementos típicos da estrutura. Em campo, seleciona-se o elemento, ou uma área específica dele, onde é realizada uma série de leituras sequenciais de potencial com uso de eletrodo externo em forma de haste. No entorno dessa área, define-se outra área pequena (janela de inspeção), destinada à fratura do concreto de cobrimento para expor um trecho de armadura, permitindo o seu contato elétrico com o equipamento de leitura. Previamente, a armadura recém-exposta é submetida a um exame visual, além de outros ensaios que podem ser realizados na janela aberta (veja Capítulos, 5, 10 e 11).

Essas medições sequenciais do potencial são realizadas em uma grade, que pode ser imaginária ou real, por meio de linhas horizontais e verticais traçadas com giz de cera, com intervalos equidistantes, em geral, no máximo de 15 cm x 15 cm. O espaçamento e as dimensões da área de medição dependem do tipo e das condições do elemento e do tipo de equipamento utilizado. Cabe mencionar que também é possível realizar medidas sequenciais sobre a armadura previamente identificada (ARAUJO, 2022; ARAUJO; PANOSSIAN, 2010). Essas medições sequenciais também são adotadas quando o objetivo é realizar somente medidas pontuais, geralmente a partir das janelas de inspeção.

Normalmente, as medições são realizadas em todos os cruzamentos (nós) ou nos intervalos entre as linhas da grade, o que permite a posterior elaboração do citado mapa, que apresenta um gradiente de valores de potencial, ou seja, traçadas linhas equipotenciais². Nota-se que os equipamentos modernos permitem a programação do espaçamento de medição e da sequência de leituras que são registradas automaticamente e subsequentemente plotadas como um mapa. Geralmente, adota-se o espaçamento de 50 mV entre as linhas equipotenciais, sendo as regiões de maior risco de corrosão aquelas em que ocorre um afunilamento de valor ≥ 150 mV (NACE 11100:2018).

De acordo com Broomfield (2006), esse valor é válido para uma região de até um 1,0 m no entorno da área de potencial mais negativo, considerada a mais anódica. Essa área, de maior afunilamento de valores no sentido mais negativo, nem sempre apresenta valores com relação direta aos critérios para valores absolutos de potencial; deste modo, estes são de menor importância (EBELL; BURKET; MIETZ, 2018). Conforme a publicação NACE 11100, os valores de potencial sofrem interferências diversas, como da umidade do concreto. Quando o concreto está seco, o oxigênio chega mais facilmente à armadura, o que pode deslocar seu potencial para valores mais positivos. Isso também ocorre quando a superfície do concreto está seca, introduzindo um potencial de junção líquida acima de 0,1 V.

² Equipotencial é uma linha ou superfície em que o potencial elétrico apresenta o mesmo valor. Também pode ser chamado de isopotencial, ou curva de gradiente de valores de potencial.

Pelo contexto, os valores mais elevados (mais positivos) indicam locais de concreto seco, portanto identificados como catódicos. Pode ser também um local de concreto carbonatado e seco. No caso do local anódico, este pode ser o de maior contaminação do concreto com cloreto (teor crítico), menor cobrimento da armadura, presença de anomalias³, de resistividade elétrica mais baixa e maior teor de umidade. Em geral, todas estas condições estão relacionadas a um maior risco de corrosão, ou seja, indicam uma probabilidade mais alta de corrosão (CONTECVET, 2001).

Conforme Elsener et al. (2003), em estruturas com corrosão induzida por cloretos, as regiões de corrosão geralmente coincidem com áreas de baixa resistividade elétrica do concreto. Isso ocorre porque os cloretos se movem mais facilmente nas zonas com maior exposição à água contaminada e naquelas em que o concreto possui uma rede de poros “mais abertos”, o que facilita o avanço da solução salina. No caso do concreto carbonatado, a sua usual maior resistividade elétrica influencia os valores de potencial, o que pode dificultar a localização de pequenas áreas de corrosão no mapa de potencial (ELSENER et. al, 2003).

Segundo o autor e Ebell, Burke e Mietz (2018), a distribuição não homogênea da umidade do concreto pode deslocar os potenciais para valores mais elevados nas regiões mais secas, podendo chegar a uma diferença superior a 100 mV em relação às regiões mais úmidas. Isso mostra a importância da molhagem uniforme do concreto antes do início de medições pontuais e para a elaboração do mapa de potencial. Na prática, em geral, segue-se a recomendação de Broomfield (2006): inicialmente verifica-se o estabelecimento de valores estáveis de potencial com um molhamento mínimo da superfície do concreto. Caso contrário, persiste a molhagem, podendo ser estabelecidos intervalos para que ocorra a penetração da água e/ou para uma nova molhagem, até que se verifique que os potenciais estão estáveis (variação de cerca de ± 20 mV).

Pour-Ghaz, Isgor e Ghod (2009) simularam o mapeamento de potencial de corrosão localizada, tendo um anodo (região ativa) rodeado por um grande catodo (região passiva). Verificou-se que o aumento da espessura de cobrimento amplia a distância entre as linhas de equipotenciais na superfície do concreto. No caso da resistividade elétrica, quanto esta é baixa (concreto úmido e contaminado com cloretos) e a espessura de cobrimento não é elevada, a distribuição de potencial ao longo da superfície do concreto se aproxima do valor da interface.

Conforme descreve a ASTM C876:2022b, o ensaio de potencial é aplicável para elementos contaminados com cloretos de diferentes configurações e dimensões. No entanto, as medições são mais efetivas para aqueles com cobrimentos baixos da armadura, menores que 75 mm. A espessura elevada restringe a detecção do

³ Vazios, fissuras, segregação e delaminação do concreto aumentam a heterogeneidade do meio, limitando a presença de eletrólito ao longo de toda a espessura de cobrimento e junto à armadura.

gradiente de valores de potenciais no entorno de região ativa de corrosão, podendo esta não ser detectada, conforme referenciado. Na prática, observa-se que, em estruturas de concreto carbonatado, geralmente, somente são detectadas áreas anódicas em elementos com baixo cobrimento (até cerca de 3 cm) e na condição de concreto úmido. O critério de probabilidade de corrosão da ASTM C876 não é válido, sendo fundamental o exame visual da armadura.

Broomfield (2006) descreve que o exame visual da armadura é essencial para verificar, por meio de mapa de potenciais, se há uma correlação razoável entre as regiões de afunilamento de potenciais e a corrosão da armadura. Na prática, esse exame também é realizado na área de fratura do concreto de cobrimento da armadura, permitindo o contato elétrico da armadura com o equipamento de medição. O número dessas fraturas e de outras áreas na investigação é variável, dependendo do estado da estrutura, da sua tipologia e da geometria dos elementos, bem como das condições de exposição aos agentes agressivos e à água. O autor ressalta a importância da convergência de informação do mapa com outros ensaios e análises para determinar o estado de conservação da estrutura e prever medidas adequadas nos períodos de manutenção.

Entre os ensaios e as análises correlatos, Ebell, Burket e Mietz (2018) mencionam a determinação do concreto de cobrimento, a verificação de regiões com vazios e delaminações por meio da análise do som cavo, a exposição de armadura para exame visual, a investigação completa da superfície do concreto, incluindo a presença de resíduos de tratamento superficial e de anomalias, além da determinação do perfil de cloreto por coleta de amostras e/ou da frente de carbonatação. Expõem ainda a importância da citada fratura do concreto para exame da armadura em região de potencial mais negativo e de incertezas na distribuição do gradiente de potencial. Opcionalmente, citam a associação do mapa com a medida da resistividade elétrica do concreto e, também, com a da umidade do concreto por meio da referenciada técnica de micro-ondas (equipamento END Moist).

Para o caso de concreto contaminado com cloretos, Elsener et al. (2003) mencionam a opção de definir os locais de extração de testemunhos de concreto com base nos resultados do mapeamento do potencial. Isso pode incluir extrações em regiões selecionadas com potencial uniforme, em estados passivo e ativo de corrosão, bem como na zona de transição entre passivo e ativo. Também expõem que, em várias estruturas, foi observada uma relação entre valores de potencial de corrosão e o teor de cloreto em diferentes profundidades do concreto.

A **Figura 29a** (EBELL; BURKET; MIETZ, 2018) apresenta um desenho esquemático da medida de potencial, mostrando um mapa de contorno de linhas de equipotenciais e, adicionalmente, uma representação 3D do gradiente de valores (≥ 150 mV), sendo os mais negativos indicativos de região mais anódica (região ativa de corrosão). Observa-se a aplicação do intervalo de 50 mV entre as linhas

equipotenciais, sendo as cores vermelha e marrom indicativas da região de maior probabilidade de corrosão (eletronegatividade potenciais entre -300 e -500 mV, ECSC⁴).

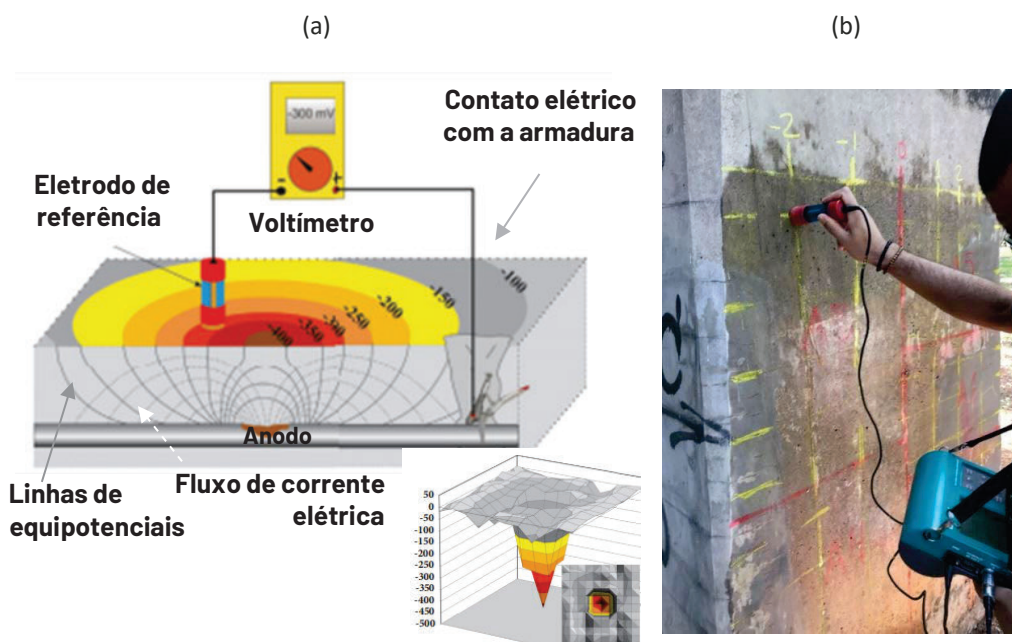
Na apresentação da **Figura 29a**, os autores destacam que a análise estatística de valores potenciais obtidos pode complementar a investigação. Também é viável avaliar a distribuição de frequência desses valores, considerando diferentes áreas avaliadas, tipos de elementos, partes da estrutura ou condições de exposição. Terradillos et al. (2020) explicam que a representação dos dados na forma de um histograma ou diagrama de frequência consiste em contar o número de pontos com o mesmo potencial, agrupando-os em intervalos.

Essa abordagem pode ser aplicada de maneira abrangente, incluindo diferentes elementos, para identificar os valores mais representativos. É importante destacar que essas análises são realizadas em complemento à identificação das regiões de alto risco de corrosão por meio do mapa de potencial. Esse procedimento é essencial para identificar as áreas de maior risco, que devem ser priorizadas em intervenções de reabilitação e/ou proteção, assegurando, assim, a durabilidade e a segurança da estrutura.

A **Figura 29b** apresenta a realização de uma medida em campo, podendo ser visualizadas, na superfície do concreto, as linhas traçadas no sentido horizontal e vertical e a superfície umidificada do concreto (uso de aspersor manual de água de torneira) por período em torno de 15 min.). Utilizou-se o equipamento Canin (Proceq), que consta de eletrodo de referência (em haste) de cobre-sulfato de cobre (ECSC).

⁴ Eletrodo referência Cu/CuSO₄, composto por uma barra de cobre (eletrolítico) imerso em solução de sulfato de cobre. Na prática, o pH da solução não é ajustado, sendo mantido saturado. Nessa condição, o sistema assume geralmente valor entre 316 mV a 318 mV em relação ao eletrodo de referência de hidrogênio – EH (ROBERGE, 2008; NACE 11100:2018). Em inglês é identificado como CSE (*cooper sulfate electrode*).

Figura 29 – Desenho esquemático da medida do potencial de corrosão (a) e exemplo de medição em campo (b).

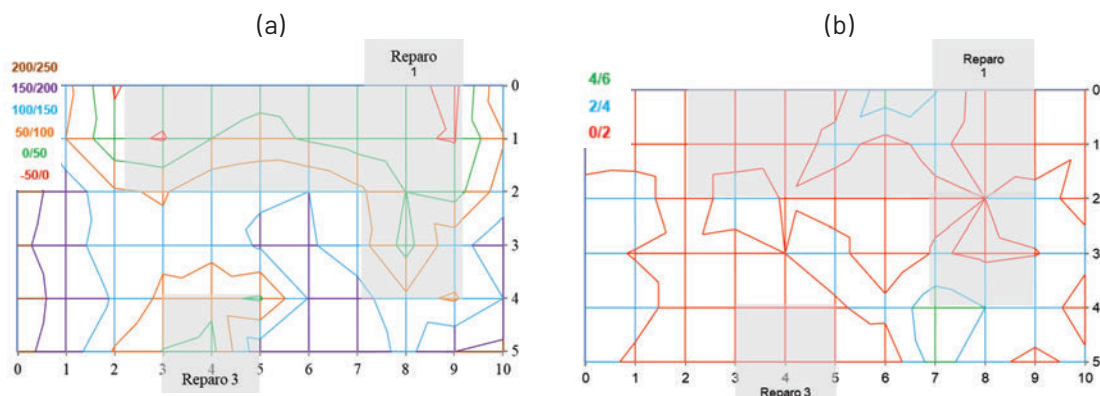


A **Figura 30** (ARAUJO et al., 2021; ARAUJO; OLIVEIRA; SIMÃO, 2021) apresenta o mapa de potencial (**Figura 30a**) e, do mesmo local, o mapa do teor de umidade obtido pela aplicação da técnica de micro-ondas (HF SENSOR, 2017) (**Figura 30b**). Esses mapas foram elaborados como parte da avaliação do risco de corrosão em uma estrutura de concreto aparente com reparos estruturais localizados (reabilitação).

Durante a inspeção, constatou-se que a espessura do concreto de cobrimento era muito variável, geralmente inferior a 3 cm. A grande maioria das barras expostas da armadura não apresentava redução significativa de diâmetro por corrosão, induzida pela carbonatação, conforme indicado por ensaio colorimétrico. Parte das barras expostas estava inserida no concreto original carbonatado, indicando falha na execução do reparo, enquanto a argamassa mostrava um avanço significativo da frente de carbonatação.

Na **Figura 30a**, são visíveis as linhas de equipotenciais que mostram um gradiente de valores direcionado para as regiões dos reparos, especialmente para o Reparo 1. As medidas foram realizadas com o equipamento END CorrMap (Force Technology), que utiliza um eletrodo de referência de prata cloreto de prata (EPCP). Na **Figura 30b**, observa-se a distribuição das linhas de umidade, com os menores valores abrangendo partes das regiões de reparo. Esse mapa de umidade foi realizado antes do umedecimento da superfície, que antecedeu a execução das medidas de potenciais.

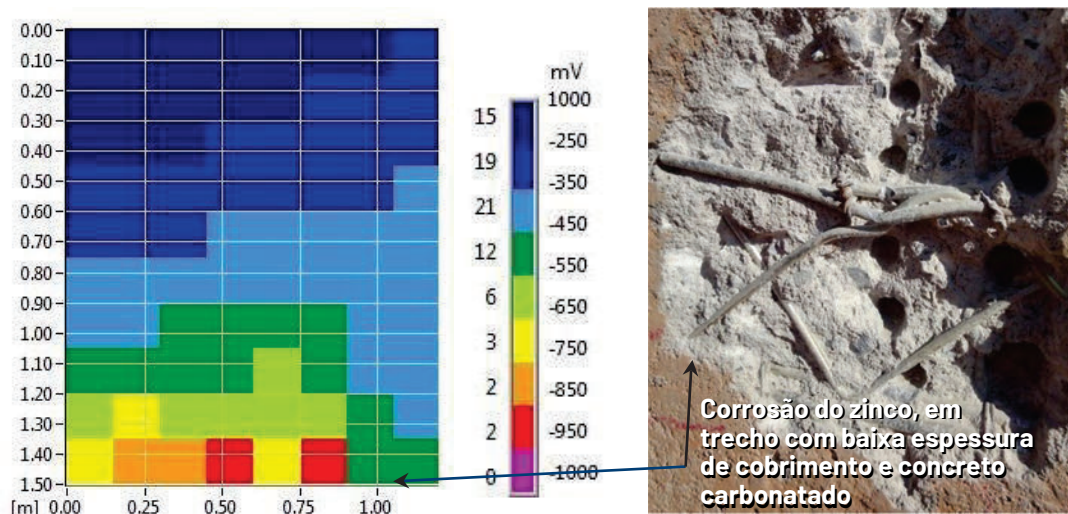
Figura 30 – Mapa de potencial de corrosão (valores em mV, EPCP)(a) e de teor de umidade (%) (b) em concreto aparente carbonatado com reparos estruturais localizados.



A **Figura 31** apresenta um mapa de potencial realizado na avaliação do risco de corrosão em sistemas construtivos com paredes de concreto poroso (uso de aditivo incorporador ar) (ARAUJO et al., 2014a). Em alguns desses sistemas, a armadura (treliças e malhas) estava revestida com zinco puro⁵. As medidas de potencial foram feitas com o equipamento Canin (Proceq) com eletrodo ECSC.

Nota-se que o mapa foi elaborado com uso de cores para indicar variação de faixa de valores de potencial, sendo os valores mais negativos posteriormente confirmados por fratura local e exame visual da armadura. Durante esse exame, constatou-se que havia uma emenda entre treliças, resultante em uma área localizada de cobertura muito baixo, onde o concreto estava carbonatado. A avaliação contemplou outras análises e ensaios, como a análise do som cavo e um mapa de anomalias na superfície do concreto.

Figura 31 – Mapa de potencial de corrosão (mV, ECSC) em parede de concreto carbonatado com armadura galvanizada.



⁵ Processo industrial de eletrodeposição pouco comum para barras de armaduras, mais usual em fios de aço utilizados em malhas de aço.

Reforçam-se os seguintes pontos importantes nas avaliações em campo do potencial de corrosão das armaduras de aço-carbono (sem revestimento):

- Usualmente, a área de grade para as medidas sequenciais de potencial é definida na proximidade daquela de coleta de material para ensaios laboratoriais (quando previstos). Após a demarcação das linhas horizontais e verticais da grade, registram-se as condições da superfície por meio de imagens e/ou por croqui com a localização e as dimensões aproximadas das manifestações patológicas. Também são registradas as condições ambientais, como umidade relativa atmosférica, temperatura e precipitações;
- A área de fratura do concreto de cobrimento é feita normalmente na proximidade ou na adjacência da área de grade, sendo nela exposto um pequeno trecho da armadura (estribo e/ou barra principal⁶). Após o exame visual e outros possíveis ensaios no local (descritos nos tópicos seguintes), a armadura é lixada vigorosamente até se obter o brilho metálico característico, garantindo um contato elétrico adequado com o terminal do equipamento de leitura (geralmente utilizando um terminal tipo jacaré). Em alguns casos, é prudente verificar a condutividade elétrica da armadura com outra armadura exposta na extremidade da área de grade, a fim de garantir a representatividade dos resultados;
- Em geral, como mencionado, os trabalhos iniciam com uma leve molhagem da superfície, seguida da realização de algumas medições para verificar a reprodutibilidade dos valores de potencial no mesmo ponto (oscilações de até ± 20 mV). Se necessário, prolonga-se o período de molhagem. Na prática, pode ser necessário um mínimo de 15 min. de forte molhamento com água abundante, para promover uma umidificação uniforme da camada superficial do concreto. O molhamento pode ser repetido durante as leituras para garantir a redução da resistência ôhmica e a estabilidade do valor de potencial. Além disso, o terminal em esponja do eletrodo de referência, posicionado na superfície do concreto, deve ser periodicamente umedecido. Em ambos os casos, pode-se utilizar água de torneira ou uma solução de água e detergente neutro (cerca de 0,5% em volume). Vale mencionar que a molhagem pode não ser necessária, especialmente quando o concreto foi recém-exposto a uma alta umidade relativa (UR) ou precipitação;
- É importante considerar que, mesmo com a molhagem do concreto, sempre existe o citado gradiente de umidade e de resistividade elétrica no volume do concreto de cobrimento, o que afeta as leituras de potencial. Outros fatores que influenciam as medições incluem a espessura de cobrimento, a composição do concreto, a disponibilidade de oxigênio e a relação de áreas **C** e **A** na célula de corrosão (ELSENER et al. 2003);
- Pelo exposto, oscilações nos valores de potenciais podem ocorrer devido às características do elemento, à insuficiência de molhagem do concreto e da

⁶ Quando se observa que há corrosão significativa, são expostos estribos e barras principais. Isso é feito para posterior determinação da redução do diâmetro (ver capítulo 12).

esponja no terminal do eletrodo de referência, bem como a falhas no contato elétrico entre o equipamento e a armadura (TERRADILLOS et al., 2020). O mau contato geralmente decorre da presença de resquícios de produtos de corrosão, que devem ser removidos. Oscilações elevadas indicam a atuação de corrente de interferência, o que impossibilita medições sem que esta seja interrompida. Outro fator influente é a presença de zonas onde o concreto da interface apresenta muito acúmulo de produtos de corrosão, fissuras, delaminação ou concentração de outros tipos de vazios que não são visíveis na superfície. Ressalta-se também a influência da presença de óleo mineral, revestimentos ou de impregnantes hidrofóbicos (CONCRETE SOCIETY, 2004);

- A temperatura também influencia os valores de potencial, pois sua elevação aumenta a mobilidade iônica, afetando o potencial natural do eletrodo de referência. A norma ASTM C876:2022b indica que a temperatura deve ser levada em consideração quando for mais elevada do que $22,2 \pm 5,5$ °C. Portanto, é importante registrar em campo a temperatura, bem como as condições de molhagem do concreto, especialmente em ensaios periódicos nos mesmos elementos. Nota-se que a medida da resistividade elétrica pode auxiliar na definição de um parâmetro para o grau de molhamento da superfície do concreto;
- Conforme também descrito na norma ASTM C876:2022b, os resultados das medições de potencial devem ser interpretados por especialistas técnicos ou engenheiros com experiência em concreto e corrosão. Além disso, vale ressaltar que, muitas vezes, a avaliação da corrosão e seu provável efeito na vida útil de uma estrutura requerem análises complementares às de potencial de corrosão, como a avaliação da frente de carbonatação e de teores de cloreto, ensaios discutidos mais adiante. A norma SA HB84:2018 destaca que a interpretação do mapa de potencial é complexa e deve ser realizada por um profissional experiente. Isso ocorre porque os valores obtidos no mapa não representam diretamente a diferença de potencial entre anodo e catodo da célula de corrosão. Em vez disso, esses valores refletem o campo potencial, que é influenciado pela espessura do cobrimento e pela resistividade elétrica do concreto. Além disso, os valores podem ser não representativos em áreas onde há falta de oxigênio na interface concreto-armadura, um problema particularmente comum em infraestrutura marinha.

Em campo e em ensaios de laboratório, para a análise dos valores absolutos de potencial, geralmente são consultados critérios estabelecidos em normas (ASTM C876:2022b; AENOR UNE 112083:2010) e/ou em recomendações técnicas (NACE 11100:2018; ELSENER et al., 2003). Esses critérios associam determinadas magnitudes de valores de potencial com possíveis estados de corrosão das armaduras. Sabendo-se que os valores de potencial de corrosão são qualitativos, os critérios apenas indicam a probabilidade para corroer.

A norma ASTM C876:2022b é a principal referência para os valores de potencial de corrosão de armadura de aço-carbono embutidas em concreto contaminado com

cloretos. Essa norma estabelece que há 90% de probabilidade de corrosão da armadura (risco alto) para valores mais negativos que -350 mV (ECSC) e 90% de probabilidade de não ocorrência de corrosão da armadura (risco baixo) para valores menos negativos do que -200 mV (ECSC). A probabilidade de ocorrência de corrosão é incerta para valores entre -200 mV e -350 mV (ECSC).

É importante notar que esses critérios normativos foram derivados empiricamente da corrosão induzida por cloreto em pontes, refletindo uma condição específica e não sendo universalmente aplicável. Assim, eles servem como diretrizes para a análise da corrosão, a qual requer que seja realizada por um profissional com experiência em estudos de corrosão de metais (BERTOLINI et al., 2013). Como mencionado, a norma SA HB84:2018 apresenta um parecer semelhante. Além disso, destaca que os critérios fornecidos pela RILEM TC 154, apresentados mais adiante na **Tabela 7**, levam em consideração, ao menos, os efeitos ambientais e as condições de exposição na medição de potencial.

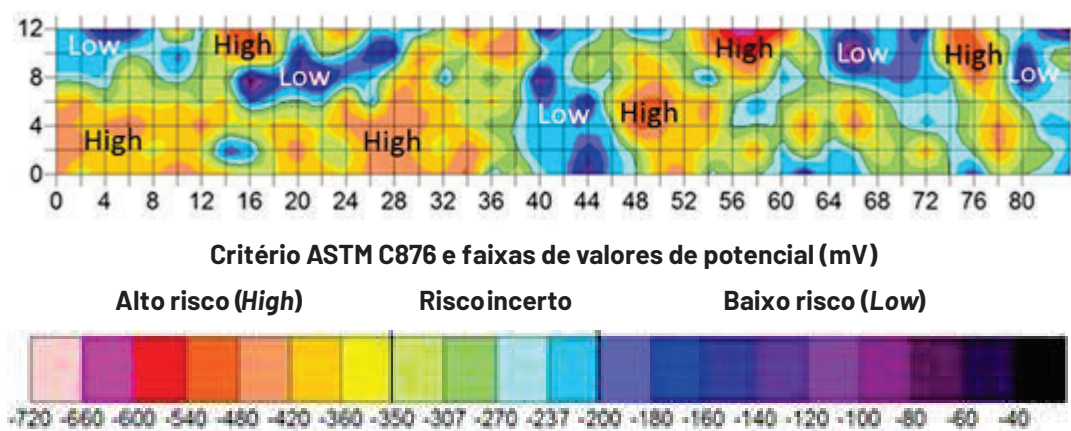
A **Tabela 6** (ARAUJO et al., 2017; ARAUJO; PANOSSIAN; ROSA, 2017) apresenta o critério da ASTM C876 para diferentes eletrodos de referência, parte deles com valores obtidos por aferição em laboratório em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio (EH). Destacam-se os já mencionados eletrodos externos ECSC e EPCP. O primeiro é tradicionalmente utilizado em campo, enquanto o segundo é amplamente empregado em laboratório e, mais recentemente, incorporado a equipamentos END comerciais. Ainda se destacam os eletrodos de inserção no concreto EPCP (WE10, *Sivion Limited*) e EM (ERE20, *Force Technology*), utilizados para o permanente monitoramento. Pela tabela, observa-se que os valores se modificam conforme eletrodo de referência utilizado. Desse modo, o tipo adotado deve ser especificado na expressão dos resultados. A **Figura 32** (GUCUNSKI et al., 2013) apresenta um exemplo de mapa realizado na avaliação da corrosão de pavimento de concreto contaminado com cloretos, com cores indicando áreas de alto e baixo risco de corrosão conforme o critério da ASTM C867.

Tabela 6 – Valores de potencial para alguns tipos de eletrodos de referência (vs. EH) e faixas de magnitudes conforme critério de probabilidade de corrosão da ASTM C876:2022b.

Variáveis		Avaliação em laboratório			Avaliação em campo			
					Eletrodo posicionado na superfície do concreto		Eletrodo embutido no concreto	
Eletrodos de referência		Calomelano - ECS (Hg/Hg ₂ Cl ₂)	Prata-cloreto de prata - EPCP (Ag/AgCl)		Cobre-sulfato de cobre - ECSC (Cu/CuSO ₄)	Prata-cloreto de prata - EPCP (Ag/AgCl)		Dióxido de manganês - EM (MnO ₂)
Eletrólito do eletrodo de referência	Interno - solução de ativação	Solução saturada de cloreto de potássio - KCl sat.	Solução saturada de cloreto de potássio - KCl sat.	Solução de cloreto de potássio - KCl, 3 mol/L	Solução saturada de sulfato de cobre - CuSO ₄ sat. - Canin	Solução de cloreto de potássio - CorroMap	Solução de cloreto de potássio - KCl, 0,5 mol/L	Solução de hidróxido de sódio - NaOH, 0,5 mol/L
	Externo - solução de calibração ou aferição						Solução de cloreto de sódio - NaCl, 0,5 mol/L	Solução saturada de hidróxido de cálcio - Ca(OH) ₂ sat.
Reação de equilíbrio ^a		Hg ₂ Cl ₂ + 2e ↔ 2Hg + 2Cl ⁻	AgCl ⁺ - ↔ Ag + Cl ⁻		Cu ²⁺ + 2e ⁻ ↔ Cu	AgCl ⁺ e - ↔ Ag + Cl ⁻		MnO ₄ ⁻ + 2H ₂ O + 3e ⁻ ↔ MnO ₂ + 4OH ⁻
Valor vs. EH (H ⁺ /H ₂)(mV)		244 ^b	199 ^b	210 ^b	318	209	257	427
Probabilidade de corrosão do aço-carbono em ambiente com cloreto (mV) ^c	< 10 % (>118 mV, EH)	Mais positivo que -126	Mais positivo que -81	Mais positivo que -92	Mais positivo que -200	Mais positivo que -91	Mais positivo que -139	Mais positivo que -309
	Incerta (118 a -32 mV,EH)	Entre - 126 e -276	Entre -81 e -231	Entre -92 e -242	Entre -200 e -350	Entre -91 e -241	Entre -139 e -289	Entre -309 e -459
	> 90 % (<-32 mV, EH)	Mais negativo que -276	Mais negativo que -231	Mais negativo que -242	Mais negativo que -350	Mais negativo que -241	Mais negativo que -289	Mais negativo que -459

Fonte: ^a ROBERGE (2008) ^b CONSULTRSR .NET (2017); ^c ASTM C876:2022b.

Figura 32 – Mapa de potencial corrosão (mV, ECSC) em pavimento de concreto contaminado com cloretos.



A **Tabela 7** (adaptada de ELSENER et al., 2003) apresenta as faixas típicas de magnitude de potencial de corrosão para armaduras de aço-carbono, adaptadas para medidas em mV usando os equipamentos Canin/Proceq (ECSC) e CorroMap/Force Technology (EPCP). Incluem-se também faixas de valores prováveis para a umidade relativa (UR) (ver **Tabela 1**) e o provável estado do sistema para cada condição apresentada do concreto.

Tabela 7 – Valores típicos de potencial de corrosão (mV, ECSC e EPCP).

Condição do concreto	Provável umidade relativa (UR) (%)	Provável estado do sistema armadura-concreto	Faixa de valores típicos de potencial (mV)	
			Eletrodo de cobre sulfato de cobre ECSC sat. – Canin	Eletrodo de prata cloreto de prata EPCP – CorroMap*
Concreto saturado	> 98	Instabilidade do sistema, com taxa de corrosão desprezível (restrição de oxigênio)	-900 a -1000	-791 a -891
Concreto molhado e contaminado com cloretos	85 a 98	Estado ativo com taxa de corrosão alta	-400 a -600	-291 a -491
Concreto úmido, livre de cloretos e não carbonatado	65 a 85	Estado passivo	+100 a -200	+209 a -91
Concreto úmido, livre de cloretos e carbonatado		Estado ativo com taxa de corrosão de baixa a moderada intensidade	+100 a -400	+209 a -291
Concreto seco, livre de cloretos e carbonatado	45 a 65	Armadura despassivada ou processo de corrosão desprezível (restrição de água)	+200 a 0	+309 a +109
Concreto seco, livre de cloretos e não carbonatado		Estado passivo		

* O eletrodo de prata-cloreto de prata de KCl 3 mol/L - EPCP3 (-210 mV vs. EH) tem valor de - 1 mV em relação ao sensor do equipamento CorroMap (aferido em -209 mV vs. EH).

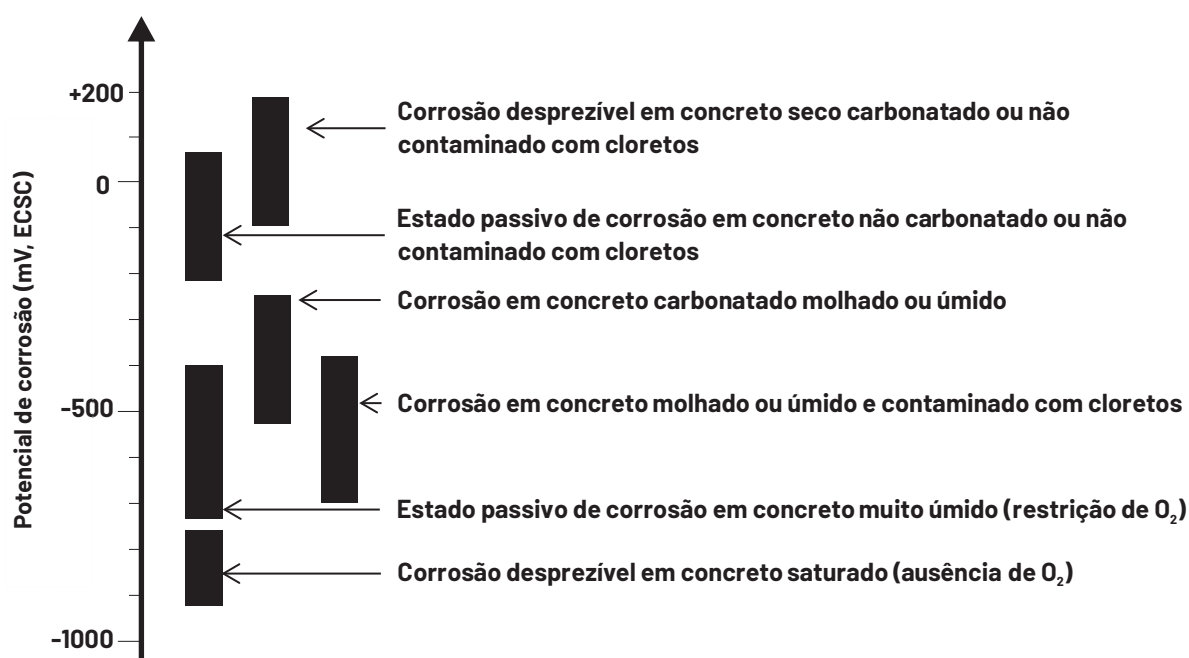
Na **Tabela 7**, é importante destacar que, para o concreto seco carbonatado, os valores de potencial da armadura são equivalentes aos observados em concreto seco não carbonatado, indicando que a armadura está em estado passivo. No entanto, quando as condições de umidificação do concreto carbonatado se alteram, os valores de potencial tendem a se deslocar para valores mais negativos, como indicado na tabela. Desse modo, a taxa de corrosão, que era inicialmente muito baixa, tende a aumentar. Esse comportamento evidencia a influência significativa das condições do concreto nas medições de potencial de corrosão.

A **Figura 33** (adaptada de Bertolini et al., 2013) complementa a anterior, apresentando também as magnitudes de valores de potencial de corrosão (mV, ECSC) com eletrodo externo. Em concreto armado exposto à atmosfera, quando a armadura se encontra em estado passivo, os valores se situam entre cerca de +50 e -200 mV vs. ECSC (+158 a -92 mV vs. EPCP3). Em estado ativo de corrosão, observa-se um deslocamento do potencial para valor mais negativo: a corrosão induzida por cloreto resulta em valores de cerca de -350 a -700 mV vs. ECSC (-242 a -592 mV vs. EPCP3), enquanto a corrosão por carbonatação, em concreto úmido, apresenta valores de cerca de -250 a -500 mV vs. ECSC (-142 a -392 mV vs. EPCP3).

Em concreto carbonatado seco, o valor do potencial tende a se elevar significativamente, chegando a +200 mV vs. ECSC (+308 mV vs. EPCP3). Nessa condição, a armadura pode estar apenas despassivada (sem sinais de corrosão) devido à restrição de água necessária para o processo corrosivo. Portanto, é fundamental complementar a medida do potencial com o exame visual da armadura.

Isso reforça que o valor do potencial de corrosão está diretamente relacionado à umidade do concreto de cobrimento, sendo mais positivo quando o concreto apresenta baixa UR. No caso de concreto muito úmido, o potencial tende a ser mais negativo (a partir de cerca de -700 mV, ECSC) quando há restrição de oxigênio. Essa condição é observada em concreto armado imerso na água do mar ou enterrado no solo, como ilustrado na curva eletroquímica apresentada na **Figura 6b**.

Figura 33 – Correlação entre potencial de corrosão (mV, ECSC) e estado eletroquímico da armadura em diferentes condições do concreto.



Frente à tendência de projetos contemplarem armaduras de aço galvanizado, a **Figura 34** relaciona o seu potencial de corrosão do aço galvanizado com o critério da norma ASTM C876:2022b. Isso é feito para ilustrar que esse critério não se aplica na avaliação de armadura galvanizada.

Na prática, verifica-se que valores mais negativos do que -650 mV (ECSC) são representativos de um estado ativo de corrosão da armadura galvanizada, enquanto valores menos negativos indicam um estado passivo⁷. No estado passivo, a armadura galvanizada atinge valor de potencial, chegando a -450 mV (ECSC), ou valor superior. No entanto, valores nessa faixa (-650 e -450 mV, representa em azul na **Figura 34**) também são representativos de um estado ativo do aço-carbono sem revestimento ou com defeito deste, expondo o substrato de aço. Além disso, o valor indicativo de um estado ativo do galvanizado pode variar significativamente, chegando até em torno de -1100 mV (ECSC). Isso ocorre à medida que a dissolução do revestimento prossegue e camadas intermetálicas, com maior concentração de ferro, ficam expostas (ROVENTI et al., 2014; VENEGAS, 2012; ANDRADE et al., 2004; YEOMANS, 2004; ZHANG, 1996).

⁷ Em exame visual, a passivação do revestimento de zinco é normalmente verificada pela formação de uma camada aderente de produtos de corrosão de coloração cinza-escuro. No estado ativo, observa-se o acúmulo de produtos volumosos de coloração branca e/ou acinzentados. Quando do consumo total do revestimento de zinco ou da presença de defeitos com a exposição do aço, observa-se também corrosão vermelha.

Pelo exposto, a avaliação da corrosão em estruturas com armaduras galvanizadas, a partir das medidas de potencial, não é uma tarefa fácil. Para a melhor compreensão dos valores de potencial, parece ser fundamental o contínuo monitoramento da estrutura, com a elaboração de mapas de potencial (ver **Figura 31**), a fim de facilitar a análise do comportamento do sistema armadura galvanizada-concreto e a identificação de regiões suspeitas de estado ativo de corrosão. Nessas regiões, quando possível, devem ser planejadas medidas da taxa de corrosão, exame visual da armadura recém-exposta e, ainda, coleta de amostra para o preparo de corpos de prova metalograficamente, visando a determinação da espessura do zinco com o auxílio de um microscópio (ASTM B487:2020).

Figura 34 – Potencial de corrosão (mV, ECSC) do estado passivo e ativo do aço-carbono em relação ao aço-carbono galvanizado.

Potencial do aço-carbono (sem revestimento)(mV, ECSC)		Potencial do aço-carbono galvanizado (revestido com zinco)(mV, ECSC)	
0	Estado passivo	0	Estado passivo
-50			
-100			
-150			
-200	Estado incerto		Estado passivo
-250			
-300			
-350	Estado ativo	-400	Estado incerto
		-450	
		-500	
		-550	
		-600	Estado ativo
		-650	

A medida do potencial também é realizada na avaliação de outras técnicas de proteção e, ainda, de reabilitação de estruturas de concreto. Com base na prática e na literatura consultada (em especial ELSENER et al., 2003), cabe comentar:

- **Reparo estrutural:** a efetividade dos reparos pode ser investigada por medições do potencial de corrosão realizadas antes da execução e após um período de cerca de 28 dias, necessário para secagem e cura do material cimentício e, ainda, para a estabilização das condições da interface. Medidas programadas do potencial de corrosão, geralmente associadas às de resistividade, de som cavo e de exame visual, também permitem monitorar o desempenho dos reparos a longo prazo. Para essas finalidades, é feito o mapeamento do potencial para identificar regiões onde possivelmente persistem a atividade da corrosão ou o início do seu restabelecimento, incluindo a formação de macrocélulas de corrosão em áreas

adjacentes aos reparos (**Figura 3**). Alerta-se que a interpretação dos valores de potencial pode ser prejudicada quando do uso de material de reparo de alta resistividade elétrica e com permeabilidade à água muito baixa. Desse modo, é importante estabelecer uma condição adequada de molhagem antes da medição⁸. Além do mapa, Elsener et al. (2003) sugerem a elaboração de gráfico de probabilidade cumulativa dos valores de potencial;

- **Extração eletroquímica de cloretos:** de maneira similar ao processo descrito acima, para avaliar a repassivação da armadura, é elaborado o mapa de potencial antes e após o processo de descontaminação do concreto. Alerta-se que o potencial deve ser medido após um prazo adequado para que a armadura se despolarize após a submissão à extração (alta densidade de corrente). A repassivação é indicada pelo deslocamento do potencial para valores bem menos negativos e estáveis aos obtidos durante o processo;
- **Realcalinização eletroquímica do concreto:** também de maneira similar ao descrito acima, para avaliar a repassivação da armadura, é feito o mapeamento de potencial antes e após certo tempo do processo de realcalinização e da despolarização. Nesse caso, é importante destacar que os potenciais devem se deslocar para valores mais negativos após o tratamento devido ao aumento da condutividade da água de poro, enriquecida com íons pelo uso de solução de alta alcalinidade (como Na_2CO_3 ou K_2CO_3) e pelo aumento do teor de umidade do concreto pela penetração/saturação dos poros com a solução alcalina. Desse modo, em campo, a avaliação da efetividade do tratamento na mitigação da corrosão deve ser baseada na estabilização e na uniformidade dos valores de potencial (nenhuma ou pouca variação no gradiente de valores no mapeamento do potencial eletroquímico);
- **Inibidores de corrosão:** avaliar a efetividade de um inibidor por meio da medição do potencial pode ser desafiador. Os valores de potencial nem sempre refletem a sua efetividade, especialmente quando o inibidor não interrompe completamente o processo de dissolução ativa dos metais, mas apenas reduz as correntes anódicas e catódicas da célula de corrosão. O potencial pode indicar o deslocamento em ambos os sentidos, como por exemplo, para valores mais positivos, se este atuar no controle da reação anódica, formando uma camada protetora. Além disso, inibidores impregnantes com efeito hidrofóbico devem elevar o potencial devido à diminuição da umidade do concreto, com aumento da resistência ôhmica. Portanto, recomenda-se avaliar o potencial antes e depois da impregnação, mantendo um grau de umidificação similar do concreto durante o processo. Também é aconselhável utilizar técnicas de monitoramento com eletrodos de referência instalados próximos à armadura, para obter uma avaliação mais precisa e, ainda, avaliar a taxa de corrosão.

⁸ Em geral, recomenda-se estabelecer um tempo de molhagem e certo valor de resistividade superficial, que deve ser obtido previamente à avaliação de parâmetros eletroquímicos.

Os resultados e os respectivos registros fotográficos da avaliação do potencial de corrosão devem constar no relatório de inspeção, sendo sugerido (ELSENER et al., 2003):

- apresentação dos resultados de medições, preferencialmente na forma de mapa de potencial com relação ao elemento avaliado e em escala. De acordo com Terradillos et al. (2020), os mapas ou os valores absolutos podem ser apresentados sobre o plano da parte avaliada da estrutura, permitindo que o leitor identifique os locais de sua obtenção e de maior e menor risco de corrosão. Sugerem ainda a apresentação dos valores estatisticamente, no citado histograma ou gráfico de distribuição de frequência, ou ainda, de probabilidade cumulativa;
- data das avaliações que geraram os mapas e as condições meteorológicas no dia e, de preferência, também de dias anteriores;
- equipamento e eletrodo de referência usados e informações de calibração/ aferição;
- descrição da estrutura e de observações visuais do aspecto da superfície do concreto;
- análise da contaminação com cloretos e/ou da carbonatação do concreto (se disponível).

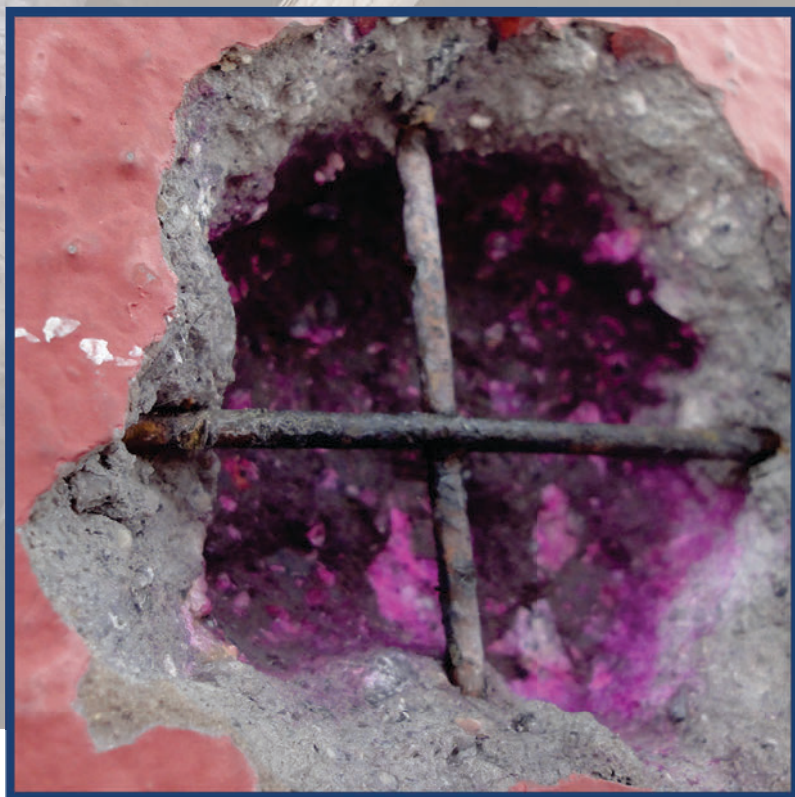
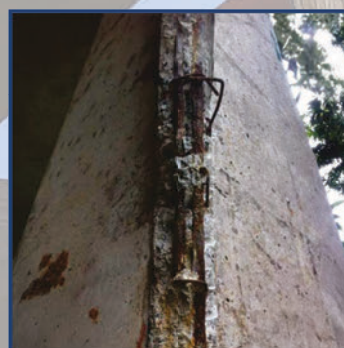
Finalmente, apresentam-se na **Figura 35** (ARAUJO, 2004) escalas e fórmulas para conversão de potencial para os eletrodos de referência de prata-cloreto de prata (EPCP - KCl 3 mol/L e sat.), de calomelano (ECS - KCl sat.) e de cobre sulfato de cobre (ECSC - sat.), todos em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio (EH).

Figura 35 – Escalas e fórmulas de conversão de potenciais de eletrodos de referência em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio.

Eletrodos de referência (conversão, mV)				
Hidrogênio - EH	Prata-cloreto de prata - EPCP		Calomelano - ECS	Cobre-sulfato de cobre - ECSC
	KCl 3 mol/L - EPCP3	KCl sat. - EPCP	KCl sat.	sat. (pH não corrigido)
600	390	401	356	282
500	290	301	256	182
400	190	201	156	82
318	108	119	74	0
244	34	45	0	-74
210	0	11	-34	1-08
199	-11	0	-45	-119
118	-92	-81	-126	-200
100	-110	-99	-144	-218
0	-210	-199	-244	-318
-32	-242	-231	-276	-350
-100	-310	-299	-344	-418
-200	-410	-399	-444	-518
-300	-510	-499	-544	-618
-400	-610	-599	-644	-718
-500	-710	-699	-744	-818
-600	-810	-799	-844	-918

Fórmulas de conversão de valores de potencial de eletrodo (P, mV)			
EPCP3	EPCP	ECS	ECSC
PEH - 210	PEH - 199	PEH - 244	PEH - 318
PEPCP - 11	PEPCP3 + 11	PEPCP3 - 34	PEPCP3 - 108
PECS + 34	PECS + 45	PEPCP - 45	PEPCP - 119
PECSC + 108	PECSC + 119	PECSC + 74	PECS - 74

10. AVALIAÇÃO DA CARBONATAÇÃO DO CONCRETO E DAS ARMADURAS



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

*Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais*



GERDAU
O futuro se molda

10. AVALIAÇÃO DA CARBONATAÇÃO DO CONCRETO E DAS ARMADURAS

O ensaio de carbonatação, tanto em campo quanto em laboratório (ver Capítulo 7), pode ser conduzido seguindo as diretrizes da norma ISO 1920-12:2020, que recomenda um método colorimétrico utilizando uma solução indicadora de pH à base de fenolftaleína. Essa solução é preparada com a adição de 1 g de pó de fenolftaleína a 70 mL de álcool etílico¹, sendo posteriormente diluída em água destilada à temperatura ambiente até completar um volume de 100 mL. Após a homogeneização da mistura, a solução é acondicionada em um frasco de plástico² com aspersor.

Em campo, a solução colorimétrica é aspergida ao longo da profundidade de camada de concreto recém-fraturado, geralmente em uma área pequena da superfície (que pode ser na janela de inspeção), com dimensões aproximadas de até 20 cm x 30 cm. A fratura do concreto é feita manualmente³, com o uso de marreta e ponteiro ou talhadeira. Para facilitar o deslocamento manual do concreto, é comum se realizar, previamente, furos mecânicos nos cantos da área demarcada, com o auxílio de uma furadeira tipo martetele.

A superfície exposta do concreto de cobrimento deve ser limpa com um pincel para remover os resíduos acumulados, que podem interferir na avaliação da frente de carbonatação. Em seguida, a solução é aspergida perpendicularmente até a aparente saturação do concreto, sem causar escorrimento. Normalmente, utiliza-se um paquímetro para maior precisão na medida da frente de carbonatação⁴ (resolução de até 0,5 mm). Em geral, essas medições são realizadas em cerca de seis até dez pontos ao longo do perímetro da área de fratura do concreto, evitando-se locais com presença de agregados graúdos.

Após a aspersão da solução de fenolftaleína, apenas a camada com pH inferior a aproximadamente 9,5 permanece incolor (BROOMFIELD, 2006; CHANG; CHEN, 2006). Em pH mais alto, correspondente ao concreto parcialmente carbonatado e não carbonatado⁵, a camada adquire uma coloração rosada. Sendo assim, a fenolftaleína indica uma linha intermediária de diminuição de pH, não sendo capaz de identificar o início da despassivação da armadura. Como já comentado, a norma SA HB84:2018 descreve que o filme passivo é destruído em valores de pH iguais ou inferiores a 10. Segundo Yeomans (2001), a despassivação do aço-carbono

¹ O pó de fenolftaleína deve ser manuseado com o maior cuidado, usando-se luvas de segurança.

² Como se trata de um reagente orgânico, é interessante guardar ao abrigo da luz.

³ O corte mecânico com serra de disco ou com broca não é adequado em razão de resultar no aquecimento do concreto

⁴ A norma EN 13295, citada anteriormente, recomenda que a medição seja feita após 1 h, mas, na prática de campo, isto não é feito, aguarda-se somente a estabilização da cor, o que ocorre rapidamente. Isso está de acordo com o documento da Concrete Society (2004), que orienta que a medida seja feita após 30 segundos da aspersão da solução de fenolftaleína.

⁵ O teor de Ca(OH)_2 do concreto é um parâmetro decisivo da resistência à carbonatação, pois determina o tempo de queda do pH (BÖHNI, 2005). O pH permanece no valor da solução (cerca de 12,5), desde que nem todo o Ca(OH)_2 tenha reagido.

inicia-se em pH abaixo de 11,5, enquanto Broomfield (2006) e Böhni (2005) apontam que isso ocorre entre pH 10 e 11. A corrosão, entretanto, tende a se acelerar em valores de pH abaixo de 9,5, conforme descrito pela NACE SP0187:2008.

É importante lembrar que, no fenômeno da carbonatação, o gás carbônico inicialmente se dissolve na água presente nos poros da pasta de cimento, reduzindo o pH do meio. Esse processo leva à dissolução progressiva do hidróxido de cálcio da matriz cimentícia e ao ataque químico ao silicato de cálcio e a outras fases hidratadas. Além disso, o ensaio com solução de fenolftaleína, embora amplamente utilizado, é essencialmente qualitativo e pode ser impreciso devido à subjetividade na interpretação da cor e à forma irregular da frente de carbonatação. Vale destacar também que a presença de gás carbônico pode reduzir o pH além da profundidade indicada pela coloração da fenolftaleína.

Diante do exposto, quando se observa que a camada incolor do concreto está muito próxima da armadura, pode-se inferir que esta está despassivada, mesmo que o exame visual não indique um estado ativo de corrosão. Nesse contexto, Broomfield (2006) adota uma abordagem conservadora, sugerindo que, se a camada incolor (indicada pela fenolftaleína) estiver entre 5 e 10 mm de distância da armadura, considera-se despassivado o trecho na distância de 5 mm. Em termos práticos, pode-se considerar uma menor distância (1 a 2 mm) para indicar a despassivação. Além disso, recomenda-se realizar um novo ensaio de carbonatação em outra parte do elemento. Uma alternativa é a realização de uma análise petrográfica⁶ (ASTM C856, 2018a) para confirmar os resultados de campo (CONCRETE SOCIETY, 2004). Também é possível determinar a presença de dióxido de carbono por análise térmica, com base em diretrizes gerais da ASTM E794-06:2018.

Alerta-se que o ensaio de carbonatação não é aplicável a concretos contendo cimento de alto teor de alumina e que a presença de hidrorrepelentes pode inibir a revelação das cores características após a aspersão da solução de fenolftaleína. No caso de concreto muito seco, recomenda-se aspergir água antes da aplicação da solução. Outro ponto importante é que o ensaio não distingue se a neutralização do pH ocorre devido a reações com o gás carbônico ou com outros ácidos (CONCRETE SOCIETY, 2004).

Vale ressaltar o conceito abordado anteriormente em relação à taxa de corrosão em concreto carbonatado. De acordo com Alonso e Andrade (apud BERTOLINI, 2008), uma vez iniciada a corrosão, a taxa é controlada pela disponibilidade de água e de oxigênio junto à superfície da armadura. A disponibilidade de oxigênio é baixa apenas na condição de molhamento constante do concreto, especialmente quando está total e permanentemente saturado com água. Em outras condições de exposição, a taxa de corrosão é geralmente governada pela resistividade elétrica

⁶ Conforme explica a pesquisadora do IPT Priscila R. M. Leal (LMPC), a análise petrográfica fornece informações sobre os componentes do concreto, possíveis causas de danos e suas patologias, além das características da microestrutura.

do concreto (BERTOLINI, 2008). Portanto, em estruturas expostas a ciclos intermitentes de molhagem e secagem, o teor de umidade do concreto torna-se o principal parâmetro controlador da resistividade elétrica do material e, consequentemente, da taxa de corrosão das armaduras.

Em campo, recomenda-se que os locais de abertura de janelas de ensaio de carbonatação sejam definidos com base na análise da agressividade ambiental, no histórico de intervenções e na inspeção visual. A seleção das áreas de ensaio pode contemplar as regiões mais expostas à umidificação e com patologias. Quanto à avaliação da corrosão, o ensaio é realizado somente após a verificação do estado eletroquímico da armadura por meio de exame visual (olho nu). Esse exame permite verificar a extensão da despassivação e a corrosão das armaduras (BROOMFIELD, 2006). É importante a exposição de um trecho representativo da armadura, preferencialmente envolvendo estribo e barra principal mais externa, com extensão aproximada de 20 cm. O exame visual também deve contemplar a interface armadura-concreto para identificar a precipitação de produtos de corrosão. Posteriormente, pode-se determinar o diâmetro residual (ver Capítulo 12).

Os resultados do ensaio, juntamente com os registros fotográficos correspondentes, são documentados em relatório. Normalmente, são apresentados tanto os valores individuais quanto o valor médio da profundidade da frente de carbonatação. É importante frisar que a frente geralmente apresenta uma distribuição irregular. Caso um valor máximo seja significativamente diferente dos demais, ele não deve ser incluído no cálculo da média, no entanto essa discrepância deve ser registrada no relatório. Em campo, se houver suspeita de que o valor máximo esteja relacionado a anomalias, como a presença localizada de fissuras, estas devem ser investigadas.

Ao documentar os resultados, é importante registrar a localização das janelas de fratura, bem como observações pertinentes que possam influenciar a interpretação dos dados. Esse cuidado assegura que o relatório se torne uma ferramenta confiável para avaliar as condições de conservação da estrutura, servindo de base sólida para decisões relacionadas ao planejamento de manutenção e proteção das construções em concreto armado. A **Tabela 8** traz um exemplo de apresentação dos resultados da avaliação da carbonatação, em conjunto com outros ensaios e análises em paredes de concreto poroso (ARAUJO et al., 2014a). Observa-se que, nesse tipo de concreto, ocorreu um avanço muito rápido da frente de carbonatação. Constatou-se um estado ativo de corrosão da armadura em região com fissura passante e significativa variação na espessura do concreto de cobrimento.

Tabela 8 – Exemplo de apresentação dos resultados da avaliação da frente de carbonatação associada a outros ensaios e análises em paredes de concreto poroso.

Casa	1	2	3	4	5	6
Orientação parede 1 (cardeal)	Nordeste	Sudeste	Sudeste	Sudoeste	Sudoeste	Nordeste
Execução (anos)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,3
Resistência compressão média (MPa)	19,5	15,5	5,8	9,2	9,7	12,1
Exame visual armadura	Estado ativo ^a	Estado ativo ^c	Estado passivo	Estado passivo	Estado passivo	Estado passivo
Espessura efetiva do concreto de cobrimento (mm)	28 ^b	Variável (entre 3 e 23) ^d	38	30	32	26
Frente de carbonatação do concreto (mm)	20	7	17	8	10	3
	17	8	18	13	8	2
	18	5	17	11	11	1
	17	3	16	8	11	1
	19	6	18	10	8	2
	18	6	16	11	10	4
Média (mm)	18	6	17	10	10	2

^a No alinhamento da armadura, o concreto de seu cobrimento apresentava-se fissurado (fissura passante).

^b Valor total (incluindo camada de argamassa cimentícia de regularização, em torno de 7mm de espessura, existente somente nesta unidade).

^c A corrosão limitava-se à região de baixa espessura do concreto de cobrimento.

^d Valores variáveis devido à presença de emenda das treliças expostas.

A **Figura 36** mostra o resultado da aspersão da solução indicadora de pH (fenolftaleína) em área recém-fraturada de concreto (**Figura 36a**) e de argamassa de reparo (**Figura 36b**). Na **Figura 36a**, nota-se que a frente de carbonatação (camada incolor) atingiu a região de inserção da armadura, evidenciando que este fenômeno foi o responsável por sua despassivação. A armadura exposta apresentava intensa corrosão, com acúmulo de produtos na superfície do aço e precipitação desses no concreto adjacente. Já na **Figura 36b**, a frente também alcançou a região de inserção da armadura. Parte da superfície estava coberta por argamassa aderida e carbonatada. Um pequeno trecho do concreto original, sob a argamassa, também estava carbonatado e em contato direto com a barra, que exibia manchas localizadas de produtos de corrosão, ainda em estágio inicial (corrosão incipiente).

Cabe explicar que a corrosão incipiente se refere ao estágio inicial da oxidação do aço, geralmente caracterizado pela formação de pequenas manchas superficiais de produtos de corrosão, basicamente com penetração da corrosão desprezível (ver Capítulo 12). Por outro lado, o termo "corrosão generalizada" não significa que toda a extensão da armadura esteja em processo corrosivo, mas sim o trecho em contato com o concreto carbonatado. Mesmo em casos de corrosão generalizada, é comum que haja variações na intensidade e na profundidade do ataque corrosivo

ao longo do elemento analisado, devido a diferenças nas condições ambientais, na porosidade do concreto e na distribuição de umidade. Lembra-se também que o meio corrosivo de inserção do metal não determina o local exato onde a corrosão terá início.

A **Figura 36b** ilustra uma corrosão incipiente resultante da umidificação limitada do sistema metal-meio, atribuída à baixa permeabilidade à água da argamassa de reparo. Isso ressalta a importância não apenas de um pH reduzido, mas também de condições favoráveis para o estabelecimento de um processo corrosivo. De maneira similar, a **Figura 37a** mostra a ocorrência de corrosão incipiente em fios da tela de armadura de uma parede de concreto, também causada pela restrição da umidificação, dado que a superfície do concreto estava estucada e revestida por pintura.

Em contraste, a **Figura 37b** revela uma corrosão significativa, ocorrendo de forma generalizada e intensa ao longo do trecho exposto de barra de armadura inserida em concreto carbonatado. Para uma avaliação mais precisa da corrosão e subsequente medição do diâmetro residual, realizou-se a remoção mecânica dos produtos de corrosão. Antes dessa remoção, foi verificado o pH com uso de fita de papel específica. Em seguida, a superfície foi raspada para coletar amostras dos produtos de corrosão, que foram posteriormente avaliadas em laboratório. A composição química elementar dessas amostras foi determinada por espectrometria de fluorescência de raios-X (FRX) e de dispersão de energia (EDS), esta última associada ao uso de Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV). Destaca-se que a fita pode ser usada também para indicar o pH do pó do concreto, extraído junto à armadura, e de outras profundidades do concreto de cobrimento.

Figura 36 – Ensaio de carbonatação em áreas recém-fraturadas de concreto (a) e de argamassa de reparo (b). Observa-se que em ambas a armadura apresentava indícios de corrosão, com camada incolor atingindo a região de sua inserção.

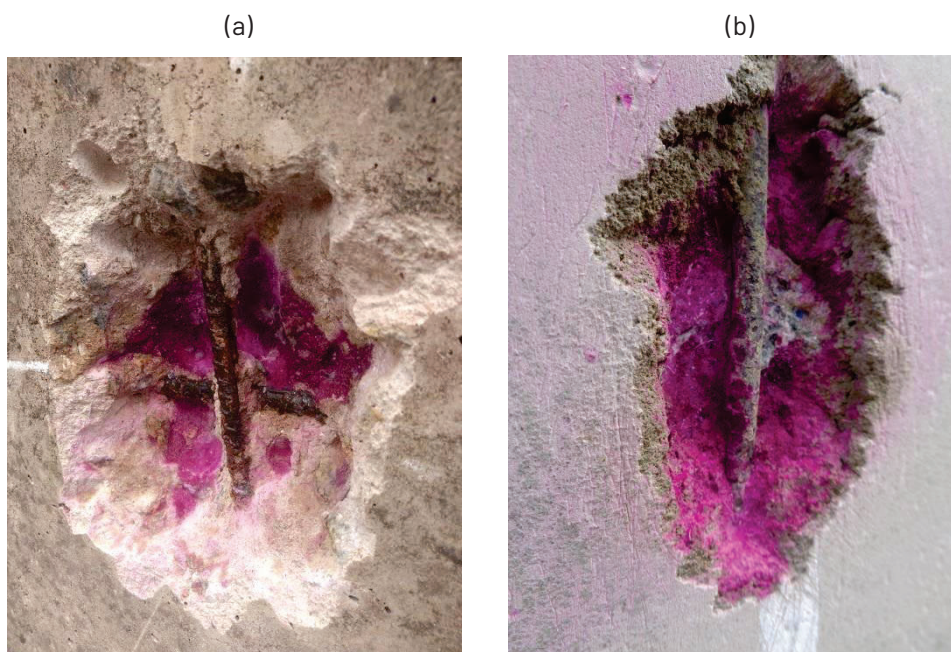
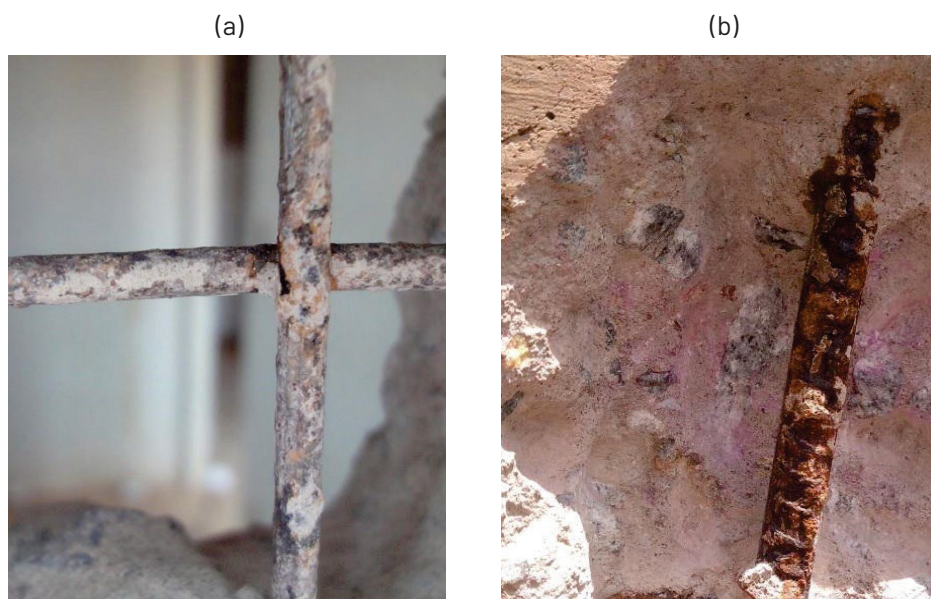


Figura 37 – Exposição de trecho de armadura corroída recém-exposta e inserida em concreto carbonatado (a, b). Observou-se corrosão incipiente em trechos dos fios de tela de armadura (a) e uma corrosão generalizada intensa, com acúmulo de seus produtos (b).



Na prática de campo, é comum se remover os produtos de corrosão da armadura exposta nas janelas de inspeção após ensaio de carbonatação e outros ensaios. Em seguida, realiza-se um novo exame visual com o objetivo de analisar a irregularidade da superfície corroída. As áreas de maior consumo do aço-carbono são locais preferenciais para a avaliação do diâmetro residual (ver Capítulo 12). Caso a extração de amostra da armadura corroída seja realizada, é possível determinar com precisão esses locais em análise laboratorial. Essa análise envolve a decapagem⁷ do aço e a preparação de corpos de prova metalográficos⁸ (ASTM B487:2020), que são posteriormente analisados em microscópio. Alternativamente, testemunhos armados podem ser extraídos para caracterizar os produtos de corrosão (composição, espessura etc.) pelo método metalográfico, sem a necessidade da prévia decapagem da amostra de armadura.

A caracterização desses produtos foi realizada no estudo de Köliö et al. (2015) sobre concreto armado de fachada de edifício com 26 anos de corrosão ativa (após 35 anos de vida útil). O estudo envolveu a análise de imagens geradas em MEV com EDS. Os resultados confirmaram a observação comum de que a espessura da camada de produtos de corrosão pode variar ao longo da seção transversal da armadura. Essa variação é influenciada pela orientação da armadura, pH e umidade ao longo de sua envoltória, tempo de corrosão ativa, entre outros fatores. Além disso, verificou-se que o semicírculo externo, voltado para a superfície do concreto de cobrimento, é onde a corrosão se estabeleceu inicialmente. Essa corrosão resultou na fissuração do concreto de cobrimento carbonatado. A análise em MEV

⁷ Limpeza química para a remoção dos produtos de corrosão, normalmente feita seguindo diretrizes da ASTM G1:2011.

⁸ Basicamente, embutimento do aço em resina especial seguido de polimento.

revelou uma penetração média da corrosão de 53,6 μm (ver Capítulo 12), correspondente a um filme de produtos de corrosão com espessura média de 11,7 μm , subdividida em camadas de diferentes composições e densidades.

Quando a frente de carbonatação ainda não se aproxima da região de inserção da armadura, é esperado que se observe a mencionada coloração acinzentada, característica do estado passivo, como mostra a **Figura 38a**. Em alguns casos, como ilustrado na **Figura 38b**, pode-se notar uma coloração opaca alaranjada ou amarelada, o que é normalmente decorrente da concretagem com aço-carbono já corroído.

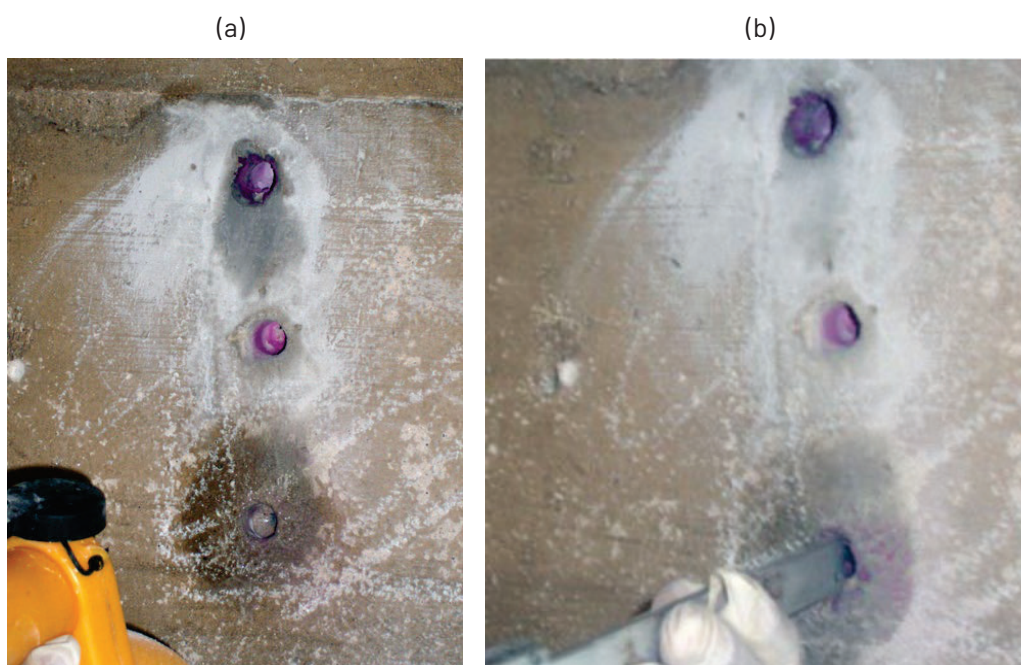
Embora não seja uma prática usual, é importante destacar que a frente de carbonatação pode ser avaliada em campo por meio de perfuração perpendicular à superfície do concreto, usando uma furadeira de impacto. Esse método permite examinar uma série de elementos e faces, ampliando a investigação. Deve-se alertar que a perfuração, assim como o corte mecânico, pode ativar partículas não hidratadas do cimento (CONCRETE SOCIETY, 2004). Possivelmente, isso justifica a prática de realizar duas a três perfurações por ensaio. Para cada perfuração, há um pequeno avanço (até 5 mm) com avaliação da carbonatação. Isso é feito até a perfuração atingir a camada rosada ou, no máximo, até alguns milímetros após a armadura mais externa. A **Figura 39** ilustra a etapa de aspersão de solução após uma das perfurações do concreto (**Figura 39a**) e a medição da profundidade carbonatada (**Figura 39b**) utilizando um paquímetro.

Explica-se que, a cada avanço da perfuração, a solução de fenolftaleína é aspergida tanto no furo quanto na superfície do concreto ao redor. Nessa superfície, ocorre naturalmente a deposição do pó da massa do concreto, que é expelido pela broca durante a perfuração, ajudando a determinar o ponto em que o pó assume coloração rosada. Alternativamente, um papel umedecido com a solução indicadora pode ser posicionado abaixo do local de perfuração. Geralmente, o ensaio é realizado acompanhado de outros, como a coleta de amostras para análise de cloretos (ver Capítulo 11).

Figura 38 – Exposição de trecho de armadura passivada em áreas recém-fraturadas (a, b). Observam-se pequenas manchas de coloração alaranjada opaca, típicas da concretagem de barras corroídas (b).



Figura 39 – Etapa de aspersão de solução colorimétrica após uma das perfurações do concreto (a) e, em seguida, medição da profundidade de carbonatação (b).



Para armadura em estado passivo, a literatura consultada apresenta diversos modelos matemáticos para estimar o término do período de iniciação da corrosão por carbonatação ($t_{\text{iniciação}}$ **Figura 14**), com aplicação de dados obtidos, seja em estudos de campo, seja de laboratório (SOMODIKOVA; STRAUSS; ZAMBON, 2020; MARQUES; CHASTRE; NUNES., 2013; BEUSHAUSEN; LUCO, 2016; POSSAN, 2010 e 2021; FIB 34, 2006; LIFECON, 2003; PAPADAKIS, 2000; PAPADAKIS; FARDIS; VAYENAS, 1992). Uma maneira simplificada e muito utilizada é a aplicação da

equação abaixo proposta por Tuutti (1982) com base na primeira Lei de Fick (GREVE-DIERFELD; LOTHENBACH; VOLLPRACHT, 2020). Adicionalmente, apresenta-se equação que considera o conhecimento do avanço inicial da frente da carbonatação, denominado de a (mm) (COSTA; APPLETON, 2001).

$$x_c = \sqrt{\frac{2.D_c.c_s.t}{a_c}} + \sqrt{\frac{2.c_s.t}{R_{carb}}} + k.\sqrt{t}$$

$$x_c = a + k_1.\sqrt{t}$$

sendo:

X_c - Espessura do concreto carbonatado (mm), ou seja, profundidade da frente de carbonatação;

k - Coeficiente de carbonatação (mm/ano^{0.5}), parâmetro relacionado com as características do concreto executado e com fatores ambientais (concentração de CO₂, UR atmosférica e exposição à chuva associada à ação dos ventos), **t** = período (anos).

Com a aplicação da equação proposta por Tuutti, calcula-se o coeficiente de carbonatação (**k**). Conhecendo-se **k** e a espessura efetiva do concreto de cobrimento da armadura, pode-se reaplicar a equação para calcular o tempo estimado para que a frente de carbonatação atinja a região de sua inserção. Nota-se que deve ser descontado o tempo decorrido do tempo obtido pela aplicação da equação. Com essas determinações, prevê-se o término do período de iniciação da corrosão caso a despassivação seja o critério definido.

A **Tabela 9** apresenta um exemplo, constando os resultados obtidos da profundidade média de frente de carbonatação e os valores estimados do coeficiente de carbonatação (**k**) em um concreto poroso (sistema construtivo habitacional). A **Tabela 10** (ARAUJO et al., 2010; REPETTE et al., 2010) apresenta outro exemplo do cálculo de **k** em elementos de estruturas de concreto armado de piers, feito com as seguintes considerações:

- Utilização dos valores de profundidade de carbonatação obtidos pelo citado método de perfuração, que foi conduzido em um maior número de elementos, e obtiveram-se valores ligeiramente maiores (mais conservadores do ponto de vista da estimativa de vida útil) em comparação aos obtidos por meio de fratura manual do concreto;
- Para cada estrutura, foi determinado o valor característico superior⁹ para a frente de carbonatação.

⁹ Valor Característico Superior = valor médio + 1,645 x valor do desvio padrão (REPETTE et al., 2010).

Tabela 9 – Exemplo de apresentação dos resultados da profundidade média de frente de carbonatação e dos valores estimados do coeficiente de carbonatação (k), adotados para estimar a carbonatação do concreto poroso em áreas de fratura com exposição da armadura.

Local	Período de exposição (t, anos)	Profundidade média de carbonatação (mm)	Espessura efetiva de cobrimento (mm)	Coeficiente de carbonatação (K) (mm.ano ^{-1/2})	Carbonatação do concreto de cobrimento (t, em anos)
Casa 1 - frente (face externa)	1,8	16,0	14,0	11,926	Carbonatação já atingiu a armadura
Casa 2 - fundos (face externa)	1,8	14,0	40,0	10,435	14,7
Casa 3 - frente (face externa)	1,8	14,0	13,0	10,435	Carbonatação já atingiu a armadura
Casa 4 - fundos (face externa)	1,8	13,0	40,0	9,690	17,0
Casa 5 -frente (face interna)	1,6	19,0	20,0	15,021	Carbonatação já atingiu a armadura
Casa 6- fundos (face externa)	1,6	14,0	46,0	11,068	17,3

Deve-se ressaltar que a frente de carbonatação pode variar significativamente entre diferentes partes da estrutura e não é uniforme em todo o concreto dos elementos. Além disso, a previsão da frente de carbonatação pode não refletir as condições futuras do concreto, devido a alterações na microestrutura do concreto ao longo do tempo, ao surgimento de patologias e às mudanças nas condições ambientais.

Por exemplo, o aumento da frequência de precipitações anuais pode saturar a camada mais superficial do concreto por período mais prolongado, resultando em uma difusão mais lenta de gases, o que retarda o avanço da frente de carbonatação. Outro fator que pode retardar o processo é a aplicação de pintura de proteção superficial no concreto. Em contrapartida, quando o coeficiente de carbonatação é obtido após um longo período e em meios agressivos que podem causar anomalias, este coeficiente tende a refletir com maior precisão as condições de exposição e os efeitos acumulados de todas as degradações sofridas pelo material, proporcionando estimativas mais confiáveis.

Tabela 10 – Exemplo de apresentação dos resultados da profundidade média, desvio e valor característico da frente de carbonatação, este último adotado para estimar o coeficiente de carbonatação (k) em áreas de perfuração do concreto.

Pier	Local	Média	Desvio Padrão	Valor Característico Superior	Coeficiente de Carbonatação (k)
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm.ano ^{-1/2})
1	Estaca	0,5	0,5	1,4	0,203
	Viga Longitudinal	4,3	1,4	6,6	0,972
	Viga Transversal	11,6	5,4	20,4	3,010
2	Viga Longitudinal	5,2	1,8	8,2	1,207
	Viga Longitudinal	21,0	4,0	27,6	4,066
	Viga Transversal	9,1	6,5	19,8	2,919
3	Viga Longitudinal	3,3	1,2	5,3	0,856
	Viga Transversal	5,0	1,6	7,5	1,209
4	Estaca	2,0	0,0	2,0	1,155
	Viga Longitudinal	2,1	0,3	2,6	1,535
	Viga Transversal	2,2	0,4	2,8	1,621

A equação abaixo (GREVE-DIERFELD; LOTHENBACH; VOLLPRACHT, 2020) apresenta a inclusão do expoente n no tempo t como uma maneira de considerar alterações ao longo do tempo na microestrutura do concreto: comunicação e distribuição do tamanho dos poros, além de fissuração. Esse expoente também leva em conta as condições de exposição, destacando a sinergia entre ciclos de molhagem e secagem e a taxa de avanço da frente de carbonatação. Estudos indicam que o valor de n é frequentemente positivo e situa-se entre 0 e 1, com uma faixa comum variando de 0,2 até o valor usual de 0,5 (HILSDORF, 1996; COSTA; APPLETON, 2001).

$$k(t) = k_1 \cdot t^n$$

Para estudos laboratoriais, cita-se o modelo matemático proposto por Possan et al. (2021), que introduz três tipos de variáveis de entrada: propriedades do concreto (resistência à compressão do concreto aos 28 dias, tipo de cimento utilizado, teor e tipo de aditivo mineral, **Tabela 11**); condições ambientais (umidade relativa e teor de CO_2 , **Tabela 11**) e condições de exposição (uma estrutura é interna ou externa, protegida ou não da chuva, **Tabela 12**). Outros modelos e a verificação experimental da aplicação do modelo de Possan constam em artigo recente de Costa et al. (2022).

Cabe ressaltar que, na prática, o uso de modelos probabilísticos está limitado a situações em que há conhecimento da variabilidade dos parâmetros envolvidos na análise, o que, para a avaliação de estruturas existentes, nem sempre é tarefa fácil. De acordo com Repette et al. (2010), o uso de dados estatísticos genéricos e disponíveis na literatura, sem uma adequada “calibração” deles por meio de

levantamento de dados reais para uma determinada estrutura, pode levar a estimativas pouco confiáveis do desempenho.

Em conversa com Possan¹⁰, a pesquisadora explica que a aplicação do modelo proposto para estruturas existentes exige o conhecimento do tipo de cimento e da resistência à compressão (28 dias) e, quando isso não é possível, a resistência pode ser obtida por meio da aplicação de equações de regressão a partir de ensaios em testemunhos do concreto. Além disso, avalia-se em campo as condições de exposição para os diferentes tipos de elementos da estrutura e obtêm-se dados de referência quanto às condições climáticas e ao teor de CO₂. A equação proposta é a seguinte (POSSAN et al., 2021):

$$y = k_c \times \left(\frac{20}{f_c}\right)^{k_{fc}} \times \left(\frac{t}{20}\right)^{\frac{1}{2}} \times \exp \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \times ad^{\frac{3}{2}}}{40 + f_c} \right) \left(\frac{k_{co_2} \times CO_2^{\frac{1}{2}}}{60 + f_c} \right) \left(\frac{k_{RH} \times (RH - 0,58)^2}{100 + f_c} \right) \right] \times k_{ce}$$

Sendo:

- y** - Profundidade média de carbonatação do concreto, em mm;
- f_c** - Resistência do concreto à compressão aos 28 dias, em Mpa;
- k_c** - Fator variável referente ao tipo de cimento utilizado (**Tabela 11**);
- k_{fc}** - Fator variável referente à resistência à compressão do concreto, em função do tipo de cimento utilizado (**Tabela 11**);
- t** - Idade do concreto, em anos;
- ad** - Teor de aditivo mineral no concreto, em % em relação à massa de cimento;
- k_{ad}** - Fator variável referente à adição pozolânica no concreto - sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz - em função do tipo de cimento utilizado (**Tabela 11**);
- RH** - Umidade relativa, em %;
- k_{rh}** - Fator variável referente à umidade relativa, em função do tipo de cimento utilizado (**Tabela 11**);
- CO₂** = teor de CO₂ na atmosfera, em %;
- k_{co2}** - Fator variável referente ao CO₂ do ambiente, em função do tipo de cimento utilizado (**Tabela 11**);
- k_{ce}** - Fator variável referente à proteção contra chuva, em função das condições de exposição das estruturas (**Tabela 12**).

¹⁰ Ocorrida em 03/03/2023 no Evento Encontro Química de Ligantes - Homenagem à Profª Maria Alba Cincotto (USP-SP).

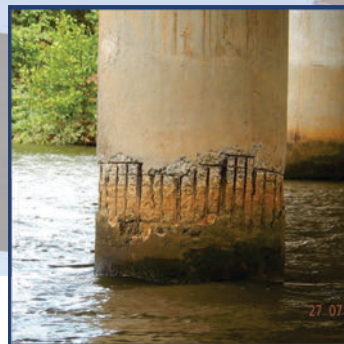
Tabela 11 – Coeficientes do modelo em função das características do concreto e das condições ambientais.

Tipo de cimento	Características do concreto			Condições ambientais	
	Cimento	f_c	Adição mineral	CO ₂	RH
	k_c	k_{fc}	k_{ad}	k_{co2}	k_{UR}
CP I E CP V ARI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300
CP II F	21,68	1,50	0,24	18,00	1100
CP II E	22,48	1,50	0,32	15,50	1300
CP II Z	23,66	1,50	0,32	15,50	1300
CP III	30,50	1,70	0,32	15,50	1300
CP IV	33,27	1,70	0,32	15,50	1300

Tabela 12 – Coeficientes do modelo das condições de exposição da estrutura.

Condições de exposição da estrutura	Coeficiente (k_{ce})
Ambiente interno	1,30
Ambiente externo, protegido da água pluvial	1,00
Ambiente externo, exposto a água pluvial	0,65

11. AVALIAÇÃO DA CONTAMINAÇÃO DO CONCRETO COM CLORETOS E DAS ARMADURAS



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais



GERDAU
O futuro se molda

11. AVALIAÇÃO DA CONTAMINAÇÃO DO CONCRETO COM CLORETOS E DAS ARMADURAS

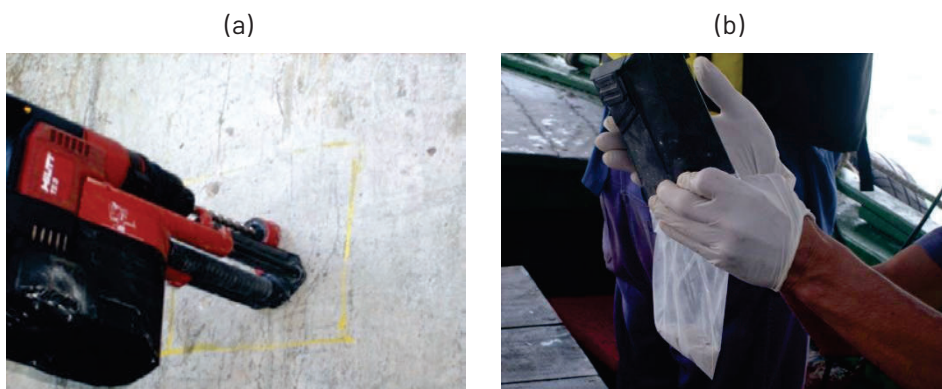
A determinação da concentração de cloretos no concreto é geralmente realizada em laboratório, a partir da extração do material pulverulento em profundidades preestabelecidas, seja a partir de testemunhos, seja diretamente de elementos da estrutura em análise. Do ponto de vista da corrosão, é crucial que a coleta inclua a região de inserção da armadura, podendo ser realizada junto ao estribo e à barra principal mais externa. Normalmente, as concentrações obtidas são expressas em relação à fração ligante, ou seja, à massa de cimento hidratado.

Coletas adicionais, em profundidades menores e subsequentes, são realizadas quando é importante traçar o perfil de concentração de cloretos. A norma SA HB84: 2018 especifica que os incrementos de profundidade devem incluir uma medição do cloreto na superfície, seguida por pelo menos dois outros incrementos de profundidade, conforme a espessura do revestimento da armadura. Por exemplo, para um revestimento de 40 mm, os incrementos típicos seriam 0-10 mm, 10-30 mm e 30-50 mm. A medição do cloreto na superfície (0-10 mm) fornece uma indicação da exposição do concreto ao cloreto, enquanto a medição nas profundidades maiores (30-50 mm) oferece o teor de cloreto a uma profundidade média de 40 mm, correspondente à profundidade da armadura.

Para cada profundidade estabelecida, a quantidade de material coletado deve totalizar no mínimo de 10 g – idealmente, 20 g. Segundo estudo de Moreira, Guimarães e Quarciva (2002), a utilização de cinco furos com broca de 12 mm é considerada minimamente suficiente para obter uma amostra representativa. A amostra coletada deve ser armazenada em um saco plástico livre de contaminação, selado hermeticamente e devidamente identificado.

A **Figura 40a** ilustra um exemplo de extração do material pulverulento em campo, utilizando uma furadeira tipo martetele com um acessório de coleta acoplado à broca de vídea. A **Figura 40b** mostra o armazenamento da amostra coletada em diferentes pontos da mesma profundidade.

Figura 40 – Extração de amostra em área demarcada da superfície do concreto com uso de uma furadeira com acessório de coleta junto à broca de vídea (a). Armazenamento do material pulverulento do concreto extraído em diferentes pontos para uma mesma profundidade em saco plástico (b).



Para a extração das amostras, pode-se delimitar uma área quadrada de cerca de 20 x 20 cm na superfície do concreto. Essa área deve ser lixada até que fique livre de materiais que possam contaminar as amostras durante a coleta. Em seguida, a superfície é limpa com um pano seco ou ligeiramente úmido e os pontos de coleta são marcados. Normalmente, as extrações sequenciais são realizadas em cada profundidade definida utilizando uma broca de vídea de 20 mm¹. Assim como é feito no ensaio de carbonatação, os locais de coleta são previamente escolhidos conforme resultados obtidos durante as inspeções.

No laboratório, o material pulverulento é submetido à análise química para determinar a concentração de cloretos. Basicamente, essa análise é realizada adicionando-se 100 mL de água quente deionizada a 5 g do pó da amostra, previamente moído até passar totalmente pela peneira ABNT nº 20 (0,84 mm). A solução é agitada por 10 min. e filtrada (com papel de filtração média) para balão volumétrico de 250 mL. Adiciona-se 1 mL de ácido nítrico (1:1) e completa-se o volume até o menisco com água deionizada em temperatura ambiente. A concentração de íons cloreto livre é determinada utilizando-se um titulador com eletrodo seletivo para íons cloreto. Esse procedimento é normalmente realizado em duplicata e, adicionalmente, uma amostra em branco é analisada para verificar possíveis contaminações².

Para o cálculo da fração do ligante em uma amostra de concreto, é necessário determinar a perda ao fogo e do resíduo insolúvel. O resíduo insolúvel, que representa a fração de agregado (areia e brita) da amostra, é obtido por meio do ataque ácido utilizado na determinação de cloretos e é medido por gravimetria. A perda ao fogo, que representa a fração de cimento da amostra, é determinada após a calcinação da amostra a 1000 °C por uma hora (MOREIRA; GUIMARÃES; QUARCIONI, 2002).

¹ Importante fazer a limpeza entre perfurações, inclusive da broca. Pode ser usado um soprador ou pincel para retirada do pó residual. Também é importante que a amostra não tenha contato com as mãos.

² As informações descritas e outras relativas à análise de concentração de cloretos foram obtidas em conversa com o pesquisador do IPT Valdecir A. Quarcioni do Laboratório de Materiais para Produtos de Construção – LMPC.

Em termos práticos, quando apenas o teor de cloretos por massa de amostra é obtido, é possível expressá-lo em relação ao teor de cimento, utilizando-se o conhecimento ou adotando valores presumidos do consumo de cimento e da densidade do concreto (CONCRETE SOCIETY, 2004). Como exemplo, pode-se considerar o valor de 14,58% de teor de cimento em massa para concreto com densidade de 2.400 kg/m^3 e um consumo de cimento de 350 kg/m^3 para uma estrutura em ambiente Classe III da ABNT NBR 6118:2023. Assim, o teor de cloretos em relação à massa de cimento pode ser calculado dividindo-se o valor determinado de cloretos na massa de concreto (%) por 0,1458.

Os resultados obtidos de cloretos nas amostras são geralmente comparados com valores de teores críticos disponíveis na literatura, como os estabelecidos pela ABNT NBR 12655:2022 e o ACI 222R:2019 (ver Capítulo 1). Embora o teor crítico de cloretos que leva à despassivação da armadura possa variar, o valor tradicionalmente adotado é de 0,4% de cloreto total em relação à massa de cimento (ANDRADE, 1992). O documento da Concrete Society (2004) apresenta duas perspectivas sobre esse valor crítico. A primeira sugere que há uma probabilidade de 50% de iniciação da corrosão quando o teor de cloretos atinge 0,4%, com essa probabilidade aumentando para 95% quando o teor chega a 1%. A segunda perspectiva indica que o risco de corrosão é baixo para teores inferiores a 0,4%, torna-se médio entre 0,4% e 1% e para teores superiores a 1%.

Ressalta-se que a investigação da corrosão deve levar em consideração a variabilidade natural no processo de penetração de solução salina no concreto, assim como na sistemática da coleta de amostras, preparação e análises químicas para determinação da concentração total e livre de íons cloreto (ANDRADE, 2005). Ressalta-se, ainda, que, embora não seja prática comum, pode-se também determinar em laboratório a citada razão entre os íons cloreto e os íons hidroxila.

Ainda é possível identificar e mensurar a profundidade do avanço da frente de cloretos livres através de medidas feitas com solução colorimétrica de $0,1 \text{ mol/L}$ de nitrato de prata (AgNO_3). Para isso, a solução é aspergida sobre uma camada recém-fraturada do concreto de cobrimento, semelhante ao método empregado no ensaio de carbonatação. Basicamente, o preparo de 100 mL dessa solução consiste na dissolução de $1,7 \text{ g}$ do sal de nitrato de prata, previamente seco por uma hora em estufa a 150°C , em 40 mL de água destilada em temperatura ambiente. Em um balão volumétrico de 100 mL , adiciona-se essa mistura e mais água destilada até o menisco e, finalmente, agita-se por inversão para homogeneização. Como a solução é sensível à luz, ela é acondicionada em frasco de vidro do tipo âmbar.

A aspersão da solução de nitrato de prata resulta na formação de um precipitado de cloreto de prata (AgCl) que apresenta uma coloração esbranquiçada na camada do concreto contaminada com cloretos livres. Na camada contendo cloretos combinados, forma-se um precipitado de óxido de prata, que tem uma coloração predominantemente marrom. Como a frente de contaminação é irregular, de

maneira semelhante à frente de carbonatação, pode-se utilizar o mesmo procedimento de medição. Em campo, essa medição complementa o exame visual da armadura exposta na área de fratura do concreto, bem como o mapeamento do potencial de corrosão na avaliação do estado eletroquímico.

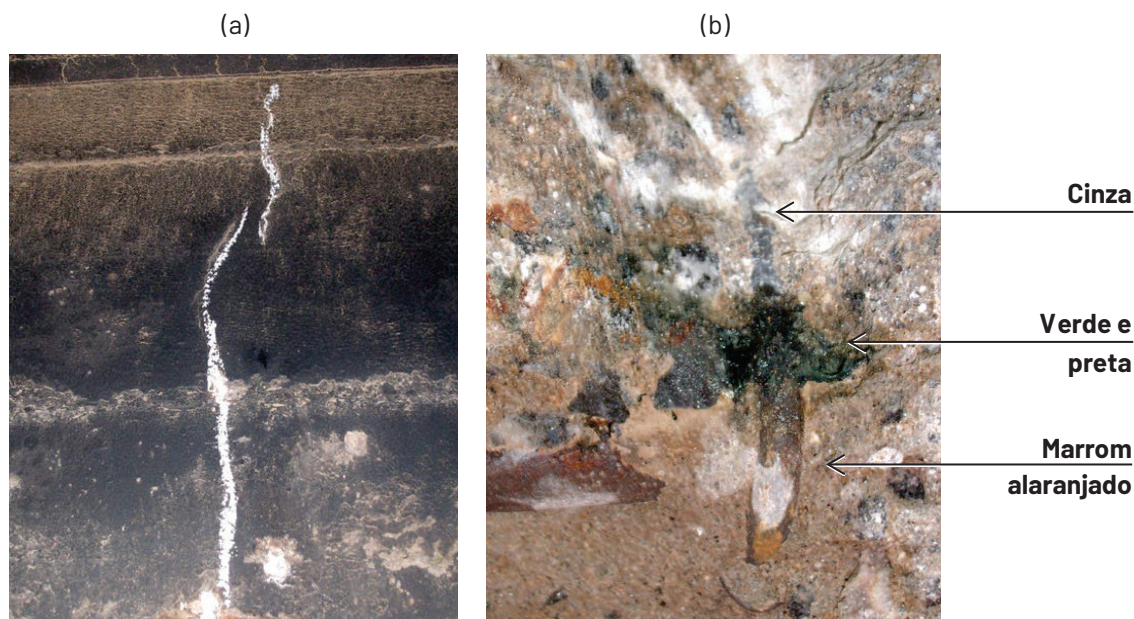
É importante notar que o ensaio com solução de nitrato é qualitativo, uma vez que não há consenso sobre o teor de cloretos livres necessário para o ponto de viragem de reação fotoquímica. No entanto, é um método eficaz para avaliar o avanço da frente de alta contaminação e sua aproximação à região de inserção da armadura, de forma análoga à avaliação da carbonatação com solução de fenolftaleína. Diferentes condições podem levar à imprecisão da determinação do teor de cloretos na camada esbranquiçada, especialmente a interferência da disponibilidade de OH^- na formação do óxido de prata de cor marrom, o que ocorre em concreto carbonatado. Nesse contexto, é importante realizar uma aspersão prévia de solução saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (realcalinizante).

Quanto à corrosão da armadura, a coloração dos produtos de corrosão da armadura (aço-carbono) em concreto contaminado com cloretos é usualmente a mesma que ocorre em concreto carbonatado, embora seja mais comum a presença da coloração esverdeada (precipitado gelatinoso verde). De acordo com Broomfield (2006), os produtos de cor verde, assim como os de cor preta, são perigosos, pois podem retardar a visualização de alterações na superfície do concreto. Dessa forma, a corrosão é identificada tardiamente nas inspeções visuais, quando já ocorreu uma maior perda de seção transversal de armadura.

Segundo Broomfield (2006), a corrosão na presença de cloretos tende a se generalizar ao longo do tempo, fazendo com que toda a superfície do aço assuma um aspecto semelhante ao observado na corrosão induzida pela carbonatação do concreto. Na prática, observa-se que, em ambientes com cloretos, a corrosão do aço-carbono é mais severa, caracterizando-se por cavidades localizadas de maior profundidade. Durante a limpeza da superfície do aço-carbono (decapagem em laboratório), observa-se claramente sua irregularidade, usualmente com áreas localizadas de formação de cavidades com dimensões e profundidade variáveis, que são os pontos preferenciais para a determinação da seção transversal residual (Capítulo 12).

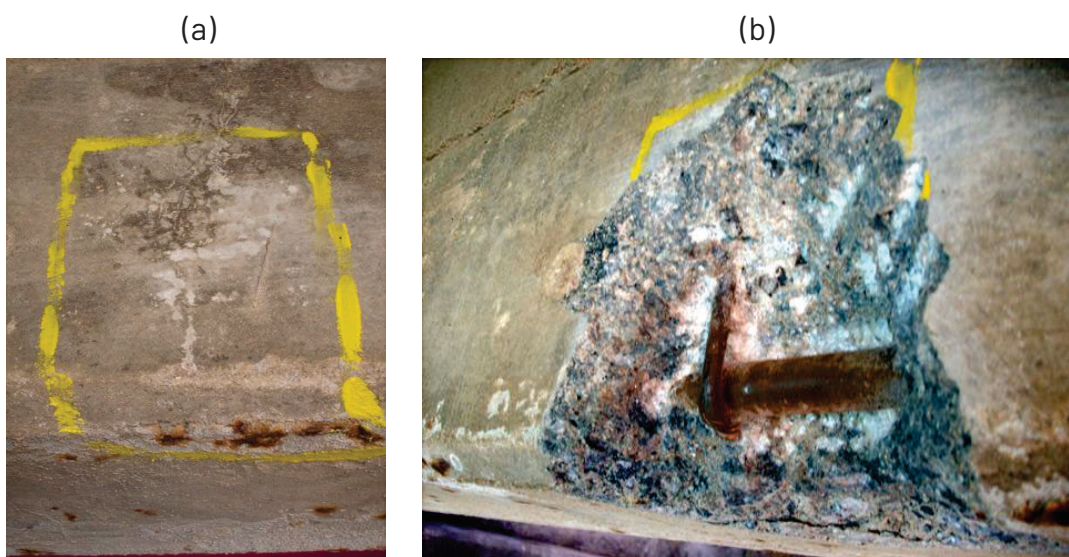
A **Figura 41a** (ARAUJO; PANOSSIAN, 2016) mostra a superfície de uma viga com uma fissura marcada com giz branco. Após a fratura do concreto na região inferior, a armadura foi exposta, conforme mostrado na **Figura 41b**. Verificou-se que a camada interna do concreto estava mais úmida do que a superficial. Além disso, um trecho da barra vertical encontrava-se em estado passivo (cor acinzentada), enquanto outro trecho apresentava sinais de corrosão, sugerindo a formação de uma macrocélula. Também foi notada a presença de produtos de corrosão com coloração preta, além de precipitado gelatinoso de coloração esverdeada.

Figura 41 – Fissuração na superfície de uma viga de concreto armado em ambiente marinho (a) e, no mesmo local, após fratura do concreto, visualização de barras corroídas, com presença de precipitado gelatinoso de coloração esverdeada, além de manchas de coloração marrom alaranjado. Um trecho apresentava coloração acinzentada, característica do estado passivo (b).



A **Figura 42a** (ARAUJO; PANOSSIAN, 2010) mostra uma área de concreto fissurado com eflorescência em uma viga de estrutura de concreto armado exposta ao ambiente marinho. O estado ativo da armadura foi identificado pela presença de produtos lixiviados para a face inferior da viga. Na **Figura 42b**, a armadura recém-exposta revela indícios de corrosão mais intensa na região da fissura, embora sem a formação de produtos volumosos. Apesar de não visível na figura, a profundidade da fissura alcançava a armadura, e o concreto ao seu redor estava consideravelmente umedecido, sugerindo a penetração de água contaminada.

Figura 42 – Fissuração e manchas na superfície de uma viga de concreto armado em ambiente marinho (a) e, no mesmo local, após fratura do concreto, visualização de armadura corroída (b).



A **Figura 43a** (ARAUJO; PANOSSIAN, 2010) mostra o processo de fratura do concreto em uma viga com fissura típica de corrosão, que é longitudinal e apresenta abertura variável. A exposição da armadura revelou que a fissura seguia o posicionamento de barra, que apresentava corrosão generalizada. A **Figura 43b** exhibe os produtos de corrosão com coloração marrom e marrom alaranjado nas adjacências da barra e, sobre ela, um precipitado gelatinoso de cor esverdeada. A aspersão de solução de fenolftaleína revelou que parte do concreto próximo à barra ainda mantinha um pH elevado (coloração rosada), sugerindo que a corrosão era causada pela exposição aos cloretos, o que foi confirmado por ensaios laboratoriais subsequentes nas amostras de material pulverulento. Outra parte do concreto não exibiu uma coloração rosada, indicando a redução do pH, provavelmente devido ao consumo de OH^- nas reações que geram os produtos de corrosão.

A **Figura 44** ilustra a formação de macrocélulas de corrosão em dois contextos distintos. A **Figura 44a** (ARAUJO et al., 2019) mostra uma barra extraída de um corpo de prova de concreto com reparo localizado, submetido à exposição a uma solução salina. A formação da macrocélula de corrosão é claramente visível. A **Figura 44b** apresenta um elemento de concreto armado com uma barra exposta à corrosão localizada. A imagem revela a corrosão em áreas específicas da barra, com a precipitação de produtos de corrosão no concreto adjacente, evidenciando a propagação dos produtos corrosivos para a matriz de concreto circundante.

Figura 43 – Etapa de fratura do concreto em viga com fissura de corrosão (a) e trecho exposto da barra após ensaio de carbonatação, que mostrou que parte do concreto próximo à barra mantinha um pH elevado. Observou-se também a presença de precipitação de material gelatinoso de coloração esverdeada e de produtos de corrosão marrom e alaranjado no concreto da região (b).

(a)



(b)

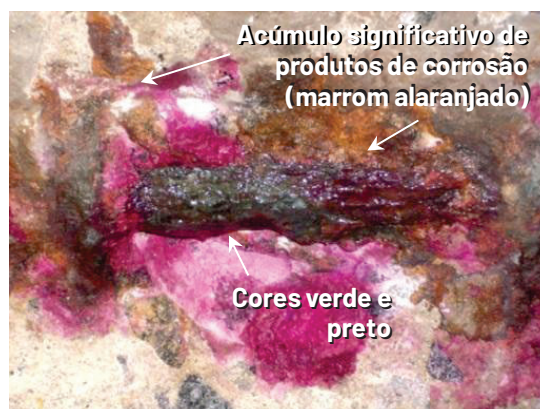
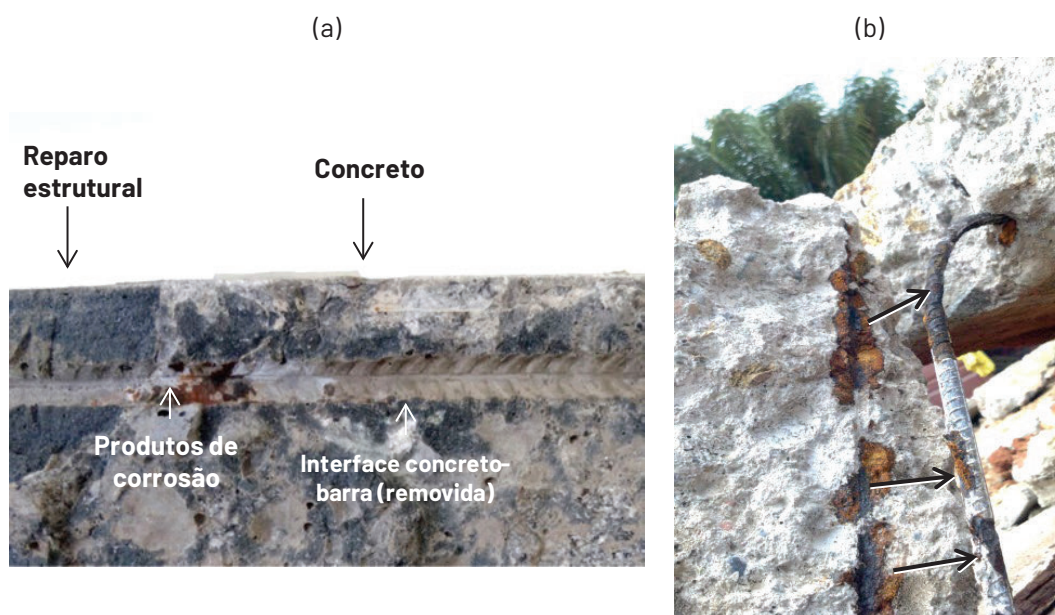


Figura 44 – Formação de macrocélula em corpo de prova de concreto com reparo localizado (a) e de elemento de estrutura com barra exposta (b). Observa-se o acúmulo de produtos de corrosão no concreto da área adjacente à do reparo (a) e em áreas localizadas de barra exposta com precipitação e lixiviação no concreto, enquanto outras áreas mantêm a coloração acinzentada (b).



Quando é importante quantificar a difusão de cloretos no concreto de cobrimento e estimar o término do período de iniciação da corrosão, modelos baseados na 2ª Lei de Fick são frequentemente utilizados. O software gratuito Life-365:2018, desenvolvido pelo American Concrete Institute (ACI), é uma ferramenta recomendada para essa finalidade. Ele foi projetado para estimar a vida útil das estruturas de concreto expostas ao ataque de cloretos, com foco na análise custo-benefício. A recomendação ACI 365.1R:2017 apresenta técnicas matemáticas orientadas à previsão da vida útil, as quais também podem ser adotadas.

Broomfield (2006) explica que o programa *Life-365* difere de outros por considerar a variação da difusão dos cloretos ao longo do tempo e o efeito da temperatura ambiental. Ele também leva em conta adições no cimento, que reduzem o coeficiente de difusão de cloretos ao diminuir a permeabilidade do concreto; adição de inibidor de corrosão, que aumenta o teor limite de cloretos para a despassivação da armadura; e a aplicação de sistemas de proteção superficial, que reduzem tanto a taxa de deposição de cloretos na superfície do concreto quanto sua penetração, ao diminuir o teor de umidade do concreto.

A predição do período de iniciação da corrosão pelo programa *Life-365* é baseada em um modelo dimensional e duas soluções de diferença finita dimensionais da 2ª Lei de Fick. As análises executadas pelo programa podem ser divididas em quatro passos, a saber:

- Predição do tempo para o início de corrosão (período de iniciação), determinando

quando a concentração de cloretos atingirá o nível crítico para iniciar a corrosão da armadura;

- Predição do tempo para primeiro reparo (período de propagação). O programa adiciona um tempo adicional ao de iniciação da corrosão para determinar quando o primeiro reparo deve ser realizado. Para a maioria dos casos, adiciona-se um período de 6 anos após o início da corrosão para o primeiro reparo. No caso de estruturas que utilizam barras revestidas, adiciona-se um período mais longo, de 20 anos;
- Determinação da data de reparo sequencial, considerando a efetividade da primeira intervenção na estrutura e que serão feitas manutenções periódicas;
- Estimativa dos custos do ciclo da vida útil, com base na análise da implementação de medidas de mitigação, como a aplicação de sistemas de proteção superficial ou o uso de inibidores de corrosão.

Dentre os parâmetros da previsão de vida útil, ressalta-se o coeficiente de difusão dos íons cloreto, que é determinado automaticamente pelo programa pela seguinte equação:

$$D(t) = D_{ref} \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m$$

Sendo:

D(t) - Coeficiente de difusão dos cloretos no tempo **t**;

D_{ref} - Coeficiente de difusão dos cloretos no tempo **t_{ref}** (= 28 dias), sendo definido pelos dados de entrada da composição do concreto e de temperatura;

M - Constante (= 0,2 + 0,4 (% cinza volante/50 + % escória/70)).

As seguintes condições de exposição aos cloretos podem ser definidas pelo usuário do programa:

- uso de teor superficial de cloretos definido pelo próprio programa, sendo este dependente do tipo, da exposição e da localidade da estrutura;
- adição de teores de cloretos no modo manual do programa;
- cálculo do teor superficial de cloretos e de **D_{ref}** baseado na ASTM C1556:2016.

A **Tabela 13** apresenta um exemplo de aplicação do programa *Life-365* para estimar o tempo de iniciação da corrosão. Observa-se a apresentação de parâmetros de projeto e de composição do concreto a serem inseridos no programa. A partir de ensaios de corrosão, em corpos de prova armados dos mesmos tipos de concreto³ apresentados nessa tabela, foi calculado coeficiente estimado de difusão (**D_{ap,c}**) com os resultados apresentados na **Tabela 14**. Aplicou-se a equação abaixo, que

³ Expostos a ciclos de molhagem e secagem conforme ASTM A955:2020c. Medidas eletroquímicas para determinar o momento da despassivação, seguidas da coleta de amostras para determinação do teor crítico de cloretos.

considera, além do transporte por difusão, a entrada de cloretos por absorção capilar e convecção, que ocorre principalmente nas camadas mais externas do cobrimento (FIB 34, 2006; BROOMFIELD, 2006).

$$C(x = a, t) = C_0 (C_{s, \Delta x} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{a - \Delta x}{2 \sqrt{D_{ap, C} \cdot t}} \right) \right]$$

Sendo:

C(x = a, t) - Teor de cloretos no concreto na profundidade **x** (superfície do concreto: **x** = 0) e no tempo **t**;

C₀ - Teor de cloretos inicialmente presente no concreto (**t** = 0);

C_{s, Δx} - Teor de cloretos na profundidade **Δx** e no tempo **t**;

x - Profundidade na qual se considera o teor de cloretos (**x** ≥ **Δx**);

a - Cobrimento do concreto⁴;

Δx - Profundidade da zona de convecção (camada superficial do concreto até onde o processo de difusão difere da 2ª Lei de Fick);

D_{ap, C} - Coeficiente de difusão aparente do concreto;

t - Tempo;

erf - Função de erro de Gauss.

Tabela 13 – Exemplo de parâmetros adotados e tempos estimados do término do período de iniciação da corrosão pelo programa *Life-365*.

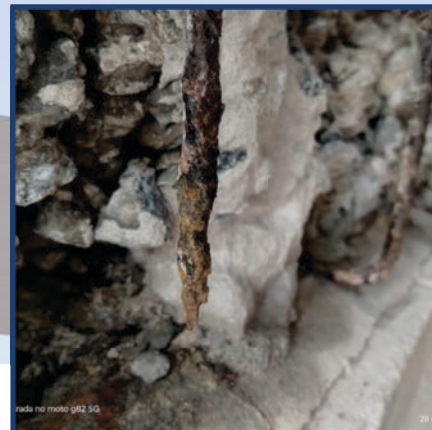
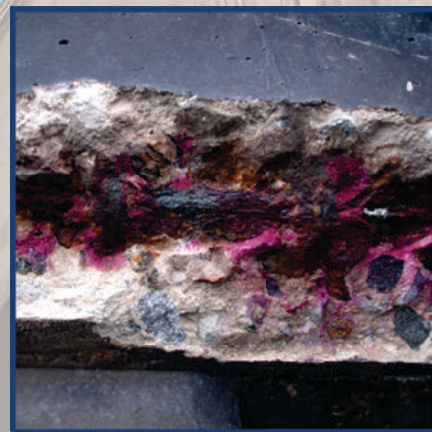
Tipo de concreto	Projeto						Composição do concreto				Coeficiente de difusão (cm²/s)	Iniciação da corrosão (anos)
	Arma-dura (%)	Viga (cm)	a	C _s (% conc.)	C(x=a,t)	Tempe-ratura	Relação a/m.a	Cinza volante (%)	Meta-caulim (%)	Inibidor de corrosão (L/m³)		
1	3	40 x 40 x 1000	5	0,6	0,05	Valor médio mensal nos últimos anos	0,45	36,83	-	-	1,05E-07	17
2							0,44		6,5	-	3,40E-08	51
3							0,38	11,61	8	-	1,89E-08	32
4							0,40		7	10	2,50E-08	45

⁴ O cobrimento nominal considerado pode corresponder ao decrescido do valor de tolerância de execução.

Tabela 14 – Exemplo de parâmetros e valores estimados de coeficiente de difusão de íons cloreto com base em resultados de ensaio de corrosão e na 2ª Lei de Fick.

Tipo de concreto	Corpo de prova	$C_{s,\Delta x}$ (% m.a.)	Δx (cm)	C_o (% m.a.)	$C_{(x=at)}$ (% m.a.)	a (cm)	t (d)	erf	z	Coeficiente de difusão - $D_{ap,C}$ (cm ² /s)
1	A	4,872	0,5	0,001	1,250	1,5	560	0,744	0,803	8,02E-09
		4,872			0,112	3,0		0,977	1,612	1,24E-08
	B	4,418			1,065	1,5		0,759	0,830	7,51E-09
		4,418			0,180	3,0		0,959	1,452	1,53E-08
2	A	5,440		0,002	1,330	1,5		0,756	0,824	7,61E-09
		5,440			0,239	3,0		0,956	1,430	1,58E-08
	B	5,170			1,240	1,5		0,760	0,832	7,46E-09
		5,170			0,146	3,0		0,972	1,559	1,33E-08
3	A	8,550		0,044	2,407	1,5	420	0,722	0,770	1,17E-08
		8,550			0,551	3,0		0,940	1,330	2,42E-08
	B	8,048			2,318	1,5		0,716	0,760	1,20E-08
		8,048			0,310	3,0		0,967	1,510	1,90E-08
		10,989			4,060	1,5		0,635	0,640	1,68E-08
		10,989			1,019	3,0		0,913	1,210	2,93E-08
		9,693			3,110	1,5		0,684	0,710	1,37E-08
		9,693			1,061	3		0,897	1,16	3,22E-08

12. AVALIAÇÃO DO DIÂMETRO RESIDUAL E DA PENETRAÇÃO DA CORROSÃO



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

*Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais*



GERDAU
O futuro se molda

12. AVALIAÇÃO DO DIÂMETRO RESIDUAL E DA PENETRAÇÃO DA CORROSÃO

A medição do diâmetro da armadura é realizada em regiões pré-selecionadas da estrutura, especialmente em locais com anomalias, como armaduras expostas e corroídas e concreto fissurado por corrosão. Ela também é feita em trechos de armadura recém-exposta nas regiões de fratura do concreto para a abertura de janelas para a realização de ensaios de campo (ver Capítulos 9 e 10). Com a sua determinação, é possível avaliar a perda de seção das barras de aço e sua influenciada capacidade estrutural, além de ser uma etapa importante no reconhecimento das armaduras principais e secundárias, especialmente quando há indisponibilidade de projetos.

É fundamental garantir a representatividade das medições. Medir apenas em poucos elementos pode resultar em uma alta probabilidade de erro, levando a estimativas não representativas¹. Como a perda de diâmetro não é homogênea (KOULOURIS; APOSTOLOPOULOS, 2021), várias medições são necessárias para avaliar a perda máxima e média. Idealmente, a medição deve abranger diferentes tipos de elementos, diferenciando estribos e barras principais corroídas, e deve considerar o menor diâmetro para cada caso, refletindo a situação mais crítica. As medições devem cobrir trechos com evidente redução do diâmetro ou superfície irregular, além de incluir zonas sãs (CONTECVET, 2001).

Para medir a armadura corroída, deve-se primeiro lixar a superfície do aço, removendo os produtos de corrosão e material cimentício aderido. Isso pode ser feito por lixamento manual vigoroso ou, no caso de produtos de corrosão fortemente aderidos, por lixamento mecânico, utilizando uma escova de cerdas metálicas. Após a limpeza, a armadura deve ser examinada para identificar as regiões a serem medidas. Para maior precisão, recomenda-se o uso de um paquímetro digital ou micrômetro de profundidade.

Embora a extração de amostras de barras corroídas em campo não seja prática comum, ela pode aumentar a precisão das medições e possibilitar a análise da morfologia do ataque. Para medir o diâmetro residual, é necessário realizar a decapagem do aço (ASTM G1:2017) e embutir as amostras em corpos de prova metalográficos (ASTM B487:2020).

A **Figura 45** (adaptada de LIFECON, 2003) ilustra a penetração da corrosão que diz respeito à taxa de remoção radial do metal (mm) para um determinado período (anos), tanto para corrosão generalizada - P_x , quanto para corrosão localizada - P_{pit} . A **Figura 46** (APOSTOLOPOULOS; DEMIS; PAPADAKIS, 2013) ilustra na prática a penetração da corrosão, abrangendo toda a extensão de barra, mas com formação de cavidades localizadas atribuídas ao agrupamento de pites e à intensificação do

¹ É possível desprezar nas medidas do diâmetro a tolerância aplicada pelo fabricante.

ataque. Nessas cavidades, ocorre a máxima redução de diâmetro da barra (seção transversal), sendo locais de maior valor de P_{pit} .

Figura 45 – Desenho esquemático de representação de penetração de corrosão generalizada (P_x) e localizada (P_{pit}) em barra de armadura.

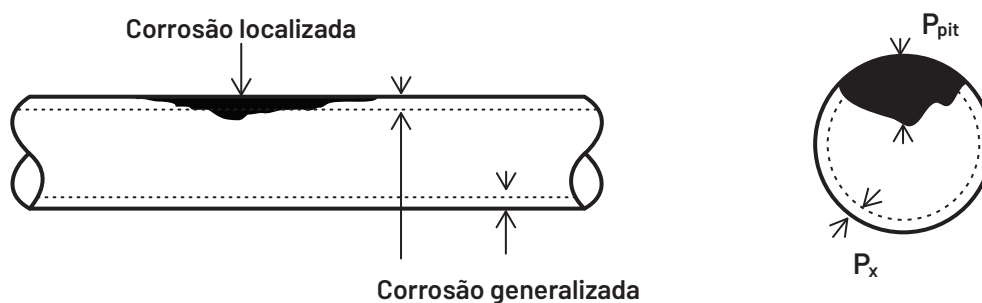


Figura 46 – Formação de cavidade de corrosão localizada (P_{pit}) pelo ataque de cloretos em barra de aço-carbono exposta diretamente à névoa salina (a) e inserida em concreto (b).



A equação a seguir apresenta a determinação da perda de diâmetro da armadura ($\Delta\emptyset_x$) que é a diferença entre o valor inicial de projeto, ou seja, o diâmetro nominal ($\emptyset_o$), e o valor residual ($\emptyset_r$) medido em campo após certo tempo de propagação da corrosão (t_p , anos) (LNEC E 465, 2007). Observa-se que é possível introduzir na equação tanto a penetração radial da corrosão - P_x , como α , que é o fator de concentração da corrosão (também chamado de fator de pite, sendo $\alpha = \frac{P_{pit}}{P_x}$).

Usualmente, adota-se α com o valor de 2 para corrosão generalizada induzida pela carbonatação e entre 3 e 10 para corrosão localizada por cloretos. O valor 3 é para a condição usual de pites já dispersos na superfície e o valor 10 é para ataque muito localizado e severo, sendo mais adotado para estimativas conservadoras de redução localizada da seção transversal (ANDRADE et al., 2004). A equação seguinte aplica-se quando se considera o raio da armadura (LNEC E 465, 2007).

$$\Delta\emptyset_x(mm) = \emptyset_o - \emptyset_r = P_x \cdot \alpha \quad \text{sendo: } P_x = 0,0116 \cdot I_{corr} \cdot t_p$$

$$r_o - r_r = P_x \cdot \frac{\alpha}{2}$$

P_x pode ser descrito:

$$P_x = r_o - r_r = \frac{K \cdot r_o}{100} \quad \text{sendo K em \%}$$

$$\frac{K \cdot r_o}{100} = 0,0116 \cdot I_{corr} \cdot t_p \cdot \frac{\alpha}{2}$$

Sendo:

$\emptyset_o$ - Diâmetro inicial da armadura, ou seja, diâmetro nominal equivalente da seção transversal típica da barra (mm);

r_o - Raio inicial da armadura (mm);

$\emptyset_r$ - Diâmetro residual da armadura corroída (mm), medido em campo após um determinado tempo de propagação da corrosão - t_p (anos);

r_r - Raio residual da armadura corroída (mm), medido em campo no tempo t_p ;

P_x - Penetração da corrosão (mm) que corresponde à perda média de material na superfície da armadura, equivalente à redução no raio, no tempo t_p ;

I_{corr} - Taxa de corrosão ($\mu A/cm^2$) generalizada, considerada constante ao longo do tempo de propagação, t_p ;

α - Fator de concentração da corrosão ou fator de pite;

0,0116 - Fator de conversão da taxa de corrosão de $\mu A/cm^2$ para mm/ano.

A equação abaixo é aplicada para estimar o tempo t_p , admitindo-se que a corrosão ocorre de modo generalizado ($\alpha = 2$) e que o valor de I_{corr} é constante ao longo do tempo (ANDRADE et al., 2004). Observa-se a inclusão de exemplos de equações para estimar t_p para 5%, 10% e 15% de perda de diâmetro.

$$\emptyset_r = \emptyset_o - P_x \cdot \alpha$$

$$\emptyset_r - \emptyset_o = 0,0116 \cdot i_{corr} \cdot t_p \cdot \alpha$$

$$t_p = \frac{\emptyset_o - \emptyset_r}{2 \cdot 0,0116 \cdot i_{corr}}$$

Considerando 5% de perda de diâmetro:

$$t_{p5\% \emptyset_o} = \frac{0,05 \cdot \emptyset_o}{2 \cdot 0,0116 \cdot i_{corr}} = \frac{2,155 \cdot \emptyset_o}{I_{corr}}$$

Considerando 10% de perda de diâmetro:

$$t_{p10\% \varnothing_o} = \frac{0.10 \cdot \varnothing_o}{2.0,0116 i_{corr}} = \frac{4,310 \cdot \varnothing_o}{I_{corr}}$$

Considerando 15% de perda de diâmetro:

$$t_{p15\% \varnothing_o} = \frac{0.15 \cdot \varnothing_o}{2.0,0116 i_{corr}} = \frac{6,466 \cdot \varnothing_o}{I_{corr}}$$

As **Tabelas 15 e 16** apresentam valores de referência para a corrente de corrosão (I_{corr}) em armaduras inseridas em concreto carbonatado e em concreto contaminado com cloretos, de acordo com as classes de agressividade ambiental definidas pela BS EN 206-1:2021 (ver **Tabelas 2 e 3**). Na prática, os valores de I_{corr} são importantes para avaliar a gravidade da corrosão, fornecendo uma métrica útil para calcular a perda de massa acumulada dos metais corroídos, o que é crucial para prever a evolução da corrosão ao longo do tempo.

Nesse contexto, os valores apresentados nessas tabelas são uma referência para estimar o tempo t_p , quando as medições em campo da taxa de corrosão não são realizadas (CONTECVET, 2001; LNEC E465:2007). Nota-se que os valores de tempo t_p devem ser interpretados com cautela, pois na prática os valores de I_{corr} não são fixos, variando em decorrência das condições ambientais e de degradação da estrutura.

Cabe ainda considerar que é possível aplicar modelos para estimar I_{corr} e, deste modo, a perda de diâmetro ao longo do tempo. Estudo recente de Ji et al. (2024) indicou que a previsibilidade de $I_{f \rightarrow AA}$ em ambientes naturais é aprimorada com a associação da tecnologia de *Transfer learning* à de *Machine Learning*. A pesquisa analisou um banco de dados abrangente, incluindo a porosidade do concreto, a composição do cimento, a razão logarítmica entre concentração de cloretos e íons hidróxidos, o potencial de corrosão e a resistividade elétrica. Dentre eles, a resistividade elétrica (ver Capítulo 8) se destacou como particularmente significativa para a previsão de I_{corr} . Conclui-se que a capacidade de previsão de modelos é melhorada por meio de ensaios laboratoriais de corrosão (tema do Capítulo 7).

Tabela 15 – Valores de referência de taxa de corrosão (I_{corr}) em concreto carbonatado para classes de agressividade ambiental da BS EN 206-1:2021.

Classe	Ambiente	CONVERTEC (2001)		LNEC E465 100(2007)	Nível de corrosão
		$I_{corr}(\mu A/cm^2)$		I_{corr} ($\mu A/cm^2$)	
		Concreto parcialmente carbonatado	Concreto totalmente carbonatado		
XC1	Seco ou permanentemente úmido	0,01	0,01	< 0,1	Desprezível
XC2	Muito úmido/ raramente seco	0,1 a 0,5	0,2 a 0,5	0,1 a 0,5	Baixo
XC3	Umidade moderada	0,05 a 0,1	0,1 a 0,2	< 0,1	Desprezível
XC4	Muito úmido/seco (ciclos)	0,01 a 0,2	0,2 a 0,5	0,1 a 0,5 / 0,5 a 1,0	Baixo / Moderado

Tabela 16 – Valores de referência de taxa de corrosão (I_{corr}) para concreto contaminado com teores críticos de cloretos para classes de agressividade ambiental da BS EN 206-1:2021.

Classe	Ambiente	CONVERTEC (2001)	LNEC E465 (2007)	Nível de corrosão
		$I_{corr}(\mu A/cm^2)$		
XS1	Umidade moderada	0,5 a 5,0 (névoa salina)	0,5 a 1,0	Moderado
XS2	Permanentemente úmido	0,1 a 1,0 (submersão)	< 0,1	Desprezível
XS3	Muito úmido/seco (ciclos)	1,0 a 10,0 (variação de maré)	< 0,1	Elevado

Calculando-se as áreas correspondentes ao diâmetro inicial (A_o) e ao diâmetro residual da armadura (A_r), pode-se determinar a porcentagem de perda de seção transversal (Ps):

$$Ps = 1 - \left(\frac{A_r}{A_o} \right)$$

$$\text{sendo: } A_o = \frac{\pi \cdot \emptyset_o^2}{4} \text{ e } A_r = \frac{\pi \cdot \emptyset_r^2}{4} \text{ ou } \frac{\pi \cdot \emptyset_o^2 \cdot (\% \text{residual})^2}{4} = A_o \cdot (\% \text{residual})^2$$

Na prática, geralmente se recomenda a suplementação de barras e estribos corroídos a partir de 10% a 15% de perda de diâmetro por corrosão, independentemente do tipo e da importância do elemento atingido e da zona em que ocorre. Basicamente, essa medida visa recompor o elemento de forma

semelhante ao do projeto, prevenindo potenciais riscos à segurança estrutural e o comprometimento da vida útil da estrutura. Nessas porcentagens, como já discutido, espera-se que o elemento afetado pela corrosão já apresente figuras de corrosão e áreas de início de deslocamento (concreto disgregado).

Andrade, Alonso e González (1990) classificam os níveis de degradação conforme perda de seção da armadura e presença de anomalias associadas. No Nível A, observam-se apenas manchas de corrosão e algumas fissuras na superfície. No Nível B, a perda de seção atinge cerca de 5%, acompanhada por fissuras longitudinais ao longo dos estribos e algumas áreas de concreto disgregado. No Nível C, agrava-se o quadro patológico, com perda de seção de cerca de 10%. No Nível D, a perda chega a em torno de 25%, podendo ocorrer deformação de elementos e a perda de aderência. O Nível F, o mais crítico, caracteriza-se por deformações e ruptura de estribos.

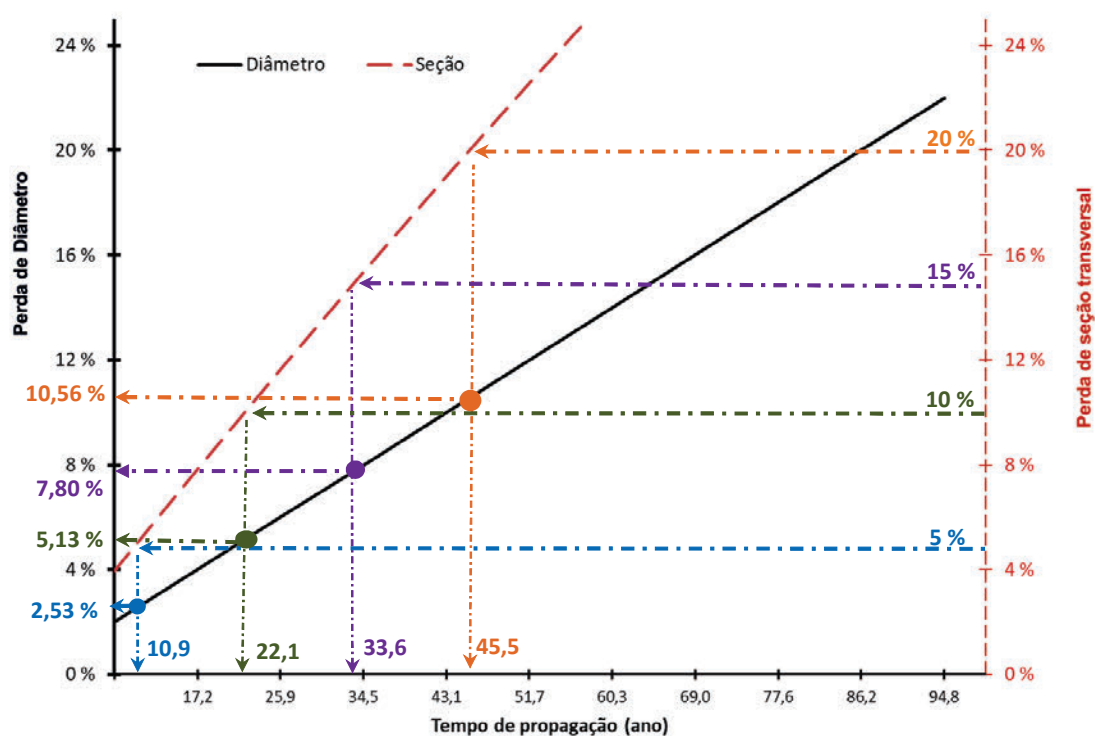
Como referência normativa nacional, cita-se a ABNT NBR 9452:2023. No Anexo E, no parâmetro estrutural (elemento principal), a Nota 3 é atribuída para armadura exposta e corroída com perda de até 20% da área total de uma barra ou quando compromete a estabilidade do elemento. Para perdas superiores a 20%, a Nota 2 é aplicada. Já a Nota 1 é destinada a casos de armaduras principais rompidas, indicando um estado crítico, com risco tangível de colapso estrutural. Vale ressaltar que a atribuição de notas por essa norma já foi mencionada no Capítulo 6.

Destaca-se também o Boletim técnico FIB 34:2006, que estima o limite de perda de seção de 5%, 15% e 25%, conforme classes de robustez e características do elemento estrutural. Some-se a isso a consideração de que a corrosão apresenta um comportamento não linear ao longo do tempo, sendo que barras com corrosão semelhante podem ter escoamento e tensões finais divergentes, mesmo em elementos de mesmas características, como mostrou estudo recente de Murakami et al. (2021) e é exposto por Koulouris e Apostolopoulos (2021).

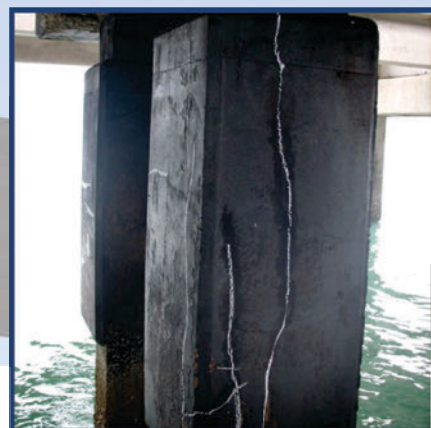
A **Tabela 17** apresenta um exemplo de determinação do tempo de propagação da corrosão (t_p) para diferentes porcentagens de perda de seção por corrosão generalizada, com I_{corr} médio anual de $5 \mu A/cm^2$. A **Figura 47** apresenta gráfico do tempo de propagação da corrosão (t_p) generalizada de barra de 10 mm, com I_{corr} médio anual de $1 \mu A/cm^2$, com indicação da perda gradual do diâmetro nominal (%) e correspondente perda da seção (%).

Figura 47 – Gráfico do tempo de propagação da corrosão (t_p) generalizada de barra de 10 mm, com taxa de corrosão (I_{corr}) de $1 \mu A/cm^2$, em relação à perda gradual do diâmetro nominal (%) e da seção transversal (%).

$\emptyset_o$ (mm)	A_o (mm ²)	PS (%)	A_r (mm ²)	$\emptyset_r$ (%)	Perda de diâmetro (%)	P_x (mm)	t_p (ano)
6,3	31,17	5	29,61	6,14	2,53%	0,080	1,4
6,3		10	28,06	5,98	5,13%	0,162	2,8
6,3		15	26,50	5,81	7,80%	0,246	4,2
6,3		20	24,94	5,63	10,56%	0,333	5,7
10	78,54	5	74,61	9,75	2,53%	0,127	2,2
10		10	70,69	9,49	5,13%	0,257	4,4
10		15	66,76	9,22	7,80%	0,390	6,7
10		20	63,62	8,94	10,56%	0,528	9,1
10		25	58,90	8,66	13,40%	0,670	11,6
12,5	122,72	5	116,58	12,18	2,53%	0,158	2,7
12,5		10	110,45	11,86	5,13%	0,321	5,5
12,5		15	104,31	11,52	7,80%	0,488	8,4
12,5		20	98,17	11,18	10,56%	0,660	11,4
20	314,16	5	298,45	19,49	2,53%	0,253	4,4
20		10	282,74	18,97	5,13%	0,513	8,8
20		15	267,04	18,44	7,80%	0,780	13,5
20		20	251,33	17,89	10,56%	1,056	18,2
20		25	235,62	17,32	13,40%	1,340	23,1



13. AVALIAÇÃO DAS FISSURAS DE CORROSÃO E CONSIDERAÇÕES QUANTO À ADERÊNCIA DA ARMADURA-CONCRETO



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

*Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais*



GERDAU
O futuro se molda

13. AVALIAÇÃO DAS FISSURAS DE CORROSÃO E CONSIDERAÇÕES QUANTO À ADERÊNCIA DA ARMADURA-CONCRETO

Basicamente, a fissura de corrosão pode ser classificada como uma fissura geométrica, uma vez que, geralmente, o seu desenvolvimento segue um padrão definido, alinhado à disposição das armaduras no concreto. Além disso, é considerada uma fissura ativa, devido ao aumento progressivo de sua abertura ao longo do tempo. Esse aumento está diretamente associado a fatores como a taxa de corrosão das armaduras, a natureza e o volume dos produtos de corrosão gerados, bem como às condições que favorecem a precipitação e a lixiviação desses produtos no concreto de cobrimento.

Como relatado em capítulos anteriores, o processo de corrosão nas armaduras resulta na formação e acúmulo de produtos volumosos que geram tensões internas no concreto. Essas tensões levam ao aparecimento de fissuras, aqui chamadas de fissuras de corrosão, seguidas de estufamento e deslocamento (disgregação) do concreto de cobrimento, expondo trecho de armadura corroída.

Para confirmar se fissuras aparentes na superfície do concreto são associadas à corrosão das armaduras, é comum um procedimento de investigação que pode incluir a remoção do concreto de cobrimento na região fissurada de uma ou mais fissuras pré-selecionadas, expondo a armadura subjacente. Caso o exame visual confirme a presença de corrosão, procede-se à limpeza da armadura para medição do diâmetro residual. O local dessa exposição é então utilizado como ponto de contato elétrico para a realização de ensaio de medição do potencial de corrosão do elemento afetado. Essa abordagem permite quantificar a extensão da corrosão e subsidiar decisões técnicas para intervenções corretivas.

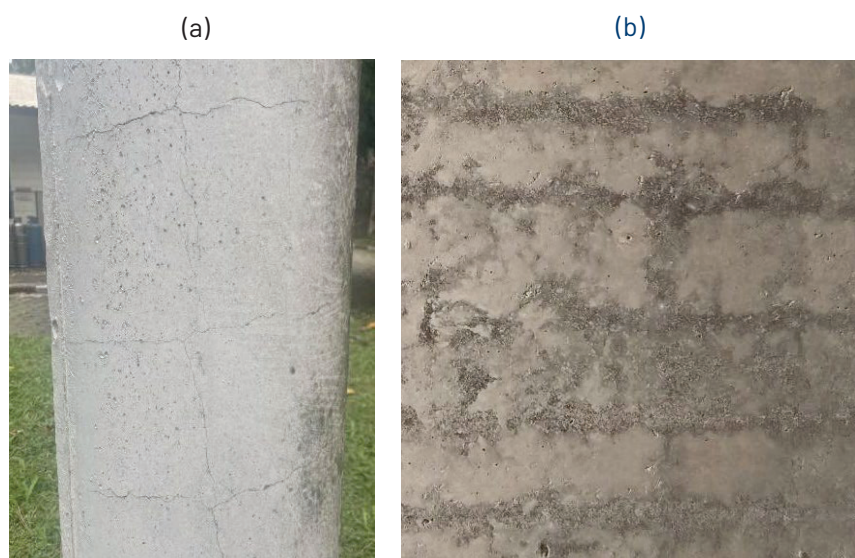
As fissuras de corrosão são consideradas críticas quando sua abertura ultrapassa 0,3 mm, conforme estabelecido por referências como LIFECON (2003) e CONTECVET (2001). Nessa faixa, o risco de deslocamento do concreto de cobrimento é considerado elevado, especialmente entre 0,3 mm e 1,0 mm. No entanto, é importante destacar que esse critério pode ser ajustado de acordo com as características específicas da estrutura e a avaliação técnica do profissional responsável pela inspeção.

Em casos em que as fissuras apresentam aberturas significativas e/ou já com sinais de estufamento, estas áreas podem ser classificadas como regiões de concreto disgregado, mesmo sem exposição visível da armadura. Essa classificação ressalta a necessidade de uma manutenção corretiva para minimizar riscos e garantir um bom desempenho da estrutura, especialmente para aquelas acometidas por corrosão induzida pelo ataque de cloretos. Como foi relatado anteriormente, no caso do concreto carbonatado (na ausência de cloretos), o início da fissuração resultante da corrosão das armaduras é geralmente tratado como um problema de manutenção, uma vez que a corrosão tende a ser generalizada e progride de forma

mais lenta e previsível. No entanto, essa abordagem nem sempre se aplica à corrosão induzida pelo ataque de cloretos, uma vez que esta tende a se manifestar de forma localizada, resultando em uma penetração de corrosão pontual maior (P_{pit}) em comparação com a corrosão generalizada (P_x) causada pela carbonatação. Diante disso, ao identificar fissuras de corrosão causadas pelo ataque de cloretos, é importante realizar uma investigação detalhada para avaliar a extensão do dano.

Em concreto carbonatado, na prática, é comum observar que as fissuras de corrosão mapeiam a disposição das armaduras, tornando-se visíveis na superfície muito antes que ocorra uma perda significativa da seção transversal. A **Figura 47** ilustra um exemplo prático, apresentando fissuras horizontais e verticais de corrosão, mapeando a armadura de um poste e de uma parede com concreto de cobrimento carbonatado.

Figura 47 – Detalhe de fissuras que mapeiam armadura de poste (a) e de parede (b), ambos de concreto armado.



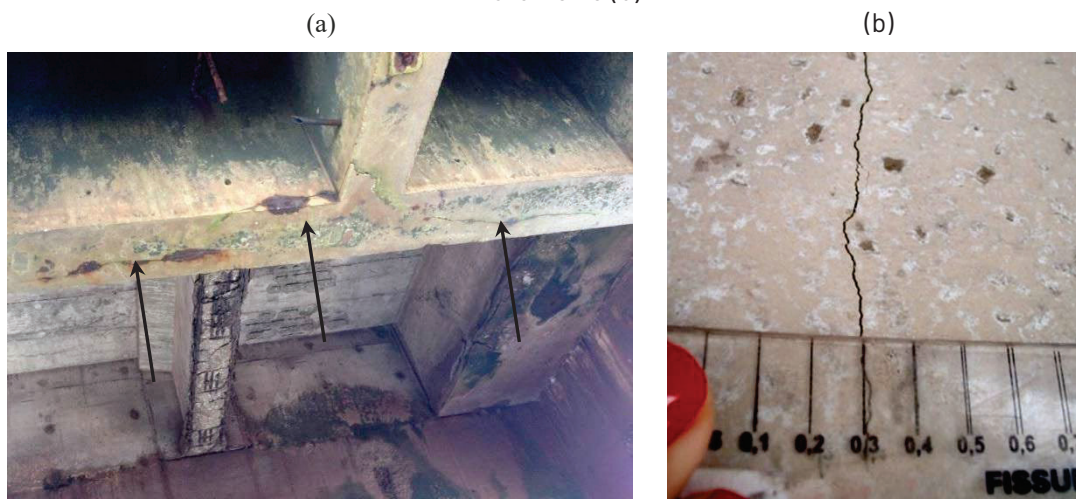
Na prática, também é comum se observar o surgimento de fissuras de corrosão longitudinais nas arestas dos elementos, conforme ilustrado na **Figura 48a**. Nesse caso específico, a alta umidade do concreto, contaminado com cloretos (em ambiente marinho), resultou também no aparecimento de manchas de produtos de corrosão lixiviados.

A **Figura 48b** mostra a medição direta da abertura da fissura, utilizando uma régua fissurômetro. Embora essa técnica seja útil, o ideal é utilizar dispositivos ópticos, como lupas de medição com uma escala projetada (SA HB84:2018). Essas medições são realizadas durante as inspeções para analisar e acompanhar a evolução da fissuração.

As fissuras longitudinais se desenvolvem paralelamente às barras principais da armadura, expondo uma área significativa delas a agentes agressivos e à umidade proveniente do ambiente externo. Como resultado, a área de corrosão tende a ser

muito mais extensa ao longo dessas fissuras em comparação com as fissuras perpendiculares ou diagonais à armadura, conhecidas como fissuras transversais ou de intersecção. Essas últimas limitam a corrosão a áreas menores, uma vez que o acesso aos agentes agressivos é mais restrito e indireto, dificultando a propagação do processo corrosivo (SA HB84:2018).

Figura 48 – Fissura longitudinal de corrosão e manchas de lixiviação de produtos de corrosão da armadura em viga (a). Medição direta da abertura da fissura com régua fissurômetro (b).



O surgimento de fissuras de corrosão na superfície do concreto de cobrimento (t_p , **Figura 14**) pode ser estimado através da determinação da penetração de corrosão (P_x , mm). A literatura consultada apresenta diferentes equações para essa determinação, destacando-se, dentre elas, a seguinte (LNEC E 465:2007):

$$P_x = \frac{1}{1000} (74,5 + 7,3 \cdot \frac{c}{\emptyset_o} - 17,4 \cdot f_{ct})$$

Observa-se que, na equação acima, adota-se a relação do diâmetro inicial da armadura ($\emptyset_o$, mm) com o cobrimento (c , mm) e com a resistência do concreto à tração por compressão diametral (f_{ct} , N/mm²) (ABNT NBR 7222:2011). Usualmente f_{ct} tem valor entre 2 a 2,5 para concreto sujeito a carbonatação e entre 3 a 4 para o sujeito à ação de cloretos (LNEC E 465:2007).

$$P_x = \frac{1}{1000} (74,5 + 7,3 \cdot \frac{c}{\emptyset_o} - 17,4 \cdot f_{ct})$$

Tem-se a opção de estimar diretamente o tempo t_p (anos) para o aparecimento da fissura de corrosão com a aplicação da equação abaixo (LNEC E 465:2007). Nessa, adota-se I_{corr} (μA/cm²) e o citado fator α e, ainda, k .

$$t_p = \frac{k \emptyset_o}{15 \cdot I_{corr} \cdot \alpha} \quad \text{Sendo: } k = \frac{0,2}{\emptyset_o} (74,5 + 7,3 \cdot \frac{c}{\emptyset_o} - 17,4 \cdot f_{ct})$$

Como exemplo de aplicação dessa equação, considerando a exposição a um ambiente úmido da classe **XC4 (Tabela 2)**, em elemento com estribos de 6,3 mm ($c = 30$ mm) e estimando-se uma taxa média anual constante de corrosão generalizada em $0,3 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (**Tabela 15**) e fator $\alpha = 2$ (corrosão generalizada por carbonatação) e $f_{cd} = 2 \text{ N}/\text{mm}^2$, o aparecimento de fissura de corrosão na superfície do concreto é calculado em 22 anos (P_x , estribo = $73 \mu\text{m}$). No caso de corrosão da barra principal com $\emptyset_o = 16$ mm e $c = 36,3$ mm, o tempo seria calculado em 16 anos (P_x , barra = $55 \mu\text{m}$). Deve-se ressaltar que o início da corrosão da barra ocorre posteriormente ao tempo decorrido para o início da corrosão do estribo. Para a Classe **XS1 (Tabela 3)**, alterando os cobrimentos ($c = 40$ e $46,3$ mm) com $i_{corr} = 0,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (**Tabela 16**), $\alpha = 3$ (corrosão localizada) e $f_{cd} = 3 \text{ N}/\text{mm}^2$, a fissuração seria calculada em 8 anos (P_x , estribo = $63 \mu\text{m}$) pela corrosão do estribo e em 5 anos (P_x , barra = $37 \mu\text{m}$) pela barra principal (ARAUJO, 2022).

Os estudos consultados sobre o tema têm diversas abordagens, com a aplicação de diferentes parâmetros para estimar o tempo de aparecimento de fissuras de corrosão e outros efeitos deletérios decorrentes da corrosão. O estudo de Nossoni e Harichandran (2014) revelou que tanto a diminuição da relação água/cimento (avaliada de 0,4 a 0,6) quanto o aumento da espessura do cobrimento elevam drasticamente o tempo de aparecimento das fissuras de corrosão. Trabalhos de Mak, Desnerck e Lees (2019) e Fischer e Ožbolt (2013) mostraram que a medição da abertura das fissuras de corrosão é potencialmente um indicador mais eficaz do que a penetração da corrosão generalizada (P_x) para caracterizar a redução de aderência entre a armadura e o concreto.

A observação de Geiker, Hendriks e Elsener (2021) é pertinente ao destacar que a aderência entre o concreto e as armaduras só tende a ter um impacto significativo em estágios mais avançados de corrosão quando comparada à perda da seção transversal das armaduras. Isso implica que as inspeções periódicas se concentrem com mais frequência em identificar a corrosão por meio de métodos mais diretos, como a exposição das armaduras em trechos fissurados para comprovar a origem delas e medições de potencial de corrosão.

O documento *Fib Model Code 2010:2013* destaca que a aderência entre armadura e concreto é impactada principalmente com o avanço da corrosão. Pequenas quantidades de corrosão, até o nível necessário para provocar fissuras longitudinais, não resultam em perda significativa de resistência entre ligações e, em alguns casos, podem até aumentá-la modestamente. No entanto, em níveis elevados de corrosão, a resistência residual da ligação passa a ser fortemente influenciada pelo grau de confinamento, proporcionado pelas armaduras secundárias e entre elementos. Além do grau de confinamento, existem outros fatores influenciadores, como a geometria e as dimensões dos elementos estruturais, a qualidade do concreto e o ambiente de exposição.

Para fins de avaliação do desempenho no estado-limite de serviço (ELS), é provável (Fib Model Code 2010:2013)¹ que:

- A influência da rigidez de ligação sobre os momentos fletores seja pequena em comparação com a perda de seção transversal de aço em decorrência da corrosão;
- A abertura das fissuras longitudinais induzidas pela corrosão provavelmente exceda a das fissuras por flexão no momento em que apresentam aumento visível de sua abertura. Isso sugere que a evolução da corrosão, com o aumento da abertura das fissuras de corrosão, tende a ser mais grave e visível nos elementos antes que estes apresentem mudanças significativas no comportamento estrutural;
- Nesse estágio de deterioração, o ELS será, em qualquer caso, o mais crítico. Isso sugere que, inicialmente, o avanço da corrosão afeta mais o parâmetro funcional e de durabilidade da estrutura.

Em consonância, Bertolini et al. (2013) destacam que, enquanto não surgirem fissuras de corrosão, a aderência armadura-concreto é pouco afetada. Yu, Yan e Li (2024) descrevem que a capacidade de carga é comprometida quando o vergalhão² sofre corrosão significativa, o que também impacta o comportamento em fadiga.

No estudo dos autores quando à fadiga de barras de aço (Ø 25 mm, grau II, HRB335³) corroídas, observou-se que a corrosão afeta mais a vida útil quando a amplitude de tensão aplicada é inferior a 220 MPa. Em barras com corrosão leve, as fissuras de fadiga geralmente se originam em áreas de cavidade de corrosão (pites) na superfície das barras, enquanto naquelas com corrosão severa as fissuras se originam em múltiplas cavidades.

A **Tabela 19**, extraída do *Fib Model Code 2010:2013*, correlaciona valores médios de P_x com faixas de abertura de fissura de corrosão em condições típicas de degradação das estruturas, assim como com a capacidade residual de aderência barra corroída-concreto (f_{bd} , *ultimate bond strength*). Esses dados devem ser utilizados como referência indicativa de uma possível perda de aderência, levando-se em conta as particularidades de cada projeto, as cargas aplicadas e o grau de degradação.

Vale ressaltar que a tabela não considera o estágio avançado de corrosão e que os dados foram estabelecidos com base em ensaios laboratoriais de corrosão, o que limita sua aplicabilidade a cenários mais realistas e complexos. O estudo conduzido

¹ Devido à limitação da experiência da autora em avaliação estrutural, foi consultado o pesquisador do IPT Ciro José R. V. Araujo da Seção de Obras Cíveis.

² Como explica Maurício S. Martins, da Gerdau, o termo vergalhão refere-se às barras nervuradas – ou fios de aço – laminadas a quente ou por processo a frio, utilizadas em obras de concreto armado.

³ As letras HRB representam laminado a quente (Hot rolled), nervurado (Ribbed), e barra (Bar), respectivamente.

por Koulouris e Apostolopoulos (2021) indicou que a **Tabela 18** pode ser aprimorada. Eles verificaram que o nível de ligações influencia tanto o processo de fissuração do concreto quanto a taxa e a magnitude da perda de aderência entre a armadura corroída e o concreto. Os autores sugerem a padronização futura dos ensaios laboratoriais para se obter dados mais precisos sobre os efeitos da corrosão, contribuindo para uma melhor compreensão e previsão da capacidade residual da aderência.

Tabela 18 – Relação da penetração da corrosão com a abertura da fissura e a capacidade residual de aderência barra corroída/concreto.

Penetração da corrosão (mm)	Abertura média de fissura de corrosão (mm)	Confinamento da barra corroída	Capacidade residual de aderência barra corroída/concreto (% de f_{bd} , ultimate bond strength)	
			Superfície nervurada	Superfície lisa
0,05	0,2 a 0,4	Com ligações	95 a 100	95 a 100
0,10	0,4 a 0,8		70 a 80	95 a 100
0,25	1,0 a 2,0		60 a 75	90-100
0,05	0,2 a 0,4	Sem ligações	50 a 70	70 a 90
0,10	0,4 a 0,8		40 a 50	50 a 60
0,25	1,0 a 0,2		25 a 40	30 a 40

14. ADENDO



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

*Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais*



GERDAU
O futuro se molda

14. ADENDO

Visando abrir novas discussões para trabalhos complementares ao presente Manual, seguem algumas considerações sobre temas importantes abordados e outros correlatos.

É fundamental salientar a importância da atuação de uma equipe multidisciplinar em atividades de inspeção e de manutenção das construções. Entre os diversos tipos de inspeções, destaca-se a realizada após a construção, com o objetivo de detectar precocemente possíveis falhas, adotar medidas corretivas imediatas e verificar a necessidade de sistemas de proteção de prevenção contra a corrosão.

As inspeções posteriores e as atividades pertinentes a cada construção devem ser estabelecidas seguindo um programa consistente, o que exige a atuação de profissionais capacitados e a consulta às normas relevantes, incluindo: ABNT 5674:2012, ABNT NBR 6118:2023, ABNT NBR 9062:2017, ABNT NBR 9452:2023, ABNT 14037:2014, ABNT NBR 14931:2023, ABNT NBR 15575-1:2021, ABNT NBR 15575-2:2013, ABNT NBR 16230:2013 e ABNT NBR 16747:2020.

É fundamental referenciar a importância dos aspectos relacionados à sustentabilidade no contexto das boas práticas de construção. Ao introduzir o tema boas práticas, vale mencionar o *Eurocode* (CEN EN 1990:2023), que enfatiza a abordagem à inspeção durante a etapa de construção. Essa inspeção visa reduzir erros humanos, verificar a conformidade com o projeto e a especificação, devendo-se assegurar:

- **Documentações:** as documentações necessárias devem estar disponíveis em todas as etapas do projeto. Manter a organização e a disponibilização de documentação apresenta desafios significativos, sendo essencial que esta documentação apresente especificações claras e completas. Destaca-se a documentação do projeto estrutural, que inclui desenhos, especificações e critérios de projeto. A conformidade dessa documentação deve ser avaliada por um profissional habilitado, independente e diferente do projetista, conforme descrito pela ABNT NBR 6118:2023. É importante mencionar que o mercado oferece diversos softwares de gestão de obra que auxiliam no acompanhamento e no controle da documentação e dos processos, contribuindo para a maior qualidade na construção e para a sustentabilidade;
- **Materiais e produtos de construção:** os materiais e os produtos utilizados devem ser os especificados. É fundamental acompanhar o pedido, verificar a recepção e garantir o armazenamento adequado, com as devidas identificações;
- **Qualificação do Pessoal:** o pessoal deve possuir as habilidades e o treinamento necessários para o trabalho. Isso inclui o planejamento das atividades e o acompanhamento para evitar repetições desnecessárias e complexidades, além

de otimizar as atividades de acordo com os requisitos exigidos, que incluem saúde, segurança no trabalho e proteção ambiental;

- **Execução e Inspeção:** a execução deve seguir a especificação definida e a inspeção deve estar devidamente documentada. Exemplos incluem a conferência das condições, o posicionamento e o nivelamento das fôrmas, as armaduras (conforme projeto) e os espaçadores (para garantir o cobrimento). Durante a concretagem, é importante verificar as características do concreto (conformidade com as especificações) e o arranjo das armaduras para a introdução do vibrador (conforme ABNT NBR 6118:2023). Na etapa de inspeção, devem-se verificar possíveis regiões de segregação do concreto após a remoção das fôrmas, bem como outros defeitos em elementos e componentes, implementando medidas corretivas precoces. A cura do concreto e a manutenção inicial das escoras indicadas no projeto também são aspectos cruciais.

Tópicos similares aos descritos acima estão na norma ISO 2394:2015, que trata do controle de qualidade. Esta norma discute, para esse controle, amostragens e ensaios de materiais e produtos, correções ou atualizações de premissas do projeto, além da certificação de conformidade do executado com a documentação da construção. A certificação também é abordada na etapa de monitoramento do desempenho, englobando a atuação de profissionais e operações (controle, planejamento e tratamento de riscos).

É crucial destacar os avanços significativos na tecnologia do concreto, produtos e sistemas construtivos, que têm sido acompanhados por uma crescente preocupação com o uso consciente dos recursos e a preservação do meio ambiente. No entanto, do ponto de vista econômico, o Brasil ainda enfrenta desafios históricos na incorporação de certas tecnologias nas construções em concreto armado, incluindo a especificação de concreto de qualidade e boas práticas de construção. Esses desafios ajudam a explicar, em parte, a limitação na adoção de métodos de prevenção e controle da corrosão, bem como sistemas de monitoramento contínuo.

Vale a pena ressaltar a importância da utilização de equipamentos de Ensaios Não Destrutivos (ENDs) para a documentação das características espaciais e materiais das obras, especialmente quando combinados com sensoriamento remoto e a metodologia BIM (*Building Information Modeling*) (PASCOAL JUNIOR et al., 2019; DEZEN-KEMPTER et al., 2015; PAVI, BORDIN; VERONEZ, 2014). A ABNT NBR 9452:2023 define o BIM como uma modelagem da informação da construção que integra tecnologias, processos e políticas ao longo do planejamento, da criação, da construção e da operação de um empreendimento. O uso de um modelo BIM em Obras de Arte Especiais permite visualizar as informações resultantes de cada inspeção e facilita a interpretação do estado da obra, em comparação com os formatos tradicionais como planos, relatórios, bases de dados e planilhas.

Quanto aos métodos de controle de corrosão, é importante ressaltar que a seleção nem sempre é uma tarefa fácil, pois cada método possui práticas corretas de aplicação e particularidades que devem ser previamente conhecidas, considerando o padrão de construção, a manutenção e as condições climáticas brasileiras. Isso sublinha a importância de se manter uma constância em pesquisas acadêmicas, publicações e debates sobre corrosão e outros temas relevantes para a durabilidade das estruturas. Eventos como o Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON) são exemplos de plataformas valiosas para a discussão e a atualização contínua sobre esses assuntos.

Conforme descrito por Panossian (1993), os métodos de controle da corrosão são diversos e dependem do tipo e das características da estrutura e dos equipamentos e do meio/local de instalação. De maneira geral, as alternativas se vinculam às quatro formas clássicas: interpor uma barreira entre o metal e o meio, substituir o material por outro mais resistente, modificar o meio de exposição e usar proteção catódica. Frequentemente, é comum se associar mais de um método de proteção e realizar atividades conjuntas de reparo, reforço ou substituição de elementos comprometidos pela corrosão. É evidente a necessidade de se associar a implantação dessas soluções a um programa consistente de manutenção.

Dentre os métodos de barreira, o revestimento superficial do concreto por meio de pintura decorativa é o mais disseminado no País, certamente devido à sua simplicidade de aplicação. Atualmente, existem diferentes produtos e sistemas de tratamento e de proteção superficial de alto desempenho, cuja seleção segue certos princípios. Em alguns casos, é necessário realizar ensaios laboratoriais ou testes preliminares de aplicação em campo. Como importantes fontes de consulta, citam-se as normas CEN EN 1504-2:2004 e CEN EN 1504-09:2008. Nesta última, destacam-se princípios de proteção como:

- **Preservação ou restauração da passividade:** manter ou recuperar o estado passivo do material essencial para proteger o metal contra a corrosão;
- **Controle na célula de corrosão:** afetar a área onde ocorre a oxidação (reação anódica) ou a redução do oxigênio (reação catódica), mitigando o processo corrosivo;
- **Proteção contra ingresso/controle da umidade no concreto:** limitar a entrada de umidade no concreto, mitigando o processo corrosivo.

No caso da proteção superficial das armaduras, destaca-se a galvanização, que conta com diversas plantas instaladas no País e uma norma vigente (ABNT NBR 16300:2016). Essa técnica de proteção tem sido aplicada em construções novas expostas a ambientes agressivos, sendo notável a mínima necessidade de alterações nos projetos executivos. Outra solução em ascensão é o uso de

armaduras de polímero reforçado com fibras (FRP), para a qual está em elaboração um projeto de norma e uma Recomendação Técnica IBRACON já disponível (CARDOSO et al., 2021). Essa solução envolve a substituição do material, o que também se aplica às armaduras de aços especiais. Destaca-se o crescente uso de aço ligado no exterior, com adições de elementos químicos que conferem maior resistência à corrosão em comparação com o aço-carbono. A adição do cromo (aço baixo carbono) é um exemplo amplamente utilizado (ASTM A1035:2020), proporcionando maior resistência à corrosão devido à formação de uma camada compacta e densa de óxidos, mesmo com um teor menor do que o presente na composição dos aços inoxidáveis.

Quanto às modificações do meio de inserção do metal, destaca-se o uso de inibidores de corrosão na mistura do concreto (para obras novas) ou por meio de impregnação da superfície (em obras existentes). Ambas as formas de aplicação têm ganhado relevância, com avanços nas formulações, incluindo a associação com ação repelente à água, formando uma barreira molecular protetora na superfície da armadura. É importante ressaltar que a efetividade e a durabilidade da proteção proporcionada pelos inibidores de corrosão dependem da concentração junto à superfície das armaduras. Recomenda-se a realização de ensaios laboratoriais e/ou o monitoramento em campo para assegurar a eficácia desses métodos. A profundidade de penetração de inibidores à base de aminoálcool pode ser avaliada por análise qualitativa de amostras de concreto pulverizado, utilizando-se solução colorimétrica de ninidrina para detectar aminas primárias (SIMÃO, 2023).

A proteção catódica é reconhecida como a técnica que pode garantir a proteção das estruturas de concreto contra a corrosão, sejam novas, sejam degradadas. No Brasil, anodos de sacrifício são tradicionalmente utilizados, com projetos de instalação e de monitoramento mais simples em comparação com os sistemas de corrente impressa. Essa proteção por corrente impressa é composta por uma fonte de corrente contínua controlável, um anodo inerte (geralmente inserido em frisos promovidos na superfície do concreto ou embutidos próximos à armadura) e um circuito de retorno da corrente. No sistema galvânico, o anodo é consumível (anodo de sacrifício), embutido junto à armadura, com terminais de conexão elétrica entre eles. O anodo mais usual em estruturas de concreto contém elemento de zinco, embutido em um material que deve manter o seu estado ativo.

O sistema por corrente impressa é amplamente aplicado em estruturas novas em ambiente marinho, embora também seja utilizado com sucesso em estruturas existentes, assim como sistema de reparo com anodo galvânico. Segundo a norma DIN EN 12696 (2012), em estruturas existentes já debilitadas pelo avanço da corrosão, a proteção catódica visa reduzir a taxa da corrosão. Sua aplicação em estruturas novas, como prevenção da corrosão, apresenta menor custo de instalação e tende a oferecer melhor desempenho.

Por fim, destaca-se a importância do monitoramento contínuo das estruturas, inclusive para avaliar o risco de corrosão das armaduras. Para obras novas, o monitoramento da corrosão consiste na verificação do estado eletroquímico da armadura e de alterações nas características do concreto de cobrimento, realizado por meio do embutimento de eletrodos de referência (incluindo pseudoreferência¹) e de diferentes sensores, como os galvânicos².

A experiência mostra que o uso de sistemas de monitoramento ainda é restrito no País, relacionado ao desconhecimento das técnicas disponíveis e à limitação de sistemas com custos viáveis para uma implementação adequada. Isso inclui a carência de tecnologia nacional com comprovada efetividade e referências práticas, abrangendo dispositivos de aquisição (manual ou automática) e de transferência de dados (sistema *wireless*). Por meio do monitoramento, é possível compatibilizar diferentes parâmetros, integrando modelos matemáticos de previsão do ciclo de vida útil de estruturas. Isso auxilia na análise do estado, no planejamento de inspeções e na avaliação de diferentes cenários, como mudanças no sistema de proteção e tratamento superficial do concreto e na execução de reparos localizados com adição de inibidores de corrosão.

¹ Eletrodo que não mantém um potencial eletroquímico estável, mas cuja variação é previsível em condições conhecidas. Como exemplo de eletrodos de permanente embutimento no concreto, cita-se o uso de barra de aço inoxidável ou de titânio revestido com uma mistura de óxidos resistentes à corrosão (MMO)(ARAUJO et al., 2013b).

² Monitora a corrente galvânica que se estabelece quando, em um mesmo meio condutivo, se faz o contato elétrico entre dois metais distintos ou entre dois metais similares, porém em estados distintos decorrente das alterações do meio junto a um deles (ARAUJO et al., 2013b).

15. CONSIDERAÇÕES FINAIS



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

*Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais*

15. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A preservação da integridade das estruturas de concreto frente à agressividade ambiental é um campo de estudo de grande relevância tecnológica, amplamente explorado na literatura técnico-científica. Um dos principais focos de interesse é a degradação resultante da corrosão das armaduras, um processo espontâneo e complexo que se manifesta de diversas maneiras, dependendo de fatores como o tipo de metal, as condições de exposição e a interação metal-meio.

No Manual Gerdau, foram detalhados os mecanismos de corrosão mais relevantes para o concreto armado. Foram explorados os principais agentes corrosivos e a influência do meio ambiente, além de abordados os princípios fundamentais de inspeção e diagnóstico. O Manual também inclui um conjunto de técnicas para investigações em campo e outras aplicáveis à pesquisa laboratorial.

Todos os temas foram desenvolvidos com base na importância de se compreender os fenômenos e as patologias relacionadas à degradação das estruturas e suas implicações no desempenho ao longo da vida útil. Além disso, considerou-se essencial conhecer os procedimentos de ensaio fundamentais para a avaliação da corrosão, bem como outros ensaios correlacionados e aplicáveis à avaliação de métodos de controle da corrosão e de composições do concreto. Para isso, foram consultadas normas, recomendações técnicas e estudos acadêmicos relevantes, complementados pela perspectiva da autora e sua experiência profissional, o que enriqueceu o Manual com exemplos práticos.

Assim, cumpriu-se o objetivo proposto pela Gerdau Brasil de disponibilizar informações abrangentes sobre corrosão e técnicas de investigação. O material foi estruturado para atender às necessidades específicas de estudantes, pesquisadores, engenheiros, arquitetos e técnicos que enfrentam os desafios inerentes às pesquisas, ao emprego de materiais e produtos, bem como à avaliação de estruturas de concreto armado em diversas condições ambientais e estados de conservação.

16. AGRADECIMENTOS



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

*Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais*



GERDAU
O futuro se molda

16. AGRADECIMENTOS

Agradeço imensamente à Gerdau Brasil, em especial a Maurício Silveira Martins e a Barbara Marta A. Oda, pela oportunidade de assumir o desafio de elaborar o presente Manual Gerdau. Este trabalho é fruto de uma ampla pesquisa bibliográfica e da experiência profissional adquirida no Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e em outras empresas, com destaque para a Falcão Bauer e a Fosroc Brasil.

Minha profunda gratidão ao IPT, um dos maiores institutos de pesquisas do Brasil, vinculado à Secretaria de Desenvolvimento Econômico, Ciência, Tecnologia e Inovação do Estado de São Paulo. Em particular, ao Laboratório de Corrosão e Proteção (LCP), onde a Dra. Zehbour Panossian teve uma enorme influência no meu desenvolvimento profissional. Agradeço por suas aulas, pela elaboração conjunta de relatórios técnicos e artigos, pela orientação no meu mestrado e pela oportunidade de atuação no *Federal Institute for Materials Research and Testing* – BAM.

Também agradeço ao gerente do LCP, Neusvaldo L. de Almeida, e às secretárias Telma S. Araujo e Tatiana D. de C. Kuaye, além do pessoal da biblioteca, especialmente Ana Lucia P. de Souza, Edmar R. Tanaka e Maria Solange O. P. Fierro. Destaco a valiosa contribuição de muitos colegas do IPT, em especial: José L. S. Ribeiro, Thales G. Rosa, Marcos V. da Silva Braga, Márcio B. de Almeida, David R. N. Filho, Juliana L. Cardoso, Carlos A. da Silva, Rafael F. C. dos Santos, Lucas C. do Nascimento, Valdecir A. Quarcioni, Kleber J. de Oliveira, Claudio V. Mitidieri Filho, Ércio Thomas, Sidney O. Pagotto Júnior, Emerson S. Pereira, Gislaine M. Bragagnolo, Sérgio S. de Lima, Renata A. Brunelli, Fabiano R. dos Santos e Caio M. Neves.

Minha gratidão à Falcão Bauer pela oportunidade de atuar no consórcio de inspeção das estruturas do Metrô de São Paulo, liderado pela Maubertec Engenharia e Projetos em 1998, que foi um marco da minha capacitação em patologia das construções. Agradeço especialmente a Alexandre de A. Beltrame (atualmente Beltrame Engenharia) pelos ensinamentos valiosos sobre patologias do concreto e a Agilulpho C. Dias Neto pela oportunidade de participar em outros trabalhos de inspeção.

Por fim, agradeço à Fosroc Brasil pelos conhecimentos adquiridos sobre corrosão e as técnicas e produtos de reabilitação, tratamento e proteção superficial de estruturas de concreto, parte dos quais são referenciados no presente Manual. Agradeço a vivência com Eusténio Montesantes e Juliana L. Giuranno, o suporte técnico na elaboração de procedimentos e propostas técnicas por parte de Paulo Sérgio de Oliveira, José Eduardo Granato e Cláudio Ourives e ainda, Jeremy Rowon pelos valiosos conhecimentos técnicos adquiridos em visitas a unidades da Fosroc no estrangeiro.

17. REFERÊNCIAS



CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

*Fundamentação teórica e procedimentos de ensaios
e análises aplicáveis em campo e em estudos laboratoriais*



GERDAU
O futuro se molda

17. REFERÊNCIAS

ALEXANDER, M. G. Service life design and modelling of concrete structures: background, developments, and implementation. **Revista ALCONPAT**. v.8, p. 224-245, 2018.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP 119**: standard method of test for electrical resistivity of a concrete cylinder tested in a uniaxial resistance test. Washington, 2021. 15 p.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 358**: standard method of test for surface resistivity indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration. Washington, 2019. 10 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 201.1R**: guide for conducting a visual inspection of concrete in service. Detroit, 2008. 19 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 201.2R**: guide to durable concrete. Detroit, 2016. 53 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 222R**: protection of metals in concrete against corrosion. Detroit, 2019. 60 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 222.3R**: guide to design and construction: practices to mitigate corrosion of reinforcement in concrete structures. Detroit, 2011. 32 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 228.2R**: report on nondestructive test Methods for evaluation of concrete in structures. Detroit, 2013. 86 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 364.1R**: guide for evaluation of concrete structures before rehabilitation. Detroit, 2019. 20 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 365.1R**: service life prediction. Detroit, 2017. 60 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI life-365**: service life prediction model™ for reinforced concrete exposed to chlorides. Detroit, 2018. (Version 2.2.3).

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM A955**: standard specification for deformed and plain stainless-steel bars for concrete reinforcement. Philadelphia, 2020c. 14 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM A1035**: standard specification for deformed and plain, low-carbon, chromium, steel bars for concrete reinforcement. Philadelphia, 2020. 7 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING & MATERIALS. **ASTM B487**: standard test method for measurement of metal and oxide coating thickness by microscopical examination of cross section. Philadelphia, 2023. 32 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C114**: standard test methods for chemical analysis of hydraulic cement. Philadelphia, 2021. 3 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C642**: standard test method for density, absorption, and voids in hardened concrete. Philadelphia, 2021. 3 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C856**: Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete. Philadelphia, 2018a. 15 p

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C876**: standard corrosion potentials of uncoated steel in concrete. Philadelphia, 2022b. 8 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C1218**: standard test method for water-soluble chloride in mortar and concrete. Philadelphia, 2020. 3 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C1556**: standard test method for determining the apparent chloride diffusion coefficient of cementitious mixtures by bulk diffusion. Philadelphia, 2016. 7 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C1582**: standard specification for mixtures to inhibit chloride-induced corrosion of reinforcing steel in concrete. Philadelphia, 2017. 10 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C1760**: standard test method for bulk electrical conductivity of hardened concrete. Philadelphia, 2021. 4 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E632**: standard practice for developing accelerated tests to aid prediction of the service life of building components and materials. Philadelphia, 2005. 8 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E794**: Standard test method for melting and crystallization temperatures by thermal analysis. Philadelphia, 2018. 4 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM G1**: standard practice for preparing, cleaning, and evaluating corrosion test specimens. Philadelphia, 2020. 9 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM G3**: standard practice for conventions applicable to electrochemical measurements in corrosion testing. Philadelphia, 2019. 9 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM G5**: standard reference test method for making potentiostatic and potentiodynamic anodic polarization measurements. Philadelphia, 2021. 13 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM G59**: Standard Test Method for Conducting Potentiodynamic Polarization Resistance Measurements. Philadelphia, 2020. 3 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM G102**: standard practice for calculation of corrosion rates and related information from electrochemical measurements. Philadelphia, 2023. 7 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM G109**: standard test method for determining effects of chemical admixtures on corrosion of embedded steel reinforcement in concrete exposed to chloride environments. Philadelphia, 2021. 6 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM G180**: standard test method for corrosion inhibiting admixtures for steel in concrete by polarization resistance in cementitious slurries. Philadelphia, 2021. 6 p.

ANDRADE, C. Design and evaluation of service life through concrete electrical resistivity. **Revista ALCONPAT**. v. 8, p. 264-278, 2018.

ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Trad. e adaptação de CARMONA, A e HELENE, H. PINI, 1992. 104 p.

ANDRADE, C. et al. Report of RILEM TC 154-EMC: Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion; recommendations test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method. **Materials and Structures**. v. 37, p. 623-643, 2004.

ANDRADE, C.; ALONSO, M. C.; GONZÁLEZ, J. A. An initial effort to use the corrosion rate measurements for estimating rebars durability. In: BERKE, N. S.; CHAKER, V. WHITING, D. (eds.). **Corrosion rates of steel in concrete**. Philadelphia, 1990. (ASTM STP 1065).

ANDRADE, C.; SARRÍA, J.; ALONSO, C. Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering. **Cement and Concrete Research**. v. 29, p. 1249-1259, 1999.

ANDRADE, J. J. O. Critérios probabilísticos para a previsão da vida útil das estruturas de concreto armado. **Engenharia Civil**. 22, p.35-47, 2005.

ANGST, U. M. et al. Corrosion of steel in carbonated concrete: Mechanisms, practical experience, and research priorities – A critical review by RILEM TC 281-CCC. **RILEM Technical Letters**. v. 5. 2020.p. 85-100. 2020.

ANGST, U. M. et al. The effect of the steel-concrete interface on chloride-induced corrosion initiation in concrete: a critical review by RILEM TC 262-SCI. **Materials and Structures**. v. 52, p. 50-143, 2019.

ANGST, U. M. et al. The steel-concrete interface. **Materials and Structures**. v. 50, p. 50-143, 2017a.

ANGST, U. M. et al. Experimental Protocol to Determine the Chloride Threshold Value for Corrosion in Samples Taken from Reinforced Concrete Structures. **Journal of Visualized Experiments**. v. 126. e56229. 11 p. 2017b.

ANGST, U. M. et al. Chloride induced reinforcement corrosion: electrochemical monitoring of initiation stage and chloride threshold values. **Corrosion Science**. v. 53, p. 1451-1464, 2011.

ANGST, U. M.; Elsener, B. The size effect in corrosion influences the predicted life span of concrete infrastructures. **Science Advances**. v.3, e1700751. 9 p. 2017.

APOSTOLOPOULOS, C. A., DEMIS, S., PAPADAKIS, V. G. Chloride-induced corrosion of steel reinforcement: mechanical performance and pit depth analysis. **Construction and Building Materials**. v. 38, p. 139-146, 2013.

ARAUJO, A. Métodos para avaliação da corrosão e de técnicas de proteção de estruturas de concreto armado: ensaios de campo e laboratoriais. In: SIMPÓSIO SOBRE DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO, 4., IBRACON 2022, Brasília. **Palestra...** Disponível em: <<https://escriba.ipt.br/pdf/178019.pdf>>. Acessado jan. 2023.

ARAUJO, A. **Estudo para o estabelecimento de metodologia de seleção de vernizes na proteção ao concreto armado contra a penetração de agentes agressivos**. Dissertação (Mestrado). Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. IPT. São Paulo, 2004. 391 p.

ARAUJO, A. et al. Inspeção de estrutura de aço. **Revista da Estrutura de Aço – REA**. v. 13. p. 168-177. 2024.

ARAUJO, A. et al. Inspection of the apparent concrete façades of Vilanova Artigas, a modern Brazilian heritage building with 50 years of service life. In: INTERNATIONAL CORROSION CONGRESS & 8th INTERNATIONAL CORROSION MEETING, 21. ICC Congress, 2021, São Paulo. **Anais...** 10 p.

ARAUJO, A. et al. Avaliação laboratorial de tecnologias de reparo na reabilitação de estruturas de concreto armado. In: CONFERÊNCIA SOBRE TECNOLOGIA DE EQUIPAMNETOS, 16, COTEQ, 2019, Rio de Janeiro. 2019. **Anais...** 10 p

ARAUJO, A. et al. **Avaliação do estado passivo e ativo de corrosão do aço-carbono em concretos produzidos com CP IV 32 RS, metacaulim e inibidor de corrosão**. IPT: São Paulo: IPT, 2018a, 133 p. (IPT Relatório Técnico, 154311-205). Disponível em: <<https://sistemas.furg.br/sistemas/sab/arquivos/bdtd/f11b01a530654656e1b32635bf85f3e9.pdf>>. Acessado em fev. 2023.

ARAUJO, A. et al. Graute condutivo para sistema de proteção catódica de fundo de tanque de armazenamento atmosférico. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 60, 2018b, IBRACON: Foz de Iguaçu. **Anais...** 21 p.

ARAUJO, A. et al. Corrosão do aço-carbono em concreto armado. In: CONFERÊNCIA SOBRE TECNOLOGIA DE EQUIPAMNETOS, 14. COTEQ, 2017, Salvador. **Anais...** 25 p.

ARAUJO, A. et al. Definição e preparação de corpos de prova de concreto armado destinados a ensaios acelerados de corrosão de armaduras. **Revista IPT: Tecnologia e Inovação**. v.1, p. 41-62, 2016.

ARAUJO, A. et al. Comportamento de armadura em concreto poroso: estudo de caso. **Téchne**. v.212, p. 44-48, 2014a.

ARAUJO, A. et al. Resistividade elétrica do concreto na avaliação do estado de conservação de estruturas atmosféricas. In: ENCONTRO LUSO-BRASILEIRO DE DEGRADAÇÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO. DEGRADA, 2014b, Salvador... **Anais...** 14 p.

ARAUJO, A. et al. Monitoramento da corrosão em estruturas de concreto: sensor de umidade, de taxa de corrosão e de fibra óptica. **Téchne**. v.195, p. 62-65, 2013a.

ARAUJO, A. et al. Monitoramento da corrosão em estruturas de concreto: sensor galvânico. **Téchne**. v. 194, p. 62-66, 2013b.

ARAUJO, A. et al. Avaliação da durabilidade de estruturas de concreto em ambiente marinho tropical. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 52. IBRACON, 2010, Fortaleza. **Anais....** 19 p.

ARAUJO, A.; OLIVEIRA, C. A.; SIMÃO, T. R. S. Current condition of the exposed concrete façades reinforcement of the Villanova Artigas building: modern architectural heritage. **Revista IBRACON Estruturas Metálicas**. RIEM. v. 14, 14 p. 2021.

ARAUJO, A.; PANOSSIAN, Z. Comportamento eletroquímico do aço-carbono em concreto: passivação e corrosão **Téchne**. v. 236, p. 46-51, 2016.

ARAUJO, A.; PANOSSIAN, Z. Inspeção rotineira de estruturas de concreto armado expostas a atmosferas agressivas. **Téchne**. v.194, p.58 - 64, 2011.

ARAUJO, A.; PANOSSIAN, Z. Durabilidade de estruturas de concreto em ambiente marinho: estudo de caso. CONGRESSO BRASILEIRO DE CORROSÃO, 30. ABRACO, 2010, Fortaleza. **Anais...** 25 p.

ARAUJO, A.; PANOSSIAN, Z.; LOURENCO, Z. Cathodic protection for concrete structures. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. v.6, p. 178-193, 2013.

ARAUJO, A.; PANOSSIAN, Z.; ROSA, T. G. Comportamento eletroquímico do aço-carbono em concreto: potencial de eletrodo e densidade de corrente elétrica. **Téchne**. v. 247, p. 29-39, 2017

ARAUJO, A.; ROSA, T. G.; ALMEIDA, N. L. Ensaio acelerado de avaliação de anodos galvânicos para reparo de estruturas de concreto. In: REABILITAR & BETÃO ESTRUTURAL 2020, Lisboa. **Proceedings...** 10 p.

ARAÚJO, F. W. C. **Estudo da repassivação da armadura em concreto carbonatados através da técnica de realcalinização química**. 2009. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2009.

ASAAD, M. A. et al. Corrosion inhibitors for reinforced concrete structures exposed to aggressive environments: a review. **International Research Journal of Modernization in Engineering Technology and Science**. v. 03, p. 19-27, 2021.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **AENOR UNE 83988-1**: durabilidad del hormigón; método de ensayo; determinación de la resistividad eléctrica; parte 1: método directo (método de referencia). Madrid, 2014. 12 p.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **AENOR UNE 83988-2**: durabilidad del hormigón – determinación de la resistividad; parte 2: método de las cuatro puntas o de Wenner. Madrid, 2014. 20 p.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **AENOR UNE 112072**: determinación de la velocidad de corrosión de armaduras en laboratorio mediante medida de la resistencia a la polarización. Madrid, 2011. 14 p.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **AENOR UNE 112083**: medición del potencial de corrosión libre en estructuras de hormigón armado. Madrid, 2010, 14 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5374**: Manutenção de edificações – Requisitos para a sistema de gestão de manutenção. Rio de Janeiro, 2024. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5738**: concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: projetos de estruturas de concreto; procedimentos. Rio de Janeiro, 2023. 242 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222**: concreto e argamassa – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011, 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480**: aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado – Requisitos. Rio de Janeiro, 2022, 17 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7680-1**: concreto – extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto; parte 1: resistência à compressão axial. Rio de Janeiro, 2015. 24 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8802**: concreto endurecido – determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2019. 11 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017. 86 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9452**: inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023. 71 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12655**: concreto de cimento Portland – preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro, 2022. 22 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14037**: diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações – requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos. Rio de Janeiro, 2017. 16 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14931**: execução de estruturas de concreto armado, protendido e com fibras – requisitos. Rio de Janeiro, 2023. 85 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15575-1**: edificações habitacionais: desempenho - parte 1: requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2021. 71 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15575-2**: edificações habitacionais: desempenho - parte 2: requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2013. 31 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16230**: inspeção de estruturas de concreto - qualificação e certificação de pessoal - requisitos. Rio de Janeiro, 2013. 19 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16300**: galvanização por imersão a quente de barras de aço para armadura de concreto armado - requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2016. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16747**: inspeção predial - diretrizes, conceitos, terminologia e procedimento. Rio de Janeiro, 2020. 14 p.

ASSOULI, B. et. al. Detection and identification of concrete cracking during corrosion of reinforced concrete by acoustic emission coupled to the electrochemical techniques. **NDT&E International**. v.38, p. 682-689, 2005.

AVCI, R. et al. Role of metallurgy in the localized corrosion of carbon steel. **Journal of Minerals and Materials Characterization and Engineering**. v.6, p. 618-646, 2018.

AZARSA, P.; GUPTA, R. Electrical resistivity of concrete for durability evaluation: a review. **Advances in Materials Science and Engineering**. 2017. 453095. 30 p.

BACK, A. J.; HERDT, G. Índice de chuva dirigida para a região de Urussanga, SC. **Revista Brasileira de Climatologia**. v. 13, p. 270-284, 2013.

BADDOO, N. R. Stainless steel in construction: A review of research, applications, challenges. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 64, p. 119-1206, 2008.

BALESTRA, C. E. T. et al. Evaluation of chloride ion penetration through concrete surface electrical resistivity of field naturally degraded structures present in marine environment. **Construction and Building Materials**. v. 230, 2020, 8 p.

BARBOSA, C.; NÓBREGA, P. G. B. Ensaios não destrutivos para identificação de armaduras em elementos de concreto armado. **Concreto & Construção**. ed. 86, p. 51-56. 2017.

BAROGHEL-BOUNY, V.; CAPRA, B.; LAURENS, S. Durabilidade das armaduras e do concreto de cobrimento; CASCUDO, O. (trad.). In: OLLIVIER, J. P.; VICHOT, A. (eds.). **Durabilidade do concreto**: bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente. São Paulo: IBRACON. Cap. 9, p.259-326, 2014.

BAROGHEL-BOUNY, V.; CUSSIGH, F.; ROUGEAU, P. Durabilidade dos concretos a partir da abordagem do desempenho; CASCUDO, O.; CARASEK, H. (trad.). In: OLLIVIER, J. P.; VICHOT, A. (eds.). **Durabilidade do concreto**: bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente. São Paulo: IBRACON, Cap. 8, p.237-254. 2014.

BERTOLINI, L. Steel corrosion and service life of reinforced concrete structures. **Structure and Infrastructure Engineering**. v. 4. p. 123-137, 2008.

BERTOLINI, L. et al. **Corrosion of steel in concrete: prevention, diagnosis, repair**. Weinheim: Wiley-Vch, 2ª ed. 2013. 649 p.

BEUSHAUSEN, H.; LUCO; L. F. (eds). **RILEM TC 230-PSC**: performance-based specifications and control of concrete durability. Netherlands: Springer, 2016. 373 p. (RILEM State-of-the-Art Reports, v. 18).

BJEGOVIĆ, D. et al. Test methods for concrete durability indicators. In: BEUSHAUSEN, H.; FERNANDEZ LUCO, L. (eds.), **Performance-based specifications and control of concrete durability**. Netherlands: Springer, 2016. cap.4. p. 51-105. (RILEM State-of-the-Art Reports 18).

BORADE, A. N.; KONDRAIVENDHAN, B. Performance of concrete blended with inhibitors and slag exposed to chloride environment. **IOP Conference Materials Science and Engineering**. v. 372, 9p. 2018.

BÖHNI, H. **Corrosion in reinforced concrete structures**. CRC Press. 2005, 262 p.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS EN 206-1**: concrete; specification, performance, production and conformity. 2021. 108 p. (BS EN 206:2013+A2:2021).

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS EN 12390-10**: testing hardened concrete; determination of the carbonation resistance of concrete at atmospheric levels of carbon dioxide. 2018. 24 p.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS EN 12390-12**: testing hardened concrete; determination of the carbonation resistance of concrete. Accelerated carbonation method. 2020. 66 p.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS EN 12696**: Cathodic protection of steel in concrete. 2022. 22 p.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS EN 13295**: products and systems for the protection and repair of concrete, structures; test methods, determination to resistance of carbonation. 2004. 17 p.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS EN 14630-12**: products and systems for the protection and repair of concrete, structures; test methods, determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method. 2006. 17 p.

BROOMFIELD, J. P. **Corrosion of steel in concrete**: understanding, investigation and repair. 2nd. ed. London: CRC Press, 2006. 296 p.

CAO, C.; CHEUNG, M. S. C.; CHAN, B. Y. B. Modelling of interaction between corrosion induced concrete cover crack and steel corrosion rate. **Corrosion Science**. v. 69, p. 97-109, 2013.

CARASEK, H.; JUNGBLUT, M.E.; CASCUDO, O. Effect of concrete preconditioning method on accelerated carbonation rate. Eur. **Journal of Environmental and Civil Engineering**. 2024, 26 p.

CARDOSO, D. C. T. et al. **Prática recomendada IBRACON: Estruturas de concreto armado com barras de polímero reforçado com br as (FRP)**. São Paulo: IBRACON, 2021. 64 p.

CARDOSO, J. L. et al. Study of galvanic corrosion of stainless steels and carbon steel rebars used in the same concrete structure. In: COTEQ 2019, 2019, Rio de Janeiro. **Anais...**

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. Goiânia: Ed. UFG, 1997. 237 p.

CHANG, C. F.; CHEN, J. W. The experimental investigation of concrete carbonation depth. **Cement and Concrete Research**. v. 36, p. 1760-1767, 2006.

CHEN, L.; SU, R. K. L. Experimental and numerical investigations on macrocell corrosion of partially carbonated reinforced concrete with supplementary cementitious materials. **Cement and Concrete Composites**. v. 135, 104827, 2023.

CHENG, L.; MARUYAMA, I.; REN, Y. Novel Accelerated Test Method for RH Dependency of Steel Corrosion in Carbonated Mortar. **Journal of Advanced Concrete Technology**. v.19, p. 207-215, 2021.

CHOMAT, L. et al. Long-term study of passive corrosion of steel rebars in Portland mortar in context of nuclear waste disposal. **Corrosion Engineering Science and Technology**. v.49, p. 467-472, 2014.

CINTRA et. al. Avaliação da técnica de GPR (1,2 GHz) na caracterização das cascas em alvenaria do Theatro Municipal do Rio de Janeiro. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. RIEM. v. 13, p. 274-297, 2020.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DE BÉTON. **CEB 183**: durable concrete structures. Luxembourg: 1983. 112 p. (Bulletin d'Information CEB N° 183).

COMITE EURO-INTERNATIONAL DE BÉTON. **CEB 192**: diagnosis and assessment of concrete structures: state of the art report. Luxembourg: 1989. 130 p. (Bulletin d'Information CEB N° 192).

CONCRETE SOCIETY. **Technical Report 60 Electrochemical tests for reinforcement corrosion**. England No: 477409. 2004, 52 p.

CONSULTRSR.NET. **Potentials of common reference electrodes**. Disponível em: <<http://www.consultrsr.net/resources/ref/refpotls.htm>> Acesso em: 21 abril 2022.

CONTECVET: **A validated user's manual for assessing the residual service life of concrete structures**. (FAGERLUND, G. et al. (Ed.). Lund: Division of Building Materials, 2001. 202 p. (Manual for Assessing Structures Affected by ASR, EC Innovation Programme IN309021).

COSOLI, G. et al. Electrical resistivity and electrical impedance measurement in mortar and concrete elements: a systematic review. **Applied Sciences**. v. 10, 9152, 2020.

COSTA, A. A. **Recursos de sensoriamento**: uma contribuição ao monitoramento da durabilidade de estruturas de concreto armado existentes. 2023 156 p. Dissertação (Mestrado). Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. IPT. São Paulo, 2023.

COSTA, A.; APPLETON, J. Concrete carbonation and chloride penetration in a marine environment. **Concrete Science and Engineering**. v. 3, p. 242-249, 2001.

COSTA, R. et al. Service life prediction for concrete structures based on carbonation front depth models. **Revista ALCONPAT**. v. 12, p. 47-60, 2022.

CUI, D.; SUN, W.; BANTHIA, N. Use of tomography to understand the influence of preconditioning on carbonation tests in cement-based materials. **Cement and Concrete Composites**. v. 88, p. 52-63, 2028.

DEZEN-KEMPTER, E. et al. Escaneamento 3D a laser, fotogrametria e modelagem da informação da construção para gestão e operação de edificações históricas. **Gestão e Tecnologia de Projetos**. v. 10, p. 113-124, 2015.

DINH, K.; GUCUNSKI, N.; ZAYED, T. Automated visualization of concrete bridge deck condition from GPR data. **NDT & E International**. v. 102, p. 120-128, 2019.

EBELL, G.; BURKERT, A.; MIETZ. Detection of Reinforcement Corrosion in Reinforced Concrete Structures by Potential Mapping: Theory and Practice. **International Journal of Corrosion**. v. 2018. 3027825. 6 p.

ELSENER, B. et al. RILEM TC 154-EMC: Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion: half-cell potential measurements – potential mapping on reinforced concrete structures. **Materials and Structures**. v. 36, p. 461-471, 2003.

EMMONS, P. H.; VAYSBURD, A. M.; MCDONALD, J. E. Concrete repair in the future turn of the century—any problems? **Concrete International**. v. 16. P. 42-49, 1994.

ESCADEILLAS, G.; HORNAIN, H. A. Durabilidade do concreto frente a ambientes quimicamente agressivos. IN: OLLIVIER, J.; VICHOT, A. (eds.). **Durabilidade do concreto**: bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente. São Paulo: IBRACON, 2014. Cap. 11. p. 249-324.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **CEN EN 1504-2**: products and systems for the protection and repair of concrete structures. definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity: surface protection systems for concrete. Bruxelles, 2004. 45 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **CEN EN 1504-3**: products and systems for the protection and repair of concrete structures; definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity, part 3: structural and non-structural repair. Bruxelles, 2006. 28 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **CEN EN 1504-9**: products and systems for the protection and repair of concrete structures; part 9: general principles for the use of products and systems Bruxelles, 2008. 29 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **CEN EN 1990**: eurocode; basis of structural design. Bruxelles, 2023. 172 p. (CEN EN 1990:2023 (E)).

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **CEN EN 12390-19**: testing of hardened concrete; part 19: determination of electrical resistivity. Bruxelles, 2023. 19 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **CEN EN 14038-1**: Electrochemical realkalization and chloride extraction treatments for reinforced concrete - Part 1: Realkalization. Bruxelles, 2016. 15 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **CEN EN 14038-2**: Electrochemical realkalization and chloride extraction treatments for reinforced concrete - Part 2: Chloride extraction. Bruxelles, 2020. 20 p.

EVANS, U. R.; KING, C. V. The Corrosion and Oxidation of Metals. **Journal of The Electrochemical Society**. v. 108. 94C, 1961.

FAVRETTO et al. Modelos de estimativa do grau de saturação do concreto a partir das variáveis ambientais aplicados à análise de confiabilidade de estruturas de concreto armado atacadas por íons cloreto. **Revista Matéria**. v.26. n.3. 2021.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB Model Code**: for concrete structures 2010. Ernst & Sohn, FIB. Berlin, 2013. 432 p.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB 34**: model code for service life design. Lausanne, 2006. 116 p. (Bulletin d'Information CEB-FIB N° 34).

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB 53**: structural concrete - textbook on behavior, design and performance. Lausanne, 2009, v. 3. 376 p. (Bulletin d'Information CEB-FIB N° 53).

FIGUEIREDO, E. P.; MEIRA, G. R. **Corrosão das armaduras das estruturas de concreto**. Merida: Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología e Recuperación de la Construcción: ALCONPAT International, 2013. 29 p. (Recomendación Técnica 6).

FISCHER, C.; OŽBOLT, J. An Appropriate Indicator for Bond Strength Degradation due to Reinforcement Corrosion. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON FRACTURE MECHANICS OF CONCRETE AND CONCRETE STRUCTURES, 8. 2013, Toledo, Spain. **Proceedings...** p. 1828-1835.

GARCIA, M. L. G. **Avaliação do comportamento eletroquímico de sistemas de reparo para estruturas de concreto com corrosão de armaduras.** 2008. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008.

GEDGE, G. Structural uses of stainless steel: buildings and civil engineering. **Journal of Constructional Steel Research.** v. 64, p. 1194-1198, 2008.

GEIKER, M. R.; HENDRIKS, M. A. N.; ELSENER, B. Durability-based design: the European perspective. **Sustainable and Resilient Infrastructure.** 18 p. 2021.

GENG, J. et al. Chemical Composition of Corrosion Products of Rebar Caused by Carbonation and Chloride. **International Journal of Corrosion.** v. 2018. ID 7479383. 7 p. 2018.

GENTIL, V. **Corrosão.** Rio de Janeiro: 3 Ed. LTC, 2011. 360 p.

GERMAN NATIONAL STANDARD. **DIN EN 480-14:** Admixtures for concrete, mortar and grout - test methods - part 14: Determination of the effect on corrosion susceptibility of reinforcing steel by potentiostatic electro-chemical test. 2007. 12 p.

GHANTOUS, T. et al. Effect of crack openings on carbonation-induced corrosion. **Cement and Concrete Research.** v.95, p.257-269, 2017.

GODINHO, J. P. et al. Influência da idade de cura do concreto e das dimensões dos corpos de prova na velocidade de pulso ultrassônico, resistividade elétrica e resistência à compressão axial. **Revista Técnico-Científica do CREA-PR.** p.1-20. 2018.

GOMIDE, J. H.; SILVA, P. R; BRAGA, S. M. N. **Manual de elaboração de projetos de preservação do patrimônio cultural;** caderno técnico 1; Programa Monumenta. Brasília: Ministério da Cultura, 2005, 76 p.

GONZÁLEZ, F. et al. Electrochemical Realkalisation of Carbonated Concrete: An Alternative Approach to Prevention of Reinforcing Steel Corrosion. **International Journal of Electrochemical Science.** v. 6, p. 367-378. 2011.

GONZÁLEZ, J. A. et al. Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement. **Cement and Concrete Research.** v.25, p.257-264, 1995.

GOWERS K. R.; MILLARD S. G. Measurement of concrete resistivity for assessment of corrosion severity of steel using Wenner technique. **ACI Materials Journal.** v.96, p. 536-541. 1999.

GOWERS, K. R. et al. Programmable linear polarization meter for determination of corrosion rate of reinforcement in concrete structures. **British Corrosion Journal**. v. 29, p. 25-32, 1994.

GREVE-DIERFELD, S. V.; LOTHENBACH, B.; VOLLPRACHT, A. Understanding the carbonation of concrete with supplementary cementitious materials: a critical review by RILEM TC 281-CCC. **Materials and Structures**. v. 56, 2020. 34 p.

GUCUNSKI, N. et al. **Nondestructive testing to identify concrete Deck deterioration**. (Report. S2-R06A-RR-1), 2013. 85 p. Disponível em: <<https://infotechnology.fhwa.dot.gov/half-cell-potential-hcp-2/>>. Acessado em dez. 2022.

GUIRELI NETTO, L. et al. Avaliação do radar GPR para prospecção de armadura em elementos de concreto armado. In: CONGRESO INTERNACIONAL DE PATOLOGIA Y RECUPERACIÓN DE ESTRUCTURAS, 15. 2019, Salta, Argentina. **Anales...**

HANSSON, C. M. Comments on electrochemical measurements of the rate of corrosion of steel in concrete, **Cement and Concrete Research**. v.14. p. 547-558, 1984.

HANSSON, C. M.; POURSAEE, A.; LAURENT, A. Macrocell and microcell corrosion of steel in ordinary Portland cement and high performance concretes. **Cement and Concrete Research**. v. 36, p. 2098-2102, 2006.

HEIYANTUDUWA, R.; ALEXANDER, M. G.; MACKECHNIE, J. R. Performance of a Penetrating Corrosion Inhibitor in Concrete Affected by Carbonation-Induced Corrosion. **Journal of Materials in Civil Engineering**. v. 18, p. 842-850. 2006.

HELENE, P. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.

HEURUNG, C.; KAND, S.; SHEN, M. A New Method of Evaluating Corrosion-inhibiting Admixtures. In: NACE INTERNATIONAL. 2019, Nashville, Tennessee. **Proceedings...** 10 p.

HF SENSOR. 2010. **Handheld microwave moisture measuring system: MOIST 210B**. Disponível em: <<http://www.hf-sensor.de/download/moist210beng.pdf>>. Acessado em nov. 2022.

HILSDORF, H. K. **Concrete**. In: CONCRETE structures euro-design handbook. Berlin: Ernst & Sohn, 1996. 103 p.

HORNE, A. T.; RICHARDSON, I. G.; BRYDSON, R. M. D. Quantitative analysis of the microstructure of interfaces in steel reinforced concrete. **Cement and Concrete Research**. v. 37, p. 1613-1626, 2007.

HUET, B.; L'HOSTIS, V.; MISERQUE, F.; IDRISSE, H. Electrochemical behavior of mild steel in concrete: influence of pH and carbonate content of concrete pore solution. **Electrochemical Acta**. v. 51, p. 172-180, 2005.

HUET, B.; L'HOSTIS, V.; IDRISSE, H. TOVENA, I. A review on corrosion mechanisms of reinforced concrete degradation. In: Environmental Degradation of Engineering Materials, EDEM 2003, Bordeaux. **Proceedings...** 8 p.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 1920-12**: determination of the carbonation resistance of concrete, accelerated method. New York, 2020. 12 p.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 2394**: general principles on reliability for structures. New York, 2015. 119 p.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 13822**: bases for design of structures; assessment of existing structure. New York, 2010. 44 p.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 16204**: durability: service life design of concrete structures. New York, 2012. 31 p.

JAFFER; S.; HANSSON C. Chloride-induced corrosion products of steel in cracked concrete subjected to different loading conditions. **Cement and Concrete Research**. v. 39, p. 116-125, 2009.

JASNIOK, M.; JASNIOK, T. Corrosion diagnostics performed on cores drilled from concrete structures, using the laboratory simulation of temperature and relative humidity impact. **Applied Sciences**. MDPI. V. 12, 7134, 2022.

JL, H. et al. Transfer learning enables prediction of steel corrosion in concrete under natural environments. **Cement and Concrete Composites**. v. 148, p. 105-488, 2024.

JOHN, V. M.; SATO, N. M. N. Durabilidade de componentes da construção. In: SATTLER, M. A.; PEREIRA, F. O. R. (eds). **Coletânea habitare**: construção e meio ambiente. Porto Alegre: ANTAC 2006. v. 7, p. 20-57.

JUNG, A.; WEICHOLD, O. A 3-in-1 alkaline gel for the crack injection in cement-based materials with simultaneous corrosion protection and re-passivation of crack-crossing steel rebars. and re-passivation of crack-crossing steel rebars. **Construction and Building Materials**. v. 344, 2022.

KÄTHLER, C. B. et al. A comparison of methods to assess the resistance of reinforcing steel against chloride-induced corrosion in concrete - Particular consideration of 12 % chromium steel. **Materials and Corrosion**. v. 73, p. 306-325, 2022.

KIM, C. et al. Probabilistic Corrosion Initiation Model for Coastal Concrete Structures. **Corrosion and Materials Degradation**. v.1, p. 328-344, 2020.

KLEWE, T; STRANGFELD, C.; KRUSCHWITZ, S. Review of moisture measurements in civil engineering with ground penetrating radar – Applied methods and signal features. **Construction and Building Materials**. v.278, 122250, 2021.

KNUDSEN, A. et al. Cost-effective enhancement of durability of concrete structures by intelligent use of stainless steel. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CORROSION AND REHABILITATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURE, FHWA, 1998, Orlando. **Proceedings...** p. 8-11

KOLEVA, D. A. et al. Correlation of microstructure, electrical properties and electrochemical phenomena in reinforced mortar. Breakdown to multi-phase interface structures; part I: microstructural observations and electrical properties. **Materials Characterization**. v.59, p. 290-300, 2008.

KÖLIÖ, A. et al. Corrosion products of carbonation induced corrosion in existing reinforced concrete facades. **Cement and Concrete Research**. v. 78, p. 200-207, 2015.

KOULOURIS, K; APOSTOLOPOULOS, C. Study of the residual bond strength between corroded steel bars and concrete: a comparison with the recommendations of Fib Model Code 2010. **Metals**. v.11, 2021. 20 p.

L'HOSTIS, V. Long-term corrosion of rebars submitted to concrete carbonation. **Materials and Corrosion**. v. 71, p. 777-785, 2020.

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL. **LNEC E 465**: betões; metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projecto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS. Lisboa, 2007. 24 p.

LAURENS, S. et al. Steady-state polarization response of chloride-induced macrocell corrosion systems in steel reinforced concrete – Numerical and experimental investigations. **Cement and Concrete Research**. v. 79, p. 272-290, 2016.

LAW, D. W.; MILLARD, S. G.; BUNGEY, J. H. Use of galvanostatic pulse measurements on active reinforcing steel in concrete to assess corrosion rates. **British Corrosion Journal**. v. 35, 75-80, 2001.

LI, L.; SAGÜÉS, A. A. Chloride corrosion threshold of reinforcing steel in alkaline solutions- open-circuit immersion tests, **Corrosion**. v. 57, p.19-28., 2001.

LI, Q.; XU, S.; ZENG, Q. The effect of water saturation degree on the electrical properties of cement-based porous material. **Cement and Concrete Composites**. v. 70, p. 35-47, 2016.

LIFECON. **Probabilistic service life models for reinforced concrete structures**. Munich, 2003. 169 p. (Final Report - Center for Building Materials - Technical University of Munich).

LIMA, M. G. **Ações do meio ambiente sobre as estruturas de concreto**. In: ISAIA, G.C. (org.) Concreto: ciência e tecnologia. São Paulo: IBRACON, Cap. 21. 2010.

LIMA, P. R. L. et al. **Prática recomendada IBRACON**: procedimento de determinação da resistividade elétrica em corpos de prova de testemunhos de concreto. São Paulo: IBRACON, 2021. 40 p.

LIPOŠČAK, I.; MEYER, J.; MIKŠIĆ, B. Corrosion of the infrastructure - migrating corrosion inhibitors, "green" bio-based technology to extend durability of new and existing infrastructure. In: E3S WEB OF CONFERENCES, 121, 2019. **Proceedings...** (Corrosion in the Oil & Gas Industry).

LOURENÇO, Z.; SOUZA, C. A. C. **Métodos de proteção e aumento da durabilidade do concreto armado**. In: RIBEIRO, D. V. (eds.). CORROSÃO E DEGRADAÇÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO: a teoria, controle e métodos de análise. Rio de Janeiro: Elsevier, Cap. 7. 2014.

LV, D. et al. Quantitative Characterization of Passivation Process of Steel Reinforcement in Concrete towards Durability against Anticorrosion Based on Electrochemical Methods. **Applied Sciences**. v.14 2024. app14031297.

MAK, M. W. T.; DESNERCK, P.; LEES, J. M. Corrosion-induced cracking and bond strength in reinforced concrete. **Construction and Building Materials**. v. 208, p. 228-241. 2019.

MALAMI et al. Probabilistic approach to the sustainability assessment of reinforced concrete structures in conditions of climate change. **Structural Safety**. v.107, 2024. 102428.

MANGAT, P. S.; MOLLOY, B. T. Factors influencing chloride-induced corrosion of reinforcement in concrete. **Materials and Structures**. v. 25, p. 404-411. 1992.

MARQUES, P. F.; CHASTRE, C. NUNES, A. Carbonation service life modeling of RC structures for concrete with Portland and blended cements, **Cement and Concrete Composition**. v. 37, p. 171-84, 2013.

MARTINS, S. M. **Análise de viabilidade do uso de armaduras de aço patinável e armaduras zincadas em estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão por carbonatação**. 2019. 222p. Dissertação (Mestrado). Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. São Paulo. 2019

MARTINS, S. M.; ARAUJO, A.; PANOSSIAN, Z. Aço-carbono zincado e aço ligado com armadura de estruturas de concreto: análise hierárquica sob ponto de vista econômico, técnico e ambiental In: REABILITAR & BETÃO ESTRUTURAL, 2021. **Proceedings...** 12 p.

MAUBERTEC. **Inspeção do concreto**: glossário técnico, conceituação, visão sistemática e relação, causas e efeitos básicos das anomalias. São Paulo: Maubertec Engenharia e Projetos. 1998.

MEDEIROS, M. H. F. Estudo de variáveis que influenciam nas medidas de resistividade de estruturas de concreto armado. **Revista Engenharia Civil**. v. 12, p. 55-64, 2001.

MEDEIROS, M. H. F. et al. Inspeção no Palácio de La Luz; Montevideo: uma visão de durabilidade. **Revista ALCONPAT**. v. 2, p. 93-108, 2012.

MEDEIROS, M. H. F.; ANDRADE, J. J. O.; HELENE, P. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. In: ISAIA, Geraldo C. (Org.). **Concreto**: ciência e tecnologia. São Paulo: IBRACON. v. 1, p. 773-808. 2011.

MEDEIROS, M. H. F.; ROCHA, F. C.; MEDEIROS-JUNIOR, R. A. Potencial de corrosão: influência da umidade, relação água/cimento, teor de cloretos e cobrimento. **Revista IBRACON Estruturas Metálicas**. RIEM. v. 10, p. 864-885, 2017.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto**: microestrutura, propriedades e materiais. 2ed. São Paulo: IBRACON, 2014. 751 p.

MEIRA, G. R. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão em estruturas de concreto armado**. 2004. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina. Santa Catarina. 2004.

MELO JUNIOR, C. M.; CARASEK, H. Índices de chuva dirigida direcional e análise do nível de umedecimento em fachadas de edifício multipavimentos em Goiânia, GO. **Ambiente Construído**. Porto Alegre, v. 11, p. 23-37, 2011.

MEYER, J. testing and utilization of next-generation migrating corrosion inhibitors. **Materials Performance**. p. 3-6, 2011.

MILLARD S. G.; GOWERS K. R. Resistivity assessment of in-situ concrete: the influence of conductive and resistive surface layers. **Structures and Buildings**. v.94 . p. 389-396. 1991.

MILLARD, S. G.; GOWERS, K. R.; GILL, R. P. Practical field measurement using linear polarization methods **British Journal of Non-Destructive Testing**. v. 34, p. 444-652. 1992.

MOHAMMED, H. S. et al Macrocell corrosion studies of coated rebars. **Arabian Journal for Science and Engineering**. v. 39, p. 3535-3543, 2014.

MONTEIRO, E. C. B. **Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão de armaduras**. 2002. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

MORAES, M.C. et al. Realcalinização do concreto sujeito à carbonatação: Revisão sistemática da literatura sobre os métodos de tratamento, eficácia e mecanismos da reação. **Revista Matéria**. v.29, 2024. e20240240.

MORANDEAU, A.; THIÉRY, M.; DANGLA, P. Investigation of the carbonation mechanism of CH and C-S-H in terms of kinetics, microstructure changes and moisture properties. **Cement and Concrete Research**. v. 56, p.153-170, 2014.

MOREIRA, B. P.; GUIMARAES, A.T. C., QUARCIONI, V. A. Avaliação de Método de Extração de Material Pulverizado para Dosagem de Cloreto em Concreto Endurecido. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44, 2002, IBRACON: Belo Horizonte. **Anais...** 11 p.

MURAKAMI, F. F. E. Resistência à tração de barras de aço corroídas. **Seminário de Ciência**, Londrina, v. 42, p. 103-112, 2021.

NASCIMENTO, L. C. **Associação de técnicas destrutivas e não destrutivas na investigação da presença de água no concreto com vistas à durabilidade**. 2018. 171 p. Dissertação (Mestrado Profissional). Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. São Paulo, 2018.

NASCIMENTO, L. C. et al. Programa experimental da associação de técnicas não destrutivas na avaliação do teor de umidade do concreto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, IBRACON, 60., 2018, Curitiba. **Anais...** 12 p.

NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS. **NACE 11100**: reference electrodes for atmospherically exposed reinforced concrete structures. Texas, 2018. 15 p.

NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS. **NACE RP0390**: maintenance and rehabilitation considerations for corrosion control of atmospherically exposed existing steel-reinforced concrete structures. Texas, 2009. 20 p.

NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS. **NACE SP0107**: Electrochemical Realkalisation and Chloride Extraction for Reinforced concrete. Texas, 2021. 15 p.

NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS. **NACE SP0187**: design considerations for corrosion control of reinforcing steel in concrete. Texas, 2008. 22 p.

NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS. **NACE SP0408**: cathodic protection of reinforcing steel in buried or submerged concrete structures. Texas, 2008. 13 p.

NEPOMUCENO, A. A.; **Comportamiento de los morteros de reparación frente a la carbonatación y a la penetración de cloruros em estructuras de hormigón armado dañadas por corrosión de armaduras**. Tese (Doutorado). Universidad politécnica de Madrid, Madrid, 1992. 371 p.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 5ª Ed. Bookman Editors. 2015. 828 p.

NGUYEN, Q. D.; CASTEL, A. Reinforcement corrosion in limestone flash calcined clay cement-based concrete. **Cement and Concrete Research**. v. 132, 106051, 2020, 15 p.

NGUYEN, T. T. et al. A comparison between uniform and galvanic corrosion rate in carbonation induced corrosion of reinforced concrete. In: MATEC WEB OF CONFERENCES, 364, 02025, 2022. **Proceedings...** 10 p.

NOEL J. J. **Effects of Metallurgical Variables on Aqueous Corrosion**. In: Corrosion: Fundamentals, Testing, and Protection. v 13A, ASM Handbook, ASM International, 2003, p 258-265.

NOSSONI, G.; HARICHANDRAN, S. Electrochemical-mechanistic model for concrete cover cracking due corrosion initiated by chloride diffusion. **Journal Material Civil Engineering**. v. 26, p. 1-10, 2014.

NYGAARD, P. V.; GEIKER, M. R. Measuring the corrosion rate of steel in concrete: effect of measurement technique, polarization time and current. **Materials and Corrosion**. v. 63, p. 200-214, 2010.

OLIVEIRA, C. A. et al. Conservação das estruturas de concreto aparente do patrimônio da arquitetura moderna brasileira: desafios e oportunidades. In: ENCONTRO DE CONSERVAÇÃO E REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS, 4. Lisboa, 2020, 16 p. **Anais...**

PACHÓN-MONTAÑO et al. Threshold concentration of chlorides in concrete for stainless steel reinforcement: Classic austenitic and new duplex stainless steel. **Construction and Building Materials**. v. 186, p. 495-502, 2018.

PAGE, C. L. Initiation of chloride-induced corrosion of steel in concrete: role of the interfacial zone. **Materials and Corrosion**. v. 60, p. 586-592, 2009.

PANOSSIAN, Z. **Corrosão e proteção contra corrosão em equipamentos e estruturas metálicas**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1993. v.1, Cap. 3, 280 p. (IPT. Publicação 2032).

PAPADAKIS, V. G. Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress. **Cement and Concrete Research**. v. 30, p. 291-299, 2000.

PAPADAKIS, V. G.; FARDIS, M. N.; VAYENAS, C. G. Effect of composition, environmental factors and cement-lime mortar coating on concrete carbonation. **Materials and Structures**. v. 25, p. 293-304, 1992.

PASCOAL JÚNIOR, J. et al. influência dos parâmetros de aquisição de imagens com auxílio de drone para geração de nuvem de pontos de obras civis. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DA INFORMAÇÃO E COMUNICAÇÃO NA CONSTRUÇÃO, 2., 2019, Campinas. **Anais...**

PAVI, S.; BORDIN, F.; VERONEZ, M. R. O Uso do Laser Scanner Terrestre na Inspeção de Pontes e Viadutos de Concreto: uma Revisão Bibliográfica. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 7., 2014, Rio de Janeiro. **Anais...**

PEARSON-KIRK. The benefits of bridge condition monitoring. **Bridge Engineering**. v. 161 p. 151-158, 2008.

PENG, YE. et al. Electrochemical investigation of chloride ion-induced breakdown of passive film on p110 casing steel surface in simulated pore solution: behavior and critical value determination. **Metals**. v.14, 2024. Met14010093.

PERDRIX, A. C.; LLORCA, M. A. C. **Recomendaciones sobre determinación de la resistividad eléctrica del hormigón in situ mediante el método de las cuatro puntas y del disco**. Merida: ALCONPAT International, 2020. 11 p. (Recomendación Técnica 5).

POLDER, R. Test methods for on-site measurement of resistivity of concrete - RILEM TC 154-EMC: Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion. **Construction and Building Materials**. v. 15, p. 125-131, 2001.

POLLI, F. H. **Efeito da realcalinização química e eletroquímica com soluções de KOH e Na_2CO_3 no desenvolvimento de reação álcali-agregado em concretos de cimento Portland**. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual de Ponta Grossa. Ponta Grossa, 2022. 127 p.

POSSAN, E. et al. Model to Estimate Concrete Carbonation Depth and Service Life Prediction. In: Delgado J. (Org.). **Building Pathology and Rehabilitation**. 1ed. New York: Springer International Publishing, 2021. v. 14, p. 67-97.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2010.

POURBAIX, M. **Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions**. 2 ed. Houston: National Association of Corrosion Engineers, 1974.

POURBAIX, M. Significance of protection potential in pitting, intergranular corrosion and stress-corrosion cracking. **Journal of Less-Common Metals**. v. 28, p. 51-65, 1972.

POUR-GHAZ, M.; ISGOR, B.; GHOD, P. Quantitative interpretation of half-cell potential measurements in concrete structures. **Journal of Materials in Civil Engineering**. v. 21, p. 467-475. 2009.

PROCEQ. **Manual Resipod**. Disponível em: <https://www.proceq.com/uploads/tx_proceqproductcms/import_data/files/Resipod_Sales%20Flyer_=Portuguese_high.pdf> Acessado em: nov. 2022.

QIAN, S.; ZHANG, J.; QU, D. Theoretical and experimental study of microcell and macrocell corrosion in patch repairs of concrete structures. **Cement and Concrete Composites**. v.28. p. 685-695, 2006.

REPETTE, W. L. et al. **Avaliação das estruturas de concreto de dois píeres por meio de técnicas eletroquímicas e recomendação para a sua recuperação, tratamento superficial e proteção catódica: etapa 6**. São Paulo: IPT, 2010. 45 p. (IPT Relatório Técnico, 114038-205).

REUS, G. C. **Realcalinização química como meio de recuperação de estruturas de concreto armado carbonatadas**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017. 114 p.

REVERT, A. B. et al. Macrocell corrosion in carbonated Portland and Portland-fly ash concrete – Contribution and mechanism. **Cement and Concrete Research**. v. 116, p. 273-283, 2019.

RIBEIRO, D. V. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. In: RIBEIRO, D. V. (ed.). **Corrosão e degradação em estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. Cap. 3, p. 37-50.

RIBEIRO, D. V. et al. **Corrosão e degradação em estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. 246 p.

RIBEIRO, D. V.; SOUZA, C. A. C.; ABRANTES, J. C. C. Uso da Espectroscopia de Impedância Eletroquímica (EIE) para monitoramento da corrosão em concreto armado. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**. v. 8, p. 529-546, 2015.

ROBERGE, P. R. **Corrosion engineering: principles and practice**. New York: McGraw-Hill, 2008. 754 p.

RODRIGUES, R. et al. Reinforced concrete structures: a review of corrosion mechanisms and advances in electrical methods for corrosion monitoring. **Construction and Building Materials**. v. 269, 2021, 121240.

ROVENTI, G. et al. 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**. v. 65 p. 76-84, 2014.

SAAD et al. Gum Arabic Nanoparticles as Green Corrosion Inhibitor for Reinforced Concrete Exposed to Carbon Dioxide Environment. **Materials**. v. 14, 7867, 2021.

SABESP. **Texto-base de inspeção de estruturas hidráulicas de concreto**. São Paulo: Superintendência de Manutenção Estratégica, 2023, 17 p.

SAGOE-CRENTSIL, K. K.; GLASSER, F. P. Green rust, iron solubility and the role of chloride in the corrosion of steel at high pH. **Cement and Concrete Research**. v. 23, p. 785-791, 1993.

SAGUES, A. A.; KRANC, S. C. On the determination of polarization diagrams of reinforcing steel in concrete. **Corrosion**. v. 48, p. 624-633. 1992.

SÁNCHEZ-DEZA, A. et al. A simple thermodynamic model on the cracking of concrete due to rust formed after casting. **Anti-Corrosion Methods and Materials**. v.64, p. 335-339, 2017.

SÁNCHEZ-MORENO, M. et al. A theoretical approach of impedance spectroscopy during the passivation of steel in alkaline media. **Electrochemical Acta**. v. 54, p. 7222-7226, 2009.

SANTANA et al. Durability of reinforced concrete with additions of natural pozzolans of volcanic origin. **Materials**. v. 15, 8352. 2022. 18 p.

SANTOS, M. R. P. **Metodologias de previsão da vida útil de materiais, sistemas ou componentes da construção**. 2010. 149p. Dissertação (Mestrado). REUP. Porto: Portugal. 2010.

SAVIJA, B., LUKOVIC, M. Carbonation of cement paste: understanding, challenges, and opportunities. **Construction and Building Materials**. v.117, p. 285-301, 2016.

SENGUL, O. Construction and building materials: use of electrical resistivity as an indicator for durability. **Construction and Building Materials**. v. 73, p. 434-441, 2014.

SERGI, G.; DUNSTER, A. **Corrosion of steel in concrete: a review of the effect of humidity**. Berkshire: HIS-BRE press, 2004. 8p. (BRE Digest No 491).

SHI, X. et al. Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: an overview. **Construction and Building Materials**. v. 30, p. 125-138, 2012.

SIMÃO, T. R. da Silva. **Proteger para preservar**: sistemas de proteção de superfície de concreto aparente do patrimônio da arquitetura moderna brasileira. 2023. 367 p. Tese (Doutorado). Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Tecnologia da Arquitetura, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2023.

SITTER, W. R. Costs for service life optimization: the "Law of Fives". In: RILEM WORKSHOP ON DURABILITY OF CONCRETE STRUCTURES, 1983, Copenhagen. **Proceedings...** p.131-134

SO, H. S.; MILLARD, S. G. On-Site Measurements on Corrosion. **ACI Materials Journal**. v. 104, p. 638-642, 2007.

SOHAIL, M. G. et al. Significance of macrocell corrosion of reinforcing steel in partially carbonated concrete: numerical and experimental investigation. **Materials and Structures**. v. 48, p. 217-233, 2015

SOHANGHPURWALA, A.; SCANNELL, W. T. **Long-term effects of electrochemical chloride extraction on laboratory specimens and concrete bridge components**. Washington, 2011. 80 p. (FHWA Publication: FHWA-HRT-10-069).

SOMODIKOVA, M; STRAUSS, A.; ZAMBON, I. fib models for modeling of chloride ion ingress and concrete carbonation: Levels of assessment of input parameters. Structural concrete. p. 1377-1384, 2020

SPRAGG, R. P.; GRAYBEAL, B. **Electrical resistivity testing to rapidly assess the durability of UHPC-class materials**. Washington, 2022. 12 p. (FHWA Publication: FHWA-HRT-21-095).

STANDARDS AUSTRALIA. **SA HB:84**. Guide to concrete repair and protection. Sidney. 2018. 116 p.

STEFANONI, M. et al. The kinetic competition between transport and oxidation of ferrous ions governs precipitation of corrosion products in carbonated concrete. **RILEM Technical Letters**. p. 8-16, 2018.

STEFANONI, M.; ANGST, U. M.; ELSENER, B. Kinetics of electrochemical dissolution of metals in porous media. **Nature Materials**. p. 942-947, 2019.

SUBRAMANIAM, K. V.; BI, M. Investigation of steel corrosion in cracked concrete: evaluation of macrocell and microcell rates using Tafel polarization response. **Corrosion Science**. v.52, p. 2725-2735, 2010.

TERRADILLOS, P. G. et al. **Recomendaciones sobre potenciales de corrosión**. Merida: ALCONPAT International, 2020. 8p. (Recomendación Técnica 2).

THIEL, C. et al. Effect of Internal Moisture and Outer Relative Humidity on Concrete Carbonation. **Civil Engineering**. v. 3, p. 1039-1052, 2022.

THOMAZ, E. **Trinas em edificações : causas, prevenção e recuperação**. Oficina de Textos. 2ed. 2020. 244 p.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. 468 p. (CBI Research Report n. 4.82).

VALDÉS, A. C.; MEDEIROS, M. F. F.; MACIOSKI, G. Sensor de corrosão para monitoramento de estruturas de concreto armado: Testes em corpos de prova de concreto armado. **Revista ALCONPAT**. v. 11, p.64-87, 2021.

VANOUTRIVE, H. et al. Report of RILEM TC 281-CCC: Outcomes of a round robin on the resistance to accelerated carbonation of Portland, Portland-fly ash and blast-furnace blended cements. **Materials and Structures**. v. 55, 2022. 29 p.

VENEGAS, R. et al. Performance of Carbon Steel and Galvanized Steel in Reinforced Concrete Structures after Accelerated Carbonation. **International Journal of Electrochemical Science**. v. 7, p. 10722-10734, 2012.

VERBECK, G. J. Mechanisms of corrosion of steel in concrete. **American Concrete Institute**. v. 49, p. 21-39, 1975.

WEGEN, G. V.; POLDER, R. B.; BREUGEL, K. Guideline for service life design of structural concrete - A performance-based approach with regard to chloride induced corrosion. **HERON**. v. 57, p. 153-168, 2012.

WEST, F. M. **Electrodeposition and corrosion processes**. 2. ed. London: Van Nostrand Reinhold Company, 1970. 206 p.

WOLYNEC, S. **Técnicas eletroquímicas em corrosão**. São Paulo: EDUSP, 2003. 115 p.

WUTKE, M. K. Use of Ground Penetrating Radar measurement combined to resistivity measurement for characterization of the concrete moisture. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GROUND PENETRATING RADAR (GPR), 17. 18044351, 2018, Switzerland. **Proceedings...** 8 p.

YATES, T. Mechanisms of air pollution damage to brick, concrete and mortar. In: BRIMBLECOMBE, Peter. **The effects of air pollution on the built environment**. s.L.: World Scientific, 2002. Cap.4, p. 107-132.

YEOMANS, S. R. Laboratory and field performance of galvanized steel in concrete. In: YEOMANS, S. R. **Galvanized steel reinforcement in concrete**. Oxford: Elsevier science, 2004.

YEOMANS, S.R. Applications of galvanized rebar in reinforced concrete structures. In: NACE INTERNATIONAL CONFERENCE, 2001, Houston. **Proceedings...** 12 p.

YU, X.; YAN, ZT. LI, JH. Comprehensive study on corrosion induced structural deterioration of steel bars in reinforced concrete beams. **Journal of Constructional Steel Research**. v. 214, 2024. 108504.

ZHANG, X. G. **Corrosion and electrochemistry of Zinc**. New York: Springer Science Business Media, 1996.

CORROSÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

A corrosão das armaduras é uma das causas principais da degradação das estruturas de concreto. Frequentemente, a corrosão é decorrente da penetração do gás carbônico e de cloretos que alteram as características da água de poro, desencadeando um processo corrosivo por quebra generalizada ou localizada do filme passivo formado na superfície do aço.

O estabelecimento e a evolução da corrosão e seu impacto na vida útil das estruturas civis são temas do presente Manual, bem como princípios de inspeção e de diagnóstico, principalmente procedimentos de ensaios e análises complementares à inspeção visual e outros aplicáveis no estudo dos metais, do concreto e de métodos de prevenção e de mitigação da corrosão.

ipt
INSTITUTO DE
PESQUISAS
TECNOLÓGICAS



ACESSE O QR CODE E
CONHEÇA A LINHA DE
PRODUTOS DA GERDAU

mais.gerdau.com.br

Nos siga nas redes:



GERDAU
O futuro se molda