



*Universidade Federal da Paraíba*  
*Centro de Tecnologia*  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E**  
**AMBIENTAL**  
**– MESTRADO/DOCTORADO –**  
–

**DESEMPENHO DE CONCRETOS COM ELEVADOS NÍVEIS DE  
SUBSTITUIÇÃO DO CIMENTO PORTLAND POR FÍLER CALCÁRIO EM  
RELAÇÃO À CORROSÃO DESENCADEADA POR CLORETOS**

*Por*

***Taíssa Guedes Cândido***

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

**João Pessoa – Paraíba**

**Setembro de 2023**



*Universidade Federal da Paraíba*  
*Centro de Tecnologia*  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL**  
**– MESTRADO/DOCTORADO –**

**DESEMPENHO DE CONCRETOS COM ELEVADOS NÍVEIS DE  
SUBSTITUIÇÃO DO CIMENTO PORTLAND POR FÍLER CALCÁRIO EM  
RELAÇÃO À CORROSÃO DESENCADEADA POR CLORETOS**

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

**Taíssa Guedes Cândido**

**Orientador: Prof. Dr. Gibson Rocha Meira**

**João Pessoa – Paraíba**

**Setembro de 2023**

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

C217d Cândido, Taíssa Guedes.

Desempenho de concretos com elevados níveis de substituição do cimento Portland por filer calcário em relação à corrosão desencadeada por cloretos / Taíssa Guedes Cândido. - João Pessoa, 2023.

157 f. : il.

Orientação: Gibson Rocha Meira.

Tese (Doutorado) - UFPB/CT.

1. Concreto - Durabilidade. 2. Baixo consumo de cimento. 3. Cloretos. 4. Dióxido de carbono. I. Meira, Gibson Rocha. II. Título.

UFPB/BC

CDU 624.012.4(043)

**DESEMPENHO DE CONCRETOS COM ELEVADOS NÍVEIS DE SUBSTITUIÇÃO DO  
CIMENTO PORTLAND POR FÍLER CALCÁRIO EM RELAÇÃO À CORROSÃO  
DESENCADEADA POR CLORETOS**

**TAÍSSA GUEDES CÂNDIDO**

**Tese aprovada em 18 de setembro de 2023.  
Período Letivo: 2023.2**

Documento assinado digitalmente  
 **GIBSON ROCHA MEIRA**  
Data: 03/10/2023 15:47:05-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

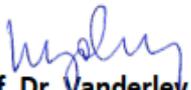
**Prof. Dr. Gibson Rocha Meira – IFPB  
Orientador**

Documento assinado digitalmente  
 **ALINE FIGUEIREDO NOBREGA**  
Data: 14/12/2023 14:54:00-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

**Profa. Dra. Aline Figueirêdo da Nóbrega – UFCG  
Examinadora Interna**

Documento assinado digitalmente  
 **NORMANDO PERAZZO BARBOSA**  
Data: 14/12/2023 20:46:41-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

**Prof. Dr. Normando Perazzo Barbosa – UFPB  
Examinador Interno**

  
**Prof. Dr. Vanderley Mc**  
**Examinador Externo**  
VANDERLEY MOACYR JOHN:29748968049  
C=BR, O=ICP-Brasil, OU=Secretaria da Receita Federal do Brasil - RFB, OU=RFB e-CPF A3, OU=(EM BRANCO), OU=20685108000106, OU=videoconferencia, CN=VANDERLEY MOACYR JOHN:29748968049  
São Paulo - USP  
2023.10.04 16:40:43-03'00"

Documento assinado digitalmente  
 **MARCELO HENRIQUE FARIAS DE MEDEIROS**  
Data: 04/10/2023 17:46:05-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

**Prof. Dr. Marcelo Henrique Farias de Medeiros – UFPR  
Examinador Externo**

**João Pessoa/PB  
2023**

A Deus, que me abençoa muito mais do que mereço.

Aos meus queridos pais, Osório e Betânia.

Ao meu amado esposo, Carlos.

## AGRADECIMENTOS

Durante todos os anos de doutorado, pude contar com o apoio de várias pessoas e instituições que contribuíram de diversas maneiras para o desenvolvimento e conclusão deste trabalho. Assim, num gesto de reconhecimento, registro minha gratidão.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGECAM) da Universidade Federal da Paraíba, pela oportunidade de realizar esta pesquisa.

Ao Instituto Nacional de Ciência e Tecnologia – CEMtec (Tecnologias Cimentícias Eco-eficientes Avançadas) e à INTERCEMENT, pelo suporte oferecido por meio do Convênio de Cooperação de Projeto de Pesquisa.

Ao Prof. Dr. Gibson Rocha Meira, por me orientar, acompanhar e aconselhar durante todos os anos em que trabalhamos juntos. Pela sua dedicação e tempo despendido nesse trabalho científico e pela confiança em mim depositada.

Ao Prof. Dr. Vanderley Moacyr John, por permitir a realização de parte dessa pesquisa na Universidade de São Paulo.

Aos pesquisadores Dra. Daniela Ângulo e Dr. Marco Quattrone, pela atenção, orientação e ajuda na realização das dosagens dos concretos estudados neste trabalho e demais etapas. Também ao técnico Edvaldo Braga, o Vavá, pelo apoio prestado durante o tempo em que estive na Universidade de São Paulo.

Aos membros da Comissão Examinadora, Prof<sup>a</sup>. Dr. Aline Figueirêdo, Prof. Dr. Normando Perazzo, Prof. Dr. Vanderley Moacy e Prof. Dr. Marcelo Medeiros pelas valiosas contribuições.

Aos amigos do grupo de pesquisa em Materiais e Resíduos da Construção Civil (GMAT) do Instituto Federal da Paraíba, Pablo Ramon, Mariane Carvalho e Robson Arruda, pelo apoio oferecido ao longo desses anos. A Maria Silva, que sempre esteve disposta a me ajudar na realização de vários ensaios deste trabalho.

Ao Laboratório de Materiais e Estrutura (LABEME) da UFPB, pelo apoio técnico prestado. A Sebastião, que sempre me ajudou com ideias, soluções e acompanhamento de ensaios.

Aos meus pais, Osório Cândido da Silva e Maria Betânia Guedes Cândido, por sempre acreditarem em mim. Por não terem deixado eu desistir quando estava em São Paulo, durante a pandemia da COVID-19, com os ensaios não saindo como o esperado e eu achando que não iria conseguir.

Às minhas irmãs Tália e Taliane, por mesmo sem entender ao certo o que tanto estudo há tantos anos, torcerem e se preocuparem comigo.

A chegada do meu sobrinho Henrique, que veio para alegrar nossos dias e preencher o nosso ambiente familiar de amor.

Ao meu esposo Carlos, por me dar todo o suporte, me incentivar, me ajudar e ser o meu porto seguro em todos os momentos. Você é meu pilar de força e conforto, e cada dia ao seu lado é uma bênção que valorizo e aprecio mais do que posso dizer.

*Os planos fracassam por falta de conselho, mas são bem-sucedidos quando há muitos conselheiros.*

*Provérbios 15:22*

## RESUMO

Com a crescente preocupação em relação às emissões de CO<sub>2</sub> provenientes da produção do cimento Portland, estratégias para mitigar esses efeitos estão ganhando destaque. Uma solução amplamente adotada é substituir o clínquer por adições minerais. No entanto, é essencial que os concretos de baixo teor de cimento demonstrem uma durabilidade satisfatória. Apesar dos avanços na pesquisa de concretos que substituem parcialmente o cimento Portland por materiais inertes, ainda não há consenso sobre seu desempenho em relação à corrosão induzida por cloretos. Este estudo se propôs a avaliar a iniciação e propagação da corrosão desencadeada por cloretos em concretos de baixo teor de ligante, utilizando fíler calcário como adição e substituição parcial ao cimento Portland. Três formulações de concreto foram testadas, variando nos teores de cimento Portland (350 kg/m<sup>3</sup>, designado como C350, 250 kg/m<sup>3</sup>, chamado de C250 e 150 kg/m<sup>3</sup>, referido como C150), resultando em reduções aproximadas de 29% e 57%, respectivamente. O C250 demonstrou um desempenho geral superior em termos de resistência mecânica, absorção de água e velocidade do pulso ultrassônico. Embora o C150 tenha apresentado uma resistência à compressão inferior em comparação com as outras formulações, ainda conseguiu ultrapassar o valor mínimo recomendado para estruturas de concreto, conforme estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2023). De modo geral, o concreto de referência apresentou um desempenho superior em relação à resistência aos cloretos, devido à sua capacidade superior de fixá-los. Isso sugere que fatores químicos, como a disponibilidade de aluminatos e hidróxidos, foram determinantes no coeficiente de difusão dos cloretos. Em condições controladas de laboratório, onde não há exposição a ciclos de umedecimento e secagem, causados por respingos de maré ou chuva, por exemplo, o aço incorporado no C250 apresentou taxas de corrosão semelhantes ao concreto de referência. Foi possível concluir que a utilização de concretos com baixo teor de cimento Portland pode ser viável, desde que suas propriedades de durabilidade sejam criteriosamente consideradas.

**PALAVRAS-CHAVE:** Concreto, baixo consumo de cimento, durabilidade, cloretos, CO<sub>2</sub>.

## ABSTRACT

There is growing concern about the CO<sub>2</sub> emissions produced by Portland cement production. As a result, various strategies have been developed to mitigate the negative effects. One of the most widely adopted approaches is to replace clinker with mineral additions. However, it is important that low-cement concretes also exhibit satisfactory durability, especially when it comes to chloride-induced corrosion. Despite efforts to partially replace Portland cement with inert materials, there is still no consensus on the effectiveness of such measures. This study aimed to evaluate the corrosion induced by chlorides in low-binder concrete, using limestone filler as an addition and partial substitute for Portland cement. Three different concrete formulations were tested, each with different levels of Portland cement content: 350 kg/m<sup>3</sup> (referred to as C350), 250 kg/m<sup>3</sup> (C250), and 150 kg/m<sup>3</sup> (C150). These levels represent reductions of approximately 29% and 57%, respectively. The C250 displayed superior overall performance in terms of mechanical strength, water absorption, and ultrasonic pulse speed. While C150 exhibited a lower compressive strength compared to the other formulations, it still surpassed the minimum recommended value for concrete structures outlined by NBR 6118 (ABNT, 2023). Overall, the reference concrete demonstrated better resistance to chlorides due to its superior binding capability. This implies that chemical factors, such as the availability of aluminates and hydroxides, played a decisive role in the chloride diffusion coefficient. Under controlled laboratory conditions that did not involve exposure to wetting and drying cycles (such as tidal splashes or rain), the steel incorporated in C250 exhibited corrosion rates similar to those of the reference concrete. This study concludes that using concrete with reduced Portland cement content may be feasible, but its durability properties must be carefully evaluated.

**KEYWORDS:** Concrete, low cement consumption, durability, chlorides, CO<sub>2</sub>.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>12</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>18</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>20</b>
1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA .....	20
1.2 OBJETIVOS.....	22
1.2.1 <i>Objetivo geral</i> .....	22
1.2.2 <i>Objetivos específicos</i> .....	22
1.3 HIPÓTESES DO TRABALHO.....	23
1.4 LIMITES DA PESQUISA .....	23
1.5 ESTRUTURA DA TESE.....	24
<b>2 SUSTENABILIDADE NA CONSTRUÇÃO CIVIL .....</b>	<b>25</b>
2.1 CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO .....	27
2.2 DESEMPENHO DE CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO	32
2.2.1 <i>Indicadores ambientais de eficiência</i> .....	36
2.3 DURABILIDADE DOS CONCRETOS COM ALTO TEOR DE FÍLER	
CALCÁRIO.....	38
<b>3 CORROSÃO NAS ARMADURAS DO CONCRETO.....</b>	<b>44</b>
3.1 DESPASSIVAÇÃO DAS ARMADURAS .....	44
3.2 INICIAÇÃO DA CORROSÃO PROVOCADA PELA AÇÃO DOS ÍONS	
CLORETO.....	46
3.3 LIMITE CRÍTICO DE CLORETOS PARA DESPASSIVAÇÃO DA	
ARMADURA.....	48
3.4 MECANISMOS DE PENETRAÇÃO DOS CLORETOS.....	50
3.5 TÉCNICAS PARA MONITORAMENTO DA CORROSÃO .....	52
3.5.1 <i>Potencial de corrosão</i> .....	52
3.5.2 <i>Resistividade elétrica superficial</i> .....	55
3.5.3 <i>Avaliação da resistividade elétrica superficial</i> .....	56
3.5.4 <i>Resistência de polarização linear</i> .....	57

3.5.5	<i>Espectroscopia de impedância eletroquímica</i> .....	59
<b>4</b>	<b>PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL</b> .....	<b>64</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....	64
4.2	FORMULAÇÃO E PRODUÇÃO DOS CONCRETOS.....	64
4.2.1	<i>Processo de mistura e moldagem</i> .....	65
4.2.2	<i>Preparação dos corpos de prova com armaduras</i> .....	66
4.3	AVALIAÇÃO DO PH DA PASTA .....	67
4.4	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO.....	68
4.4.1	<i>Resistência à compressão</i> .....	68
4.4.2	<i>Ensaio de absorção por capilaridade</i> .....	69
4.4.3	<i>Velocidade de propagação de onda ultrassônica</i> .....	69
4.4.4	<i>Resistividade elétrica superficial do concreto</i> .....	69
4.5	AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DIANTE DA AÇÃO DOS CLORETOS 70	
4.5.1	<i>Estudo do transporte de cloretos nas matrizes com baixo teor de ligante</i> .....	70
4.5.2	<i>Avaliação do teor crítico de cloretos e da propagação da corrosão induzida por cloretos</i> .....	71
4.6	FLUXOGRAMA EXPERIMENTAL DA PESQUISA .....	76
4.7	ENSAIOS ADICIONAIS: COMPORTAMENTO DIANTE DA AÇÃO DOS CLORETOS EM CORPOS DE PROVA SUBMETIDOS À EXPOSIÇÃO NATURAL	77
4.8	PREVISÃO DA VIDA ÚTIL .....	79
4.8.1	<i>Formulação teórica do software Sea air PRO-Life</i> .....	79
4.8.2	<i>Propriedades dos materiais e parâmetros de projeto</i> .....	81
4.8.3	<i>Condições do ambiente de exposição</i> .....	81
4.8.4	<i>Rotina de solução de cálculo</i> .....	83
<b>5</b>	<b>RESULTADOS</b> .....	<b>85</b>
5.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....	85
5.2	COMPOSIÇÃO DOS CONCRETOS E CARACTERIZAÇÃO NO ESTADO FRESCO.....	89
5.3	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO.....	91
5.3.1	<i>Resistência à compressão</i> .....	91
5.3.2	<i>Absorção por capilaridade</i> .....	95

5.3.3	<i>Velocidade de propagação de onda ultrassônica</i> .....	95
5.3.4	<i>Resistividade elétrica superficial</i> .....	96
5.3.5	<i>pH do concreto</i> .....	98
5.3.6	<i>Considerações sobre a caracterização dos concretos</i> .....	99
5.4	<b>AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DIANTE DA AÇÃO DOS CLORETOS</b> .....	100
5.4.1	<i>Estudo do transporte de cloretos nas matrizes com baixo teor de ligante....</i>	100
5.4.2	<i>Teor crítico de cloretos</i> .....	119
5.4.3	<i>Propagação da corrosão</i> .....	121
5.4.4	<i>Relação entre a queda ôhmica e a densidade de corrente</i> .....	131
5.4.5	<i>Espectroscopia de Impedância Eletroquímica</i> .....	134
5.5	<b>PREVISÃO DA VIDA ÚTIL</b> .....	140
5.6	<b>EXPOSIÇÃO NATURAL</b> .....	143
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b> .....	<b>146</b>
6.1	<b>CONCLUSÕES</b> .....	146
6.2	<b>SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	149
<b>7</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>150</b>

## LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2. 1 – Emissão direta de CO<sub>2</sub> na produção do cimento para dois cenários. ....</i>	26
<i>Figura 2. 2 - Estimativas médias globais da composição do cimento. Fonte: (IEA; WBCSD, 2018) .....</i>	27
<i>Figura 2. 3 – Nível estimado de produção e consumo dos substitutos de clínquer no Brasil. Fonte: Roadmap tecnológico do cimento (GONZALO VISEDO; MARCELO PECCHIO, 2019).....</i>	28
<i>Figura 2. 4 – Distintos cenários da distribuição de partículas da pasta. Fonte: JOHN et al., (2018). ....</i>	30
<i>Figura 2. 5 – Comparação entre concretos com alto teor de fíler com dados de benchmark obtidos por Damireli et al. (2010). Fonte: JOHN et al. (2018).....</i>	35
<i>Figura 2. 6 -Resultados de CWF versus a resistência à compressão a) 92 dados dos próprios autores b) 147 resultados da literatura mais os dados dos autores. Fonte: (JOHN et al., 2019).....</i>	36
<i>Figura 2. 7 -a) CWF versus porosidade capilar de argamassa b) Emissão de CO<sub>2</sub>/CWF versus CI. Fonte: (ABRÃO; CARDOSO; JOHN, 2020a).....</i>	37
<i>Figura 2. 8 -Efeito da adição de calcário na resistência à carbonatação. Fonte: (ELGALHUD; DHIR; GHATAORA, 2017).....</i>	39
<i>Figura 2. 9 - Efeito da adição de calcário no ingresso de cloretos.....</i>	40
<i>Figura 2. 10 – Relação entre pH e capacidade de ligação de cloretos. ....</i>	41
<i>Figura 3. 1 – Diagrama de equilíbrio termodinâmico, potencial versus pH, para o sistema Fe – H<sub>2</sub>O a 25°C.....</i>	44
<i>Figura 3. 2 - Modelo de Tuutti para corrosão de armaduras ajustado .....</i>	45
<i>Figura 3. 3- Mecanismo de corrosão pela ação dos cloretos. Fonte: Treadaway,1988 apud Meira, 204. ....</i>	46
<i>Figura 3. 4 - Limites de cloreto relatados para estruturas, experimentos em amostras em exposição natural e em laboratório com fontes externas de cloretos. Fonte: (MEIRA et al., 2014a).....</i>	49
<i>Figura 3. 5 – Desenho esquemático da técnica de potencial de corrosão. Fonte: ASTM C 876 (ASTM, 2015). ....</i>	51

<i>Figura 3. 7 – Desenho esquemático da técnica de resistividade superficial Fonte: Gucunski; National Research Council (U.S.); Second Strategic Highway Research Program (U.S.), (2013).</i>	54
<i>Figura 3. 8 – Representação do diagrama de Nyquist (a) e Bode (b).</i>	59
<i>Figura 3. 9 – Circuito simples para Sistema aço/concreto. Fonte (FELIU et al., 1998).</i>	59
<i>Figura 3. 10 – Diagrama de Nyquist para sistema aço/concreto e seu circuito equivalente. Fonte: (CASCUDO, 1997).</i>	60
<i>Figura 3. 11 – Circuito equivalente simples com introdução do elemento de fase constante (FELIU et al., 1998)</i>	60
<i>Figura 3. 12 – a) Esquema da interface da microestrutura da argamassa/concreto expostos a solução de cloretos. b) Circuito equivalente proposto c) resultados obtidos representados no diagrama de Nyquist. Fonte: (KOLEVA et al., 2008b)</i>	61
<i>Figura 3. 13– Circuito equivalente com introdução do elemento de fase constante (CPE) e elemento de difusão de Warburg. Fonte: (FELIU et al., 1998).</i>	62
<i>Figura 4. 1 – Corpos de prova utilizados na pesquisa: cúbicos (10 x 10 x 10) cm com e sem armaduras e cilíndricos (10 x 20) cm.</i>	65
<i>Figura 4. 2 – Armadura para monitoramento eletroquímico com padronização da área exposta e do cobrimento do corpo de prova de concreto</i>	65
<i>Figura 4. 3- Correção da constante de célula para determinar a resistividade do concreto em corpos de prova cilíndricos. Fonte: Morris, Moreno e Sagüés (1996).</i>	69
<i>Figura 4. 4 – Ilustração da solução da 2ª Lei de Fick para o perfil de cloretos</i>	70
<i>Figura 4. 5 – Potenciostato de bancada e gaiola de Faraday utilizados nas medidas eletroquímicas</i>	71
<i>Figura 4. 6- Montagem do arranjo dos eletrodos e CP para o monitoramento eletroquímico</i>	72
<i>Figura 4. 7 – Comportamento típico do monitoramento do Ecorr e icorr das armaduras até a despassivação. Fonte: (MEIRA et al., 2014a).</i>	72
<i>Figura 4. 8 – Demonstração das camadas do cobrimento utilizadas para traçar o perfil de cloreto</i>	73
<i>Figura 4. 9 – Esquema ilustrativo dos ensaios acelerados de cloretos para avaliar o teor crítico de cloretos e a propagação da corrosão.</i>	74
<i>Figura 4. 10 – Fluxograma experimental da pesquisa</i>	75
<i>Figura 4. 11 – Local de exposição natural, aproximadamente 50m distante do mar.</i>	77

<i>Figura 4. 12 – Gaiolas com os corpos de prova em exposição natural.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 4. 13 – Ajuste do modelo matemático utilizado aos dados de concentração superficial de um concreto com relação a/c=0,50 distante 100m do mar, com 12,5 anos de exposição. ....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 4. 14 - Algoritmo para resolução do modelo probabilístico de previsão do início da corrosão. Fonte: (FERREIRA, 2022). ....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 5. 1 -Termogravimetria (TG) e Curva Diferencial de 1ª ordem (DTG) do cimento anidro.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 5. 2- Termogravimetria (TG) e Curva Diferencial de 1ª ordem (DTG) do filer calcário PF1. ....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 5. 3- Termogravimetria (TG) e Curva Diferencial de 1ª ordem (DTG) do filer calcário PC5.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 5. 4- Distribuição granulométrica do cimento (linha continua refere-se à distribuição discreta, linha tracejada à cumulada). ....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 5. 5- Distribuição de tamanho de partícula dos materiais fíleres (linha continua refere-se à distribuição discreta, linha tracejada à cumulada). ....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 5. 6- Curvas Granulométricas dos agregados .....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 5. 7– Composição dos concretos .....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 5. 8- Resistência à compressão aos 14, 28 e 91 dias. ....</i>	<i>90</i>
<i>Figura 5. 9- Intensidade Ligante versus Resistência à compressão aos 28 dias. Adaptado de Damireli et al., 2010. ....</i>	<i>91</i>
<i>Figura 5. 10- Intensidade CO<sub>2</sub> versus Resistência à compressão aos 28 dias. Adaptado de Damireli et al., 2010. ....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 5. 11 – Resistência à compressão versus CWF. Fonte: (JOHN, 2022).....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 5. 12- Absorção de água por capilaridade.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 5. 13 - Resistividade elétrica superficial .....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 5. 14 – Correlação entre a queda ôhmica e a resistividade elétrica superficial dos concretos.....</i>	<i>97</i>
<i>Figura 5. 15– Valores do pH nos concretos.....</i>	<i>98</i>
<i>Figura 5. 16 – Perfis de cloretos totais (idade de 90dias).....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 5. 17 – Perfis de cloretos livres (idade de 90 dias).....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 5. 18- Perfis de cloretos totais (Idade de 240 dias) .....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 5. 19- Perfis de cloretos livres (Idade de 240 dias) .....</i>	<i>101</i>

<i>Figura 5. 20 – Representação esquemática da área equivalente ao total de cloreto acumulado, podendo ser livres ou totais.</i> .....	102
<i>Figura 5. 21 – Coeficientes de difusão para início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 90 dias de idade</i> .....	104
<i>Figura 5. 22– Coeficientes de difusão para início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 240 dias de idade</i> .....	104
<i>Figura 5. 23 – Relação entre o coeficiente de difusão e o teor de <math>Al_2O_3</math>.</i> .....	105
<i>Figura 5. 24 – Relação entre o coeficiente de difusão e o teor de ligante (<math>kg/m^3</math>)</i> .....	106
<i>Figura 5. 25 – Densidade de corrente nas barras de aço do C150</i> .....	107
<i>Figura 5. 26 – Densidade de corrente nas barras de aço do C250</i> .....	107
<i>Figura 5. 27 – Densidade de corrente nas barras de aço do C350</i> .....	108
<i>Figura 5. 28 – Potencial de corrosão nas barras de aço do C150</i> .....	108
<i>Figura 5. 29 – Potencial de corrosão nas barras de aço do C250</i> .....	109
<i>Figura 5. 30 – Potencial de corrosão nas barras de aço do C350</i> .....	109
<i>Figura 5. 31 – Análise visual da detecção da corrosão e medida do cobrimento.</i> .....	110
<i>Figura 5. 32 – Perfis de cloretos a) totais e b) livres do C150</i> .....	111
<i>Figura 5. 33- Perfis de cloretos a) totais e b)livres do C250</i> .....	111
<i>Figura 5. 34- Perfis de cloretos a) totais e b) livres do C350</i> .....	112
<i>Figura 5. 35 - Coeficiente de difusão x teor de ligante</i> .....	114
<i>Figura 5. 36– Ajuste à isoterma de Langmuir</i> .....	117
<i>Figura 5. 37 – Relação entre <math>C_s/D_{ap}</math> versus teor de cloretos acumulados a) totais b) livres.</i> .....	118
<i>Figura 5. 38 –Representação esquemática para determinar o teor crítico</i> .....	119
<i>Figura 5. 39 – Teores críticos de cloretos, livres e totais, para os diferentes concretos a) em função do consumo de ligante e b) em função do pH</i> .....	119
<i>Figura 5. 40 – Teor crítico de cloretos totais (a) e livres (b) em relação ao consumo do cimento Portland CP V encontrados na literatura</i> .....	120
<i>Figura 5. 41 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C150 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação</i> .....	122
<i>Figura 5. 42 – Potencial de corrosão das amostras embutidas no C150 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação</i> .....	122
<i>Figura 5. 43 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C250 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação</i> .....	123

<i>Figura 5. 44- Potencial de corrosão das amostras embutidas no C250 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação.....</i>	<i>123</i>
<i>Figura 5. 45 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C350 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação.....</i>	<i>124</i>
<i>Figura 5. 46 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C350 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação.....</i>	<i>124</i>
<i>Figura 5. 47 – Relação entre potencial de corrosão e densidade de corrente nas amostras em ambiente de laboratório.....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 5. 48 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C150 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 5. 49 – Potencial de corrosão das amostras embutidas no C150 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 5. 50 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C250 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação.....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 5. 51 - Potencial de corrosão das amostras embutidas no C250 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação.....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 5. 52 - Potencial de corrosão das amostras embutidas no C350 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 5. 53 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C350 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 5. 54 - Relação entre potencial de corrosão e densidade de corrente nas amostras em ciclos de molhagem e secagem .....</i>	<i>129</i>
<i>Figura 5. 55– Densidade de corrente média na propagação da corrosão .....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 5. 56 – Densidade de corrente e queda ôhmica nos concretos .....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 5. 57 – Queda ôhmica e densidade de corrente nas amostras em corrosão. ....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 5. 58 – Queda ôhmica e densidade de corrente de acordo com as condições de exposição. ....</i>	<i>133</i>
<i>Figura 5. 59 – EIS no estado passivo aos 28 dias de idade.....</i>	<i>134</i>
<i>Figura 5. 60 – EIS logo após a despassivação. ....</i>	<i>134</i>
<i>Figura 5. 61 – EIS nas amostras que permaneceram em ambiente de laboratório durante a propagação da corrosão. ....</i>	<i>135</i>
<i>Figura 5. 62 - EIS nas amostras que permaneceram em ciclos de imersão e secagem (solução 1M de NaCl) durante a propagação da corrosão. ....</i>	<i>135</i>

<i>Figura 5. 63 – Circuitos elétricos equivalentes utilizados para o ajuste dos dados a) sem elemento de Warburg b) com elemento de Warburg (FELIU et al., 1998).</i> .....	136
<i>Figura 5. 64 – Relação entre as resistências elétricas obtidas nos diversos ensaios</i> .....	138
<i>Figura 5. 65 – Probabilidade de início da corrosão nas estruturas com C350</i> .....	140
<i>Figura 5. 66 - Probabilidade de início da corrosão nas estruturas com C250</i> .....	141
<i>Figura 5. 67 - Probabilidade de início da corrosão nas estruturas com C150</i> .....	141
<i>Figura 5. 68 – Densidade de corrente (a) e potencial de corrosão (b) das amostras C350 em exposição natural</i> .....	142
<i>Figura 5. 69 - Densidade de corrente (a) e potencial de corrosão (b) das amostras C250 em exposição natural</i> .....	143
<i>Figura 5. 70 - Densidade de corrente (a) e potencial de corrosão (b) das amostras C150 em exposição natural</i> .....	143

## LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2. 1- Dados da literatura sobre concretos com baixo consumo de cimento – resistência mecânica e transporte de cloretos.....</i>	<i>34</i>
<i>Tabela 3. 1 – Potencial e nomenclatura dos tipos de eletrodo.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabela 3. 2– Probabilidade de corrosão em função do <math>E_{corr}</math>.....</i>	<i>53</i>
<i>Tabela 3. 3 – Relação entre a resistividade elétrica superficial e risco de corrosão.....</i>	<i>56</i>
<i>Tabela 3. 4 – Relação entre a taxa de corrosão e nível de corrosão.....</i>	<i>58</i>
<i>Tabela 4.1- Parâmetros climatológicos, da cidade de João Pessoa – PB, utilizados como dados de entrada no software.....</i>	<i>81</i>
<i>Tabela 5. 1 - Composição química obtida por Fluorescência de raios X.....</i>	<i>84</i>
<i>Tabela 5. 2. Caracterização dos finos.....</i>	<i>84</i>
<i>Tabela 5. 3- Caracterização dos agregados .....</i>	<i>87</i>
<i>Tabela 5. 4- Traços dos concretos avaliados.....</i>	<i>88</i>
<i>Tabela 5. 5 - Indicador de desempenho Intensidade Ligante .....</i>	<i>91</i>
<i>Tabela 5. 6 - Classificação da qualidade do concreto de acordo com a velocidade do pulso .....</i>	<i>95</i>
<i>Tabela 5. 7- Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos totais dos traços estudados, com início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 90 dias de idade.....</i>	<i>102</i>
<i>Tabela 5. 8- Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos livres dos traços estudados, com início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 90 dias de idade.....</i>	<i>102</i>
<i>Tabela 5. 9- Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos totais dos traços estudados, com início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 240 dias de idade.....</i>	<i>103</i>
<i>Tabela 5. 10- Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos livres dos traços estudados, com início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 240 dias de idade.....</i>	<i>103</i>
<i>Tabela 5. 11 – Quantidade de <math>Al_2O_3</math> .....</i>	<i>105</i>
<i>Tabela 5. 12- Parâmetros obtidos do ajuste dos perfis de cloretos totais à segunda Lei de Fick. ....</i>	<i>113</i>

<i>Tabela 5. 13- Parâmetros obtidos do ajuste dos perfis de cloretos livres à segunda Lei de Fick. ....</i>	<i>113</i>
<i>Tabela 5. 14 – Resultado das regressões .....</i>	<i>116</i>
<i>Tabela 5. 15 – Relação Cs/Dap obtidos com os cloretos livres e totais. ....</i>	<i>118</i>
<i>Tabela 5. 16 – Valores médios de IR e Icorr nos concretos nos estados passivo e ativo. ....</i>	<i>132</i>
<i>Tabela 5. 17. Independente da condição de exposição, os concretos apresentaram IR na seguinte ordem, do menor para o maior C150 &lt; C250 &lt; C350. Analisado a relação entre o IR e a densidade de corrente para cada condição, é possível obter uma correlação mais forte do que todos os dados unificados (Figura 5. 51).....</i>	<i>132</i>
<i>Tabela 5. 18 – Valores dos componentes do modelo de circuito equivalente relacionados aos dados de impedância.....</i>	<i>137</i>
<i>Tabela 5. 19 – Valores das propriedades dos materiais utilizados na previsão de vida útil .....</i>	<i>139</i>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA

A indústria da construção civil gera impactos ambientais em toda a sua cadeia produtiva. Ela é responsável por consumir mais da metade dos recursos naturais extraídos do planeta na produção e manutenção do ambiente. Após a extração das matérias primas, o processo industrial das matérias-primas utiliza energia e emite gases do efeito estufa. Além disso, ainda ocorrem perdas de materiais nas fases de transporte, comercialização e construção, gerando grandes volumes de resíduos sólidos ou perdas que ficam incorporadas à construção (CBCS, 2014).

A demanda para expandir o ambiente construído está crescendo, refletindo tanto na necessidade de reparar, como na necessidade de construir novas habitações. Para atender esse crescimento na construção, o consumo de concreto e, conseqüentemente, a produção de cimento vem aumentando (MILLER et al., 2018). De 2010 a 2019, a fabricação global de cimento Portland cresceu aproximadamente 25% (IEA, 2020). Estima-se que até 2050, essa produção irá aumentar ainda mais, entre 12% a 24% (IEA; WBCSD, 2018). Este aumento significativo na produção de cimento impacta no aumento do uso absoluto de energia e na emissão de CO<sub>2</sub> da indústria cimenteira (HASANBEIGI; PRICE; LIN, 2012). De 2015-2021, houve aumento de 1,5 % ao ano da intensidade de emissões diretas de CO<sub>2</sub> devido à produção de cimento (IEA, 2022).

Com o aumento da conscientização sobre as emissões de CO<sub>2</sub> advindas da produção de cimento em larga escala, passou a haver um foco maior nas estratégias de mitigação dessas emissões, incluindo o uso de materiais alternativos na composição do cimento (MILLER et al., 2018). A estratégia mais popular para a redução dos impactos ambientais desse material é a substituição do clínquer por adições minerais como as cinzas volantes, escória de alto-forno e fíler calcário (DAMINELI, 2013; OLIVEIRA et al., 2014). Essas substituições contribuem significativamente para sustentabilidade no setor da construção civil. Ao mesmo tempo em que há uma redução na emissão de CO<sub>2</sub> oriunda da produção do cimento, há também reuso de resíduos industriais, promovendo a economia circular e reduzindo o consumo de recursos naturais (SOLDADO et al., 2021). Além disso, o custo de produção de concretos com a substituição do cimento por adições também pode ser reduzido (BARBOZA; STORCH; ALMEIDA FILHO, 2020; SOLDADO et al., 2021).

Porém, a disponibilidade limitada de cinzas volantes e escória de alto-forno, que representará <20% da demanda global de cimento até 2050, é um fator importante a ser ponderado (JOHN et al., 2018; MILLER et al., 2018). Portanto, devido a menor disponibilidade desses materiais reativos, materiais inertes como o fíler calcário, com maior disponibilidade devem ser considerados (PROSKE et al., 2014).

Os concretos com baixo consumo de cimento, além de terem o desempenho mecânico satisfatório, para manter sua característica de material ambientalmente eficiente, devem obter também bom desempenho quanto a durabilidade para reduzir os custos de manutenção e aumentar a vida útil das estruturas (MÜLLER et al., 2014). Por vida útil de projeto, entende-se como o período durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto (segurança, funcionalidade e estética) sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção. A durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e atitudes coordenadas de todos os envolvidos nos processos de projeto, construção e utilização (ABNT, 2023).

A corrosão das armaduras no concreto é uma das principais causas da deterioração das estruturas, resultando na redução de sua vida útil e sendo considerada o mecanismo de degradação mais frequente. Este fenômeno é desencadeado tanto pela carbonatação do concreto, como pela ação dos íons cloretos. Sendo esta última, típica de ambiente marinho e de efeito mais acentuado (CASCUDO, 1997; MEIRA, 2017).

As características da matriz do concreto interferem na velocidade de transporte dos íons cloretos, bem como no seu teor crítico. O teor crítico de cloreto representa o limite máximo de concentração de íons cloreto que o concreto armado pode tolerar sem iniciar o processo de corrosão. Cimentos com maior quantidade de  $C_3A$  em sua composição, podem fixar uma maior quantidade de íons cloretos, reduzindo o teor de cloretos livres, que são os responsáveis pela corrosão (JERONIMO, 2014; MEIRA, 2017). Além disso, concretos mais alcalinos podem apresentar maior período de iniciação da corrosão. Isso porque o potencial alcalino funciona como uma reserva frente à redução da alcalinidade resultante da carbonatação e/ou frente à ação dos cloretos. Concreto com maior oferta de hidroxilas terá maior tolerância à presença de cloretos, pois para uma mesma relação  $[Cl^-]/[OH^-]$ , são necessários mais íons  $Cl^-$  para realizar a despassivação da armadura (MEIRA, 2017). O uso de adições minerais, como o fíler calcário, pode reduzir a porosidade da matriz cimentícia, contudo, é importante que a redução de porosidade prevaleça em relação à redução do

potencial alcalino. Além disso, o uso dessas adições pode alterar a capacidade de fixação dos cloretos na matriz cimentícia (MEIRA, 2017).

No caso específico da ação dos cloretos, há poucos estudos que avaliem o desempenho de concretos com baixo teor de ligante frente ao processo de corrosão da armadura. Apesar dos avanços nas pesquisas sobre concretos em que se substitui parcialmente o cimento Portland por finos inertes, não há um consenso sobre o seu desempenho diante da ação dos cloretos (LOLLINI; REDAELLI; BERTOLINI, 2014). Aspectos como o impacto no período de iniciação da corrosão, no teor crítico e na cinética do processo de corrosão são carentes de mais informações. Necessita-se, portanto, de mais pesquisas sobre o tema, uma vez que os íons cloreto são um dos principais responsáveis pelo processo de corrosão nas armaduras.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo geral**

O objetivo geral desse trabalho é avaliar as fases de iniciação e propagação da corrosão desencadeada por cloretos em concretos com baixo consumo de cimento Portland, utilizando fíler calcário como adição.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Avaliar o desempenho mecânico de concretos com baixo consumo de cimento, reduzindo o teor cimento Portland e adicionando fíler calcário;
- Avaliar a alcalinidade desses concretos com elevado teor de fíler;
- Avaliar a velocidade de penetração dos cloretos nesses concretos;
- Avaliar o teor crítico de cloretos, em função do monitoramento eletroquímico e da obtenção de perfis de cloretos no momento da despassivação nesses concretos;
- Investigar o comportamento da armadura em relação à cinética do processo de corrosão;
- Avaliar possíveis diferenças de comportamento em relação aos resultados dos experimentos realizados em laboratório e aqueles realizados em exposição natural.

### **1.3 HIPÓTESES DO TRABALHO**

A hipótese central deste estudo é que a incorporação de filer calcário como substituto parcial do cimento Portland possibilita a produção de concretos com menor pegada de CO<sub>2</sub>, mantendo ou melhorando as propriedades mecânicas e de durabilidade desses concretos. A utilização de conceitos de empacotamento e dispersão das partículas contribui para a formação de uma matriz cimentícia com menor porosidade total. Essa redução da porosidade é esperada para promover um desempenho mecânico aprimorado e dificultar o transporte por difusão de cloretos no interior do concreto.

Como hipótese, também há a consideração de que a diminuição do teor de cimento Portland pode resultar em uma redução da alcalinidade da matriz cimentícia. Nesse sentido, será fundamental avaliar em que medida a redução da porosidade prevalece em relação ao potencial alcalino, visando encontrar um equilíbrio adequado entre os benefícios da menor porosidade e as possíveis limitações impostas pela redução da alcalinidade.

### **1.4 LIMITES DA PESQUISA**

Devido à complexidade e ao tempo necessário para a realização dos ensaios nesta pesquisa, não foi possível abranger uma ampla variedade de traços de concreto, nem explorar o uso de outras adições em conjunto com o filer calcário. Além disso, os ensaios em condições de exposição natural demandam um período prolongado para uma análise completa e abrangente.

É relevante ressaltar que a ocorrência da pandemia de COVID-19 afetou significativamente o andamento da pesquisa, resultando em desafios adicionais em termos de acesso a laboratórios, recursos e prazos.

## **1.5 ESTRUTURA DA TESE**

Este trabalho está organizado em seis capítulos descritos a seguir.

No capítulo 1, justifica-se a importância da pesquisa proposta, apresenta-se os objetivos e a estrutura do trabalho.

No capítulo 2, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre concretos com baixo consumo de cimento, que serviu como orientação no desenvolvimento desta pesquisa.

No capítulo 3, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre a corrosão das armaduras, bem como os fatores que afetam o desencadeamento da corrosão pela ação dos cloretos.

No capítulo 4, descrevem-se os procedimentos metodológicos e os materiais utilizados na pesquisa.

No capítulo 5, são apresentados e analisados os resultados do trabalho.

No capítulo 6, apresentam-se as principais conclusões obtidas desta pesquisa, bem como sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas.

## 2 SUSTENTABILIDADE NA CONSTRUÇÃO CIVIL

A política ESG (Environmental, Social, and Governance) tem ganhado cada vez mais importância na indústria da construção civil. A implementação de práticas sustentáveis e responsáveis tornou-se uma prioridade para empresas do setor, em linha com as expectativas da sociedade e as demandas por uma construção mais sustentável.

A política ESG e o mercado de crédito de carbono estão interconectados por meio do objetivo comum de combater as mudanças climáticas. O crédito de carbono é um mecanismo financeiro utilizado para incentivar a redução das emissões de gases de efeito estufa. As empresas que reduzem suas emissões de carbono podem obter créditos de carbono, que representam a redução de uma tonelada de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) equivalente. Esses créditos podem ser comprados e vendidos no mercado de carbono, permitindo que as empresas compensem suas emissões remanescentes e financiem projetos de redução de carbono em outros lugares (WOO et al., 2021).

No Brasil, as leis e normas relacionadas ao crédito de carbono estão principalmente voltadas para a mitigação das mudanças climáticas e a promoção de ações de redução de emissões. Alguns dos principais instrumentos legais e normativos relacionados ao tema são a Lei nº 12.187/2009 (BRASIL, 2009), que institui a Política Nacional sobre Mudança do Clima, o Programa de Certificação em Energia Renovável e Eficiência Energética (PROCEL) e o Decreto Nº 11.075/2022 (BRASIL, 2022) que estabelece os procedimentos para a elaboração dos Planos Setoriais de Mitigação das Mudanças Climáticas e institui o Sistema Nacional de Redução de Emissões de Gases de Efeito Estufa.

Além dessas leis e programas específicos, o Brasil também está envolvido em acordos internacionais relacionados ao crédito de carbono, como o Mecanismo de Desenvolvimento Limpo (MDL) estabelecido pelo Protocolo de Kyoto. O MDL permite que projetos de redução de emissões em países em desenvolvimento gerem créditos de carbono que podem ser negociados no mercado internacional.

Na construção civil, o crédito de carbono pode ser obtido por meio de várias iniciativas sustentáveis, incluindo a adoção de práticas de construção ecológica, eficiência energética, utilização de materiais de baixo carbono, gestão de resíduos e o uso de energias renováveis. Essas práticas podem ajudar a mitigar os impactos ambientais associados à construção e operação de edifícios.

Na construção civil, projetos sustentáveis e de baixo carbono podem gerar créditos de carbono que podem ser vendidos nessas plataformas, proporcionando um incentivo econômico adicional para a adoção de práticas sustentáveis na indústria (WOO et al., 2021).

O uso de concretos com baixo teor de cimento poderá ser uma das estratégias adotadas na construção civil para reduzir as emissões de CO<sub>2</sub>. O processo de produção de cimento Portland, principal componente do concreto convencional, é intensivo em carbono e contribui significativamente para as emissões de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>). Os concretos com baixo teor de cimento geralmente incorporam materiais alternativos, como adições minerais (pozolânicas ou não), que possuem menor pegada de carbono em comparação com o cimento Portland. Esses materiais podem substituir parcialmente o cimento, reduzindo as emissões de CO<sub>2</sub> associadas à produção do material.

O mercado de crédito de carbono na construção civil está ganhando cada vez mais relevância à medida que a indústria busca reduzir suas emissões de gases de efeito estufa e adotar práticas sustentáveis. Existem métricas de avaliação do desempenho ambiental dos materiais de construção, como o Sistema de Informação do Desempenho Ambiental da Construção (Sidac), que permitem calcular indicadores de desempenho ambiental de produtos de construção com base em dados brasileiros (MME; CBCS, 2022). O Sidac é um sistema online que simplifica a Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) e auxilia na adoção de práticas sustentáveis no setor (BELIZARIO-SILVA et al., 2022).

É importante ressaltar que o mercado de crédito de carbono na construção civil ainda está em desenvolvimento e varia de acordo com a região e a legislação aplicável. No entanto, à medida que a conscientização sobre as questões ambientais aumenta e a demanda por edifícios sustentáveis cresce, espera-se que o mercado de crédito de carbono na construção civil se expanda e se torne uma parte cada vez mais importante da indústria.

## 2.1 CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO

O aumento da demanda por materiais de construção como resultado do desenvolvimento exige uma maneira alternativa de desenvolver ou derivar materiais de construção de diferentes fontes (SMOL et al., 2015). O concreto é o material de construção mais utilizado e seu maior impacto ambiental vem da produção do cimento Portland, que gera aproximadamente 8% das emissões antropogênicas de CO<sub>2</sub> do mundo. À medida que a população mundial cresce e a urbanização avança, a produção global de cimento deve aumentar significativamente, estimando-se um acréscimo entre 12% e 23% até o ano de 2050. A Figura 2.1 ilustra as previsões das emissões de CO<sub>2</sub> na produção do cimento, relacionadas à sua demanda de produção, para dois cenários distintos. O primeiro cenário, o Cenário de Tecnologia de Referência (RTS) da Agência Internacional de Energia (IEA), representa um caso base que leva em consideração os compromissos do Acordo de Paris relacionados à energia e ao clima. Nessa situação, mesmo com os contínuos avanços em eficiência, estima-se um aumento de 4% nas emissões diretas de carbono provenientes da indústria cimenteira até 2050. Contudo, caso o cenário mais ambicioso, o Cenário de 2°C (2DS) da IEA, seja alcançado até 2050, cujo objetivo é limitar o aumento médio da temperatura global a 2°C, serão necessários esforços consideravelmente maiores para reduzir as emissões provenientes dos fabricantes de cimento.

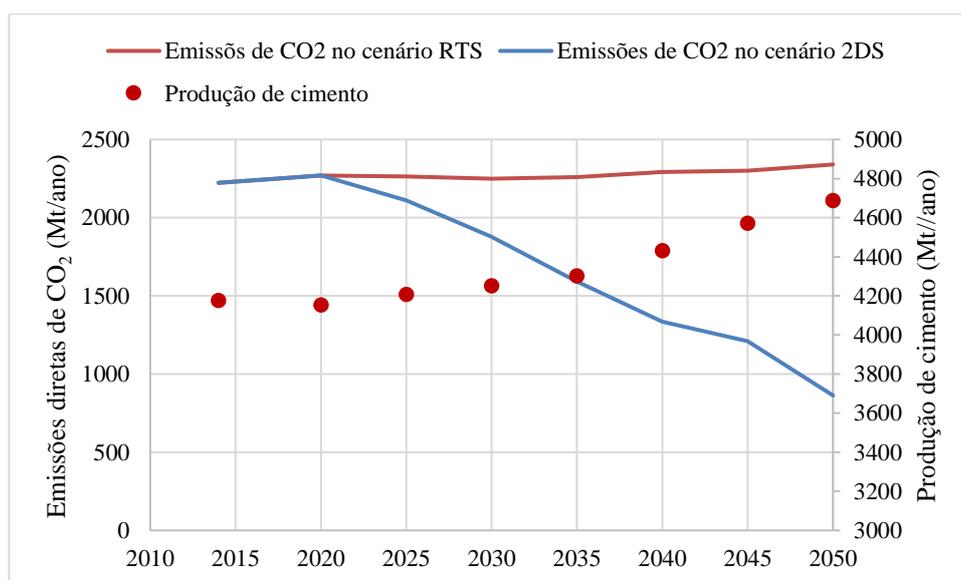


Figura 2. 1 – Emissão direta de CO<sub>2</sub> na produção do cimento para dois cenários. Fonte: Adaptado de (IEA; WBCSD, 2018).

Neste contexto, o aumento do uso de materiais suplementares com baixa emissão de CO<sub>2</sub> como substitutos parciais do clínquer se mostra como estratégia para mitigar as emissões globais de CO<sub>2</sub> relacionadas ao cimento e ao concreto (Figura 2. 2). Esta substituição já é proposta pela European Cement Association (2020). Em estratégias de longo prazo, as sugestões de utilização de adições minerais são fortemente recomendadas e prevêm uma redução das emissões de CO<sub>2</sub>, neste processo, de até 3,5% em 2030 e até 8% em 2050. Somando a isso, tem-se também o uso mais eficiente do clínquer do cimento Portland em argamassas e concretos (SCRIVENER; JOHN; GARTNER, 2018).

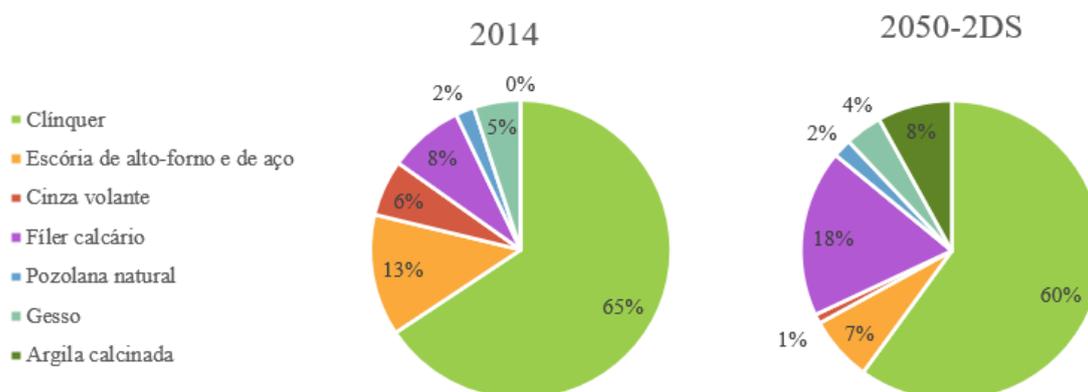


Figura 2. 2 - Estimativas médias globais da composição do cimento. Fonte: (IEA; WBCSD, 2018)

A Figura 2. 3 ilustra a disponibilidade de produção e demanda das principais adições utilizadas em substituição ao clínquer, demonstrando a estimativa do maior consumo do fíler calcário devido à sua maior disponibilidade. A mistura de fíler com cimento é uma estratégia que aumenta o volume e a massa do produto, reduzindo a concentração dos materiais reativos na matriz da pasta de cimento. A substituição do clínquer reduz as emissões de CO<sub>2</sub> na produção de cimento, quase que proporcionalmente à taxa de substituição, pois os fíleres não requerem calcinação (JOHN et al., 2018). Além disso, do ponto de vista de custo energético, a produção do fíler usa energia apenas na sua moagem, enquanto o clínquer usa energia na moagem e na calcinação. Devido a isso, alguns fíleres específicos para materiais cimentícios podem ser vendidos a um preço muito inferior ao do cimento (DAMINELI et al., 2021).

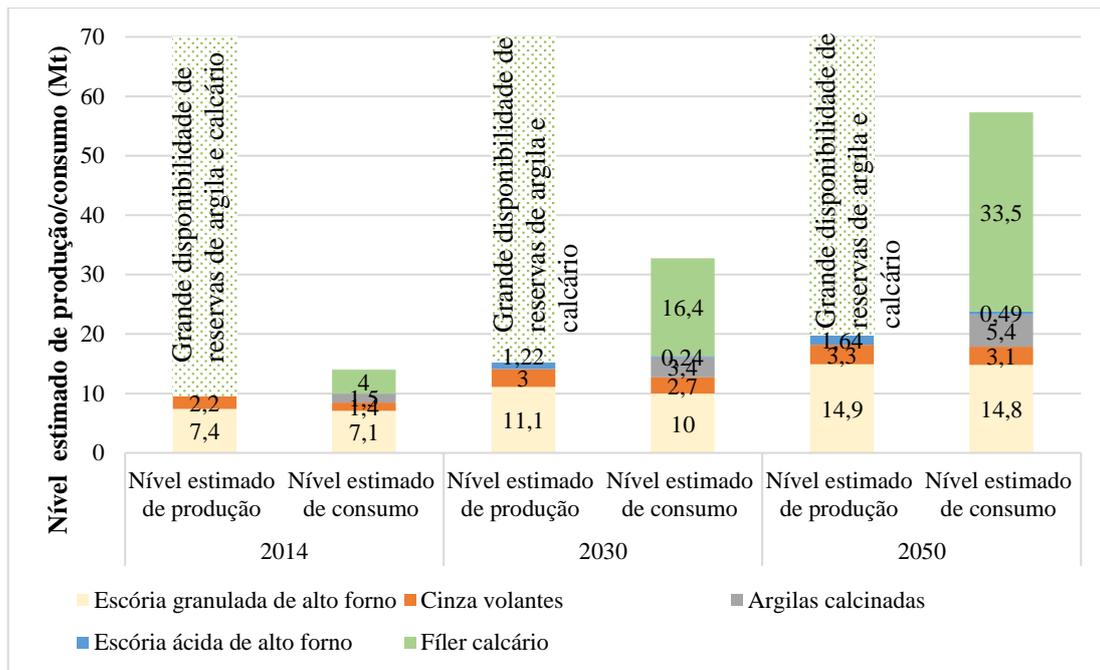


Figura 2. 3 – Nível estimado de produção e consumo dos substitutos de clínquer no Brasil. Fonte: Roadmap tecnológico do cimento (GONZALO VISEDO; MARCELO PECCHIO, 2019).

Embora já haja vários avanços nas pesquisas sobre substituição parcial do cimento Portland por adições minerais, quando se trata de uma redução mais acentuada do consumo de cimento com uso de maior volume de adições no concreto, como fíler calcário, os estudos ainda são escassos e limitados. Assim, faz-se necessário a realização de estudos que utilizem altos volumes das adições como substitutos parciais do cimento Portland, sendo elas utilizadas sozinhas ou combinadas, como a cinza voltante juntamente com fíler calcário, a fim de maximizar os benefícios ambientais e econômicos na produção de concreto (ROBALO et al., 2020).

Alguns autores relatam que o fíler calcário apesar de ser considerado um material inerte, podem reagir com a fase C<sub>3</sub>A do clínquer, formando carboaluminatos (BONAVETTI, RAHHAL E IRASSAR, 2001; VOGLIS *et al.*, 2005). Porém, como o principal efeito do fíler é o de preenchimento, ele tende a diminuir a resistência se o teor de água permanecer inalterado. Devido a isso, a taxa de substituição média global de clínquer por fíler de calcário permaneceu baixa (CSI WBCSD, 2013; JOHN et al., 2018). Por isso, alguns estudos propõem combinar a adição ativa com o fíler calcário visando facilitar a viabilidade dessa adição inerte (ROBALO et al., 2020).

Para que a redução do teor de cimento não prejudique o seu desempenho, outros parâmetros devem ser ajustados. Sabe-se que o volume de pasta, isto é, a mistura do cimento

e água, deve ser suficiente para preencher os vazios que existem entre os grãos dos agregados graúdo e miúdo, e dessa forma, promover a trabalhabilidade adequada da mistura. Um passo chave para reduzir o teor de cimento, é a redução dos vazios intergranulares e do teor de água (DAMINELI, 2013; MÜLLER et al., 2014; PROSKE et al., 2014).

Mehdipour e Khayat (2016) corroboram com a ideia de que para a produção do concreto com baixo consumo de cimento é necessário aumentar a densidade de empacotamento dos agregados e dos finos.

É possível otimizar a proporção entre os agregados utilizando modelos de empacotamento (GRAZIA et al., 2019) e/ou processo experimental (REBMANN, 2011). Dessa forma, busca-se uma composição que apresente o menor índice de vazios entre os agregados, sendo, portanto, a mais compacta e densa. O volume de vazios após o empacotamento deve ser preenchido por um volume suficiente de pasta de cimento. Sendo assim, reduzir a porosidade intergranular dos agregados possibilita a redução do volume de pasta na mistura (DE LARRARD, 1990; ESMAEILKHANIAN; KHAYAT; WALLEVIK, 2017; GOMES; BARROS, 2009; O'REILLY DÍAZ, 1998).

A otimização das curvas granulométricas contribui para o maior empacotamento, influenciando também a trabalhabilidade dos concretos e para o aumento da sua resistência mecânica (SOBOLEV; AMIRJANOV, 2004). Essa influência é ainda mais significativa em concretos baixo teor de cimento (COSTA et al., 2016 apud ROBALO et al., 2020). As diferentes curvas granulométricas e a variação da compacidade também exercem forte influência na análise da retração e fluência, pois são parâmetros que dependem fortemente dos materiais constituintes do concreto (ROBALO et al., 2020).

No âmbito da pasta, sabe-se que as adições influenciam o empacotamento do sistema e, conseqüentemente, a demanda de água. Elas também contribuem na formação de pontos de nucleação que levam a uma taxa de hidratação mais rápida (KNOP; PELED, 2016).

Porém, partículas finas (como as das suspensões cimentícias) têm tendência a aglomerar devido à sua baixa massa e alta área superficial, fatores que fazem com que as forças de superfície predominem sobre as gravitacionais. Como o balanço das cargas elétricas das superfícies das diferentes partículas não está sempre em equilíbrio, são geradas forças de atração maiores do que as de repulsão. Para a suspensão, estes aglomerados agem como partículas maiores, modificando a distribuição granulométrica (DAMINELI; PILEGGI; JOHN, 2017). Também podem ocorrer vazios dentro dos aglomerados, aumentando o consumo de água e ainda diminuindo a eficiência dos ligantes, pois a área

superficial disponível para reações pozolânicas e de hidratação que será efetivamente utilizada é diminuída (DAMINELI; PILEGGI; JOHN, 2017). Além disso, por algumas adições possuírem área superficial específica maior do que a do cimento, podem aumentar a demanda de água na camada de superfície dos grãos (DAMINELI et al., 2016). Por isso, para adições muito finas, poderá haver um aumento na quantidade de água total (CASTRO; PANDOLFELLI, 2009).

O objetivo de minimizar a quantidade de água necessária para o comportamento reológico desejado pode ser alcançado minimizando a interferência no empacotamento de tamanho de partícula. Uma abordagem bem-sucedida para desenvolver cimentos com alto teor de fíler pode ser alcançada incorporando uma combinação de distribuições otimizadas de tamanho de partícula do clínquer (para garantir a hidratação) e pelo menos: um fíler de substituição que tem aproximadamente o mesmo tamanho de partícula que o clínquer; um fíler de preenchimento ultrafino que reduz o volume de vazios entre as partículas; e um dispersante que evita que a aglomeração de partículas atrapalhe a mobilidade (JOHN et al., 2018). A Figura 2. 4 ilustra essa situação. Observa-se que para a otimização da mistura ocorra de forma eficaz, é necessário adicionar, em teores adequados, os fíleres de substituição e os de preenchimento, bem como realizar a correta dispersão das partículas.

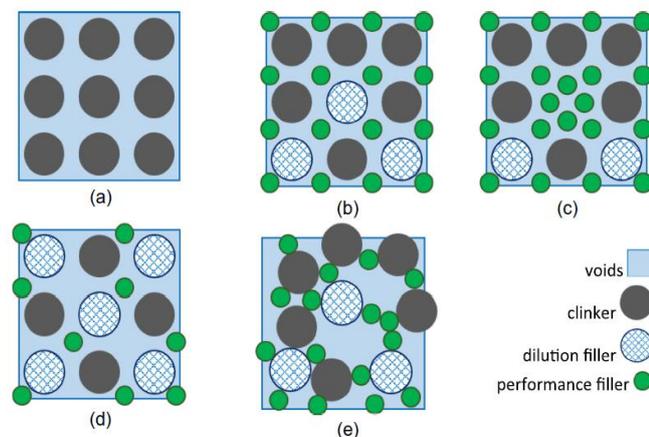


Figura 2. 4 – Distintos cenários da distribuição de partículas da pasta. (a) Partículas do clínquer sem otimização e alta porosidade. (b) Partículas de clínquer substituídas parcialmente por partícula do fíler de substituição e adição das partículas do fíler mais fino, que é o de preenchimento, com dispersante, reduzindo a porosidade e a demanda de água. (c) Excesso de fíler de preenchimento, reduzindo o empacotamento e aumentando a demanda de água. (d) Excesso de fíler de substituição e falta do fíler de preenchimento, resultando em alta porosidade e baixas resistências. (e) falta de dispersão, causando aglomerações que prejudicam o empacotamento e a trabalhabilidade, aumentando a demanda de água. Fonte: (JOHN et al., 2018).

A dispersão total das partículas, principalmente finos, é condição para fazer o projeto de empacotamento granulométrico funcionar. A condição de dispersão total da pasta deve ser sempre atendida, pois sem ela o empacotamento projetado não tem mais sentido físico, pois não ocorre na prática (DAMINELI; PILEGGI; JOHN, 2017).

Em resumo, a otimização granulométrica, tanto dos agregados como dos finos, e uso de superplastificantes são ferramentas que permitem reduzir a quantidade de cimento e de água necessária, já que há menos espaço a ser preenchido entre as partículas. Dessa maneira, pode-se formar uma matriz mais densa e menos permeável, contribuindo na resistência mecânica do concreto e na sua durabilidade.

## **2.2 DESEMPENHO DE CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO**

### **2.2.1 Indicadores ambientais de eficiência**

Diante de vários estudos sobre concreto com baixo teor de cimento, surgiu a necessidade de medir a eficiência desse concreto por meio de indicadores de desempenho do uso de ligantes. Esses indicadores possibilitam verificar se o concreto com baixo uso de ligante está realmente contribuindo para um menor impacto ambiental. Como o aquecimento global é o maior impacto gerado pelo concreto, Damineli *et al.* (2010) propuseram um indicador de Intensidade de CO<sub>2</sub> (IC) que relaciona a quantidade de CO<sub>2</sub> emitida, em kg.m<sup>-3</sup>, para proporcionar uma unidade de resistência à compressão, em MPa. A quantidade emitida de CO<sub>2</sub> pode ser baseada pela quantidade de clínquer no cimento, sendo estimado que 1 tonelada de clínquer, emite 1 tonelada de CO<sub>2</sub>. Estes autores também propuseram um indicador de Intensidade de Ligante (IL) que relaciona o consumo total de ligante do concreto, em kg.m<sup>-3</sup>, com a resistência à compressão, em MPa.

Damineli *et al.* (2010) realizaram um levantamento na bibliografia nacional e internacional e relataram que o IL mínimo observado foi de aproximadamente 5 kg.m<sup>-3</sup>/MPa, em concretos com resistência acima de 50 MPa. Apenas aproximadamente 2,2% dos concretos catalogados foram produzidos utilizando-se menos do que 250 kg/m<sup>3</sup> de ligantes totais.

A nova tecnologia, com alto teor de fíler com uma redução da demanda de água de mistura, aplicando os conceitos de empacotamento e dispersão, dá resultados de IL baixos (2 - 4 kg.m<sup>-3</sup>.MPa<sup>-1</sup>), conforme ilustra a Figura 2. 5 (JOHN et al., 2018).

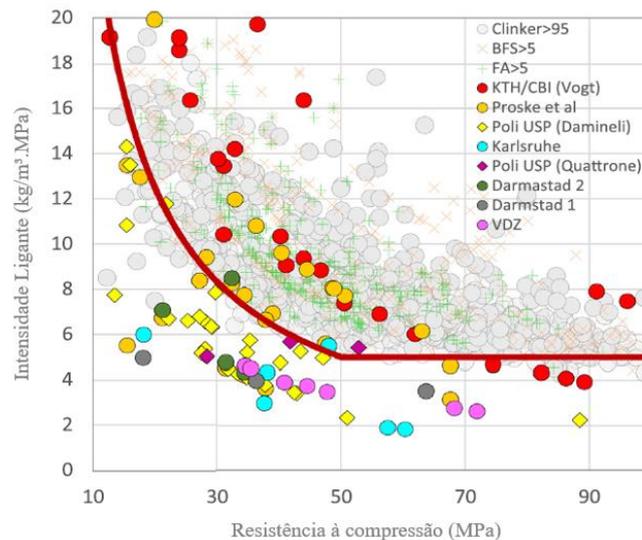


Figura 2. 5 – Comparação entre concretos com alto teor de fíler com dados de *benchmark* obtidos por Damineli *et al.* (2010). Fonte: (JOHN *et al.*, 2018).

John *et al.* (2019) propõem uso do indicador de fração de água combinada (Combined Water Fraction - CWF) para medir a eficiência de um ligante. O conceito de CWF se baseia em que a eficiência do ligante depende de dois fatores: a quantidade de água quimicamente combinada por grama de um material e a demanda de água para um dado comportamento reológico. Logo, o CWF pode ser calculado (Equação 2. 1).

$$CWF = \frac{w_c}{w_m}$$

Equação 2. 1

Onde,  $w_c$  é a água combinada na idade de interesse, que pode ser medida por termogavimetria (TG) e  $w_m$  é a água demandada para um espalhamento de mesa de consistência de  $240 \pm 10$ mm.

Quanto mais próximo de 1 for esse indicador, mais eficiente será o ligante, combinando quimicamente um maior volume de água e demandando um menor volume de água para atingir um espalhamento padrão, consequentemente proporcionando um melhor desempenho do produto final quanto as propriedades mecânicas e de durabilidade (ABRÃO, 2019).

John *et al.* (2019) demonstraram a correlação do CWF com a resistência à compressão. Os dados são de argamassas, ensaiadas com corpos de prova cúbicos, e incluem várias matrizes cimentícias, inclusive compostas com alto teores de fíleres e outras adições (Figura 2. 6).

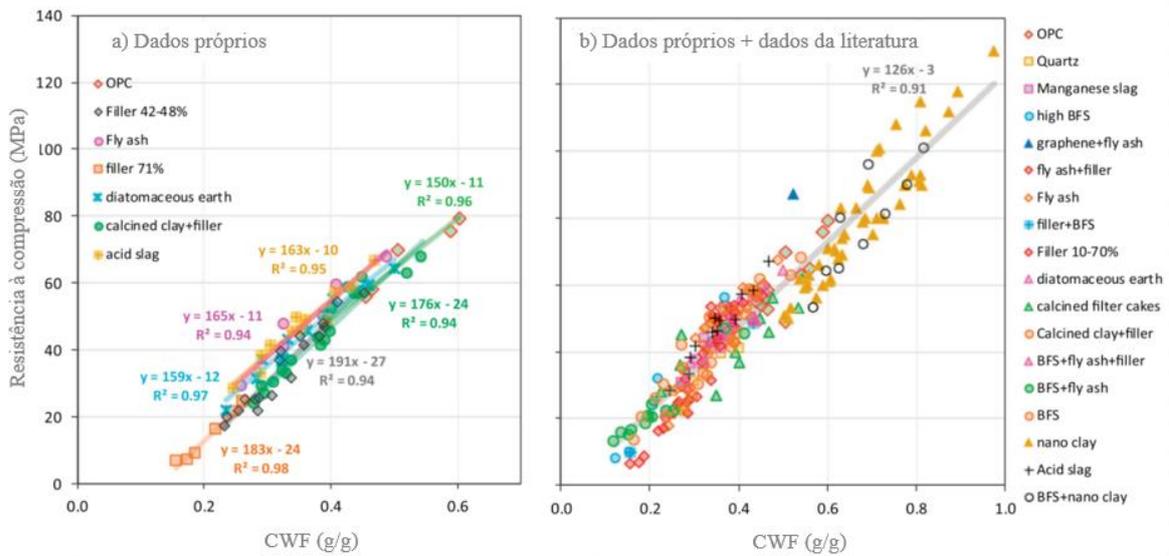


Figura 2. 6 -Resultados de CWF versus a resistência à compressão a) 92 dados dos próprios autores b) 147 resultados da literatura mais os dados dos autores. Fonte: (JOHN et al., 2019)

O CWF também demonstrou correlação com a porosidade capilar e com o indicador de intensidade de Carbono (IC), conforme ilustra a Figura 2. 7. (ABRÃO; CARDOSO; JOHN, 2020a).

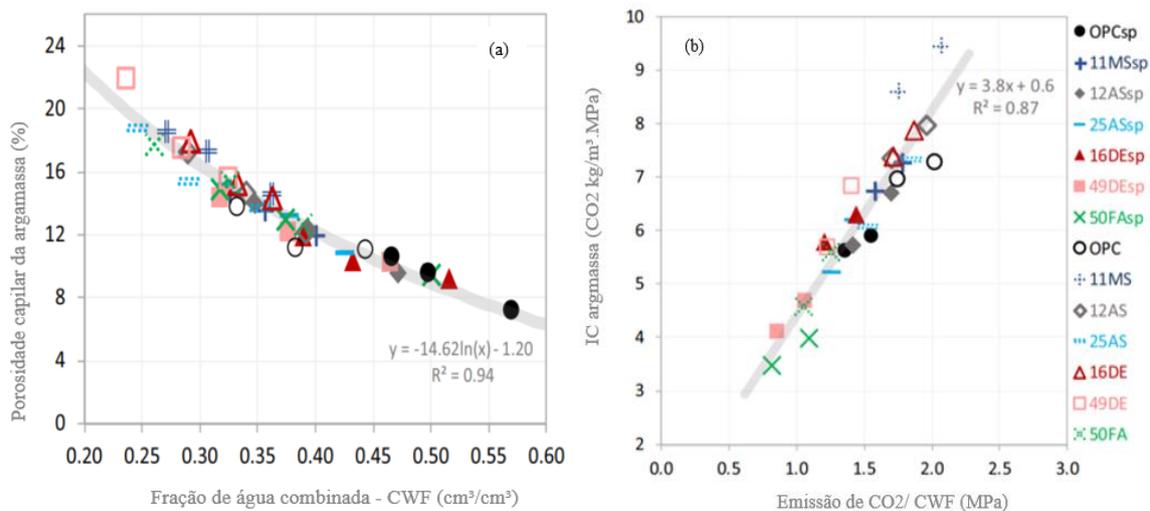


Figura 2. 7 -a) CWF versus porosidade capilar de argamassa b) Emissão de CO<sub>2</sub>/CWF versus CI. Fonte: (ABRÃO; CARDOSO; JOHN, 2020a).

Além do CWF servir como indicador de eficiência do cimento, ele pode ser uma ferramenta para a produção de concretos. Com base na Figura 2. 6, pode-se partir de uma dada resistência desejada e determinar o CWF necessário. A água combinada é função dos tipos de cimento e suas adições, já a água de demanda, pode ser ajustada para chegar no

CWF desejado. Portanto, o CWF parece ser uma ferramenta promissora tanto para medir a eficiência dos concretos como para servir de partida na elaboração de dosagens de concretos mais eficientes.

### **2.2.2 Produção de concretos com baixo consumo de cimento**

Vários estudos têm demonstrado que a diminuição do teor de ligante na produção do concreto é uma alternativa viável.

Rebmann (2011) verificou que os concretos com baixo consumo de ligante, com IL < 4kg.m<sup>3</sup>.MPa<sup>-1</sup> apresentaram porosidade inferior aos concretos de referência, além de melhor desempenho mecânico e resultado satisfatório quanto ao ensaio de carbonatação acelerada.

Damineli (2013) demonstrou que a eficiência do uso dos ligantes pode ser aumentada através da aplicação dos conceitos de empacotamento, dispersão de partículas, controle reológico e uso de finos inertes para substituir clínquer para obtenção de parâmetros reológicos.

Müller *et al.* (2014) utilizaram como filler, pó de quartzo para compensar a redução do teor de cimento, e obtiveram resultados que mostram que concretos com um terço do conteúdo normal de cimento e IL < 5 kg.m<sup>3</sup>.MPa<sup>-1</sup> não apresentaram perda substancial de resistência mecânica.

Proske *et al.* (2014) avaliaram as propriedades do concreto, no estado fresco e endurecido, com substituição parcial do cimento Portland por cinza volante e filler calcário. Foi mostrado que concretos com consumo de cimento, menor que 125 kg/m<sup>3</sup>, foram capazes de satisfazer as exigências habituais de trabalhabilidade, resistência à compressão ( $F_{cm,cub} \sim 40$  MPa) e outras propriedades mecânicas, com IL < 6 kg.m<sup>3</sup>.MPa<sup>-1</sup>.

Palm *et al.* (2016) relatam que concretos produzidos com cimentos com alto teor de calcário (50%) e relação água/cimento de 0,35 apresentaram IL < 4 kg.m<sup>3</sup>.MPa<sup>-1</sup> e propriedades suficientes para uma aplicação prática, quando um controle rigoroso for assegurado.

Grazia *et al.* (2019) investigaram o uso de modelos de empacotamento nas propriedades no estado fresco e endurecido de concretos formulados com baixo teor de cimento Portland, com IL < 5 kg.m<sup>3</sup>.MPa<sup>-1</sup>. Os concretos tinham consumo de cimento de 149 kg/m<sup>3</sup> a 261 kg/m<sup>3</sup>, este último sendo o de referência. O cimento foi substituído parcialmente por filler calcário. Foi verificado que a permeabilidade é mais influenciada pela

relação a/c do que pelo teor de cimento. Já a resistência a compressão foi maior nos concretos com maiores teores de cimento. Os autores concluíram que os modelos de empacotamento são ferramentas válidas para auxiliar na elaboração de dosagens dos concretos ecoeficientes.

Os resultados de pesquisas sobre concretos com baixo consumo de cimento têm demonstrado que se a substituição do clínquer for compensada por uma redução acentuada da água de mistura, é possível reduzir o teor de ligante total para menos de 100 kg/m<sup>3</sup> (JOHN et al., 2018). A Tabela 2. 1 apresenta resultados de alguns poucos estudos realizados em concretos com baixo consumo de cimento, nos quais propriedades relacionadas ao desempenho quanto à corrosão de armaduras foram avaliadas. No caso da substituição do cimento por adições ativas, o impacto positivo no desempenho dos concretos é mais fácil de ser visualizado.

Tabela 2. 1- Dados da literatura sobre concretos com baixo consumo de cimento – resistência mecânica e transporte de claretos

Referência	Tipo do cimento	Utiliza conceitos de otimização granulométrica	IL (kg.m <sup>3</sup> .MPa <sup>-1</sup> )	relação água/finos	relação água/ligante	Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Consumo de adição ativa (cinza volante, escória ou sílica ativa) (kg/m <sup>3</sup> )	Consumo de filler calcário (kg/m <sup>3</sup> )	Consumo de pó de quartzo (kg/m <sup>3</sup> )	Resistência à compressão f <sub>cd</sub> (MPa)		Resistência à penetração de claretos (C)	Coeficiente de difusão pelo ensaio de migração (x10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s)		
										28 dias	91 dias		28 dias	35 dias	98 dias
(Isaia <i>et al.</i> , 2009)	CP V- ARI NBR 5733	Não informado	6,7 – 15,5	0,35- 0,55	0,35 - 0,55	309 - 540					46,1 - 72,4	2380- 3134			
				0,35- 0,55	0,35 - 0,55	155 - 270	155 - 270				25,4 - 59,1	754 - 1190			
				0,35- 0,55	0,35 - 0,55	93 - 162	216- 378				32,6- 49,1	840 - 1140			
				0,35- 0,55	0,35 - 0,55	31 - 54	216- 378				20 - 46,1	448 - 651			
(Lollini <i>et al.</i> , 2014)	CEM I 52.5R EN 197 (corresponde ao CP V – ARI)	SIM	< 5	0,42- 0,61	0,42 - 0,61	300 - 350				60 - 85	65 - 105		05 - 12		
				0,42- 0,61	0,49 - 0,72	212,5 - 340		37,5 - 60		45 - 85	55 - 95		11 - 19		
				0,42- 0,61	0,6 - 0,87	210 - 245		90 - 105		40 - 70	45 - 75		13 - 38		
(Müller <i>et al.</i> , 2014)	CEM I 52.5R EN 197 (corresponde ao CP V – ARI)	SIM	< 5	0,26- 0,39	0,43 - 0,69	112,8- 268,2			114,3- 216,4	48,5 - 88		11- 20			
(Palm <i>et al.</i> , 2016)	CEM I 42.5 EN 197 (corresponde ao CP V – ARI)	SIM	< 5	0,5	0,5	320					54			17	13
				0,35	0,54 - 1,0	133 - 247		133 - 247			40-80			19 - 30	15 - 18,5
	0,45			0,9	167,5		167,5			28-40			35 - 50	21 - 39	
	0,5			1,0	160		160			30-38			48 - 60	30 - 50	
(Cândido <i>et al.</i> , 2022)	CP V – ARI NBR 5733	SIM	8,15 – 4,9	0,4 – 0,55	0,46 - 0,55	285 - 350	10-18	24 - 49		43- 61		2235-3534			1,81- 21,76

### 2.3 DURABILIDADE DOS CONCRETOS COM ALTO TEOR DE FÍLER CALCÁRIO

Apesar de ser considerado um material inerte, nas matrizes cimentícia, o fíler calcário pode atuar com efeito químico, reagindo com a fase C<sub>3</sub>A do clínquer, formando carboaluminatos (BONAVETTI, RAHHAL E IRASSAR, 2001; VOGLIS *et al.*, 2005). Além do C<sub>3</sub>A, o fíler calcário pode influenciar na fase inicial de hidratação do C<sub>3</sub>S e C<sub>4</sub>AF (STARK, FREYBURG, E LÖHMER, 1999). Desta forma, influencia no desempenho mecânico do concreto nas primeiras idades. Tikkanen; Cwirzen; Penttala *et al.* (2014) sugeriram também que parte do CaCO<sub>3</sub> proveniente do calcário é incorporado nas fases de hidratação. Além do efeito químico, o seu mecanismo de ação na hidratação do cimento também pode ser pelo efeito diluição e pelo efeito de nucleação (HUANG *et al.*, 2017; DOBISZEWSKA *et al.*, 2023).

Devido ao efeito de diluição, a relação água/cimento aumenta. Com o aumento da taxa de substituição, a quantidade de cimento diminui e, portanto, menor teor de cimento significa menos produtos de hidratação (ZANCHETTA, 2021). Por outro lado, o aumento da quantidade de água atribuída a cada partícula em decorrência da diluição do cimento pode proporcionar melhores circunstâncias para a hidratação do cimento do que em uma situação em que as partículas de cimento absorvem competitivamente uma quantidade limitada de água (DOBISZEWSKA *et al.*, 2023). Isso pode fazer com que haja um aumento na quantidade de CSH formado por unidade de massa de cimento (HUANG *et al.*, 2017).

Devido ao efeito de nucleação, o fíler calcário influencia acelerando a hidratação do cimento. Isso ocorre pois a nucleação do CSH é favorecida pela estrutura superficial das partículas desse material (BERODIER; SCRIVENER, 2014). Esse efeito de nucleação contribui para a formação de produtos de hidratação (CSH) de forma homogênea na matriz cimentícia, envolvendo as partículas do fíler calcário (HUANG *et al.*, 2017).

Bahman-Zadeh *et al.* (2023) afirma, com base em cálculos termodinâmicos, que menor porosidade do concreto seria alcançada em um nível de substituição do cimento pelo fíler calcário em que as quantidades máximas de monocarboaluminatos e etrigintas são formadas. E que este nível de substituição é uma função do teor de alumina no sistema.

Seja pela ação química ou pelas interações físicas, percebe-se que o fíler calcário influencia na hidratação do cimento. Contudo, a principal ação do fíler calcário é pelo seu efeito de preenchimento, contribuindo com o refinamento dos poros (DAMINELI, 2013).

Em termos de durabilidade, uma matriz menos porosa irá, em princípio, apresentar maior resistência à entrada de agentes agressivos. Porém, substituir o clínquer por fíler calcário pode levar a uma redução da alcalinidade da pasta. A menor reserva de alcalinidade pode gerar uma maior velocidade de avanço da frente de carbonatação e/ou uma redução do limite crítico de cloretos. No concreto armado, isso pode reduzir a vida útil da estrutura. Nesse aspecto, ainda não há uma concordância na literatura sobre até quanto pode-se reduzir o teor de cimento sem prejudicar o desempenho desses concretos.

Elgalhud; Dhir; Ghataora (2017) realizaram uma revisão bibliográfica sobre o efeito da adição do fíler calcário na resistência à carbonatação do concreto. Eles verificaram que a carbonatação aumenta conforme aumenta o teor de fíler calcário na matriz cimentícia, conforme ilustra a Figura 2. 8. Essa perda de desempenho é menos evidente quando o concreto com adição é projetado na mesma base de resistência do que o concreto de cimento Portland de referência.

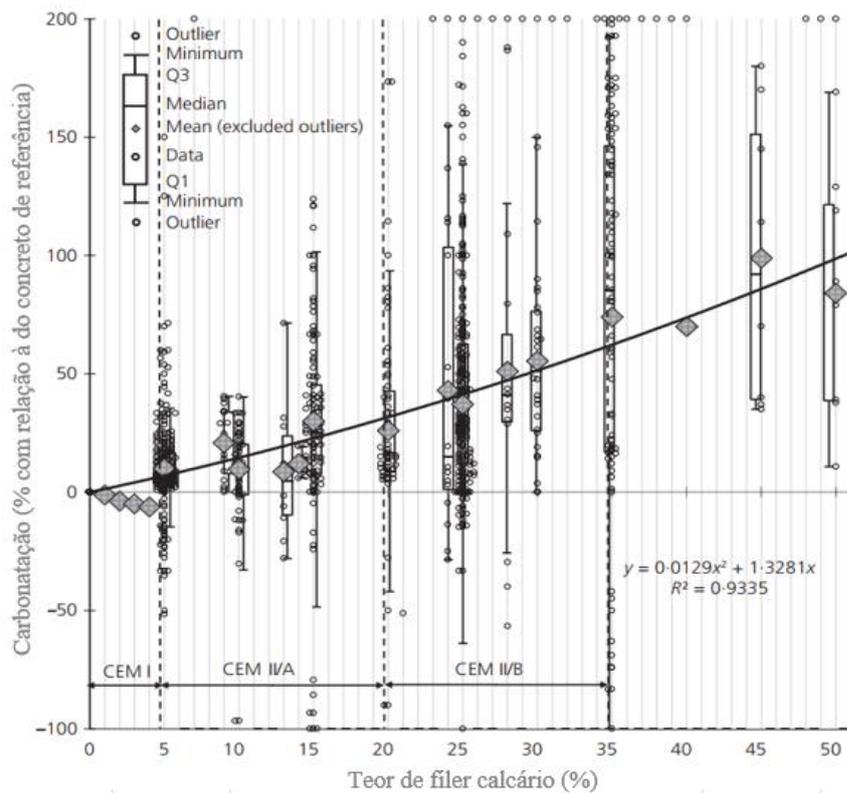


Figura 2. 8 -Efeito da adição de calcário na resistência à carbonatação. Fonte: (ELGALHUD; DHIR; GHATAORA, 2017)

Outros estudos demonstram que quando esses concretos são projetados, reduzindo a quantidade de água e otimizado seu sistema granulométrico, é possível obter melhores desempenhos dos concretos com fíler calcário. Proske *et al.* (2014) verificou que as

profundidades de carbonatação dos concretos com 150–175 kg/m<sup>3</sup> de cimento foram iguais ou inferiores à profundidade dos concretos convencionais para estruturas externas. Já para Palm *et al.* (2016) relatou que um concreto feito com 50% de substituição do cimento Portland por fíler calcário obteve uma resistência à carbonatação semelhante à do concreto de referência para a relação água/cimento reduzida a 0,35. Seus resultados demonstraram que a profundidade de carbonatação nos concretos com diferentes teores de fíler calcário é fortemente dependente da relação água/ clínquer.

Com relação ao transporte de cloretos, Panesar *et al.* (2017) relataram que para substituição de até 10% do cimento pelo fíler calcário, houve redução no transporte de cloretos em 10%, avaliado pelo ensaio de permeabilidade rápida de cloreto. Já a resistência mecânica aumentou em 20%. Entretanto, para teores de substituições maiores, houve prejuízo dessas propriedades, com aumento da porosidade. Mas outros estudos mostram a possibilidade de substituições em teores mais elevados, de até 20% em massa, do cimento por fíler calcário, com uma redução do coeficiente de difusão do íon cloreto (GHAFOORI; SPITEK; NAJIMI, 2016; HORNAIN *et al.*, 1995; PANESAR *et al.*, 2017). Isso se deve ao efeito de fíler do calcário, que reduz o volume dos poros permeáveis do concreto. Porém, para isso ocorrer, a relação a/c deve ser reduzida. Foi o que Sun e Chen (2018) demonstraram em seus estudos. Nesse caso, foi possível substituir o cimento pelo fíler calcário em 24% mantendo a resistência a penetração de cloretos semelhante ao concreto de referência. Para Li *et al.* (2018), substituição de até 30% reduziu a porosidade e o tamanho médio dos poros, aumentando a resistência a penetração de cloretos.

Elgalhud; Dhir; Ghataora (2018) realizaram um levantamento bibliográfico sobre a influência do teor de fíler calcário no ingresso de cloretos no concreto. Foi verificado comportamento semelhante ao relatado para carbonatação, conforme ilustra a Figura 2. 9. O ingresso de cloretos aumenta com o aumento do teor de fíler calcário no concreto. Mas os autores também listaram maneiras de aumentar a resistência ao ingresso de cloretos nesses concretos: reduzindo a porosidade, por meio do empacotamento de partículas; reduzindo a relação água/cimento com uso de superplastificante e/ou adicionado outra adição como cinza volante e o metacaulim.

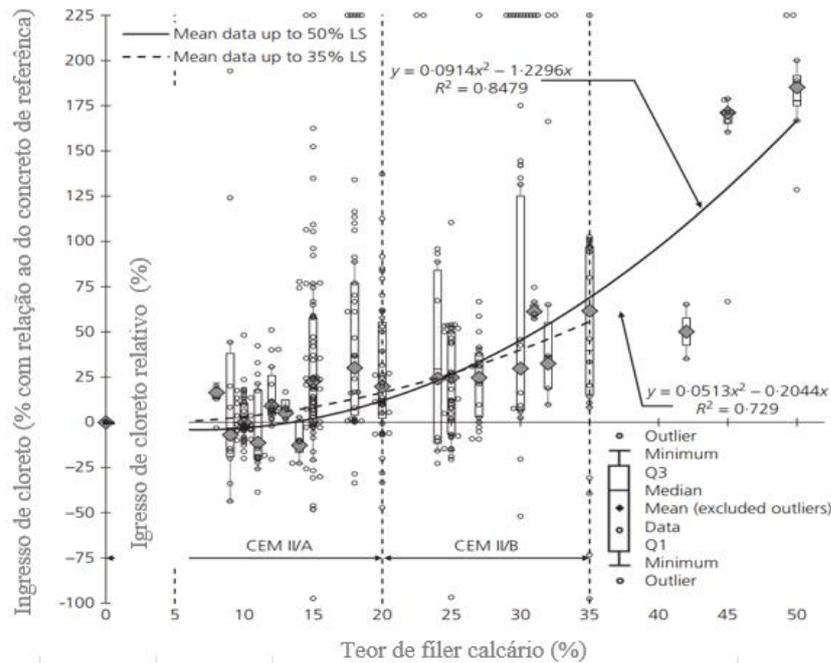


Figura 2. 9 - Efeito da adição de calcário no ingresso de cloretos.

Fonte: (ELGALHUD; DHIR; GHATAORA, 2017)

Utilizando os princípios de empacotamento das partículas e realizando a correta dispersão dos finos com uso de superplastificantes, os resultados obtidos por Palm *et al.* (2016) demonstraram que é possível obter o mesmo coeficiente de migração de cloretos em concretos com 50% de substituição do ligante por fíler, desde que se reduza adequadamente a quantidade de água da mistura.

Os efeitos do fíler calcário sobre o limite crítico de cloretos para iniciar o processo de corrosão do aço foi avaliado por Li *et al.* (2020). Os resultados demonstram que o limite crítico de cloretos diminui à medida que o teor de calcário aumenta para a mesma relação água/cimento. Foi verificado que a adição de calcário inibe a transformação de etringita em monossulfato, o qual exibe capacidade de ligação química superior para íons cloreto. Também pode-se observar que o maior teor de fíler calcário leva uma redução do pH da solução de poros. Essa redução do pH compromete a capacidade de ligação de cloretos na microestrutura do concreto (Figura 2. 10). Contudo, para um nível de substituição inferior a 15%, com redução da quantidade de água, o concreto apresentou menor coeficiente de difusão devido ao efeito fíler, com redução da porosidade.

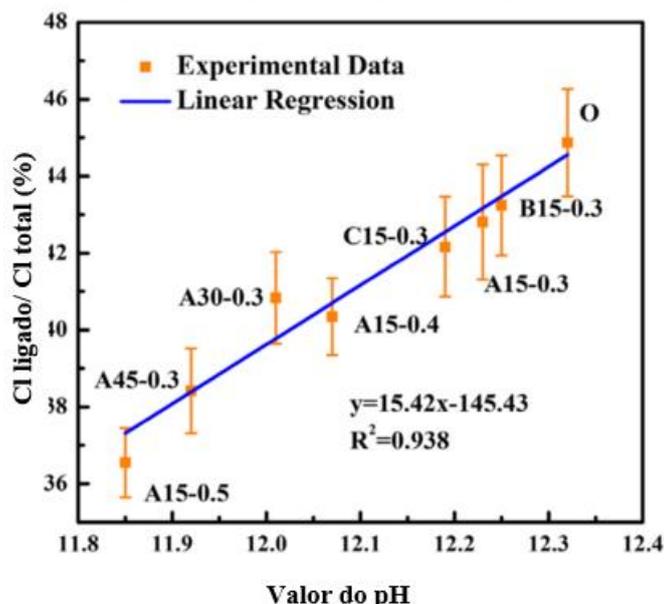


Figura 2. 10 – Relação entre pH e capacidade de ligação de cloretos.

Fonte:(LI; JIANG; LI, 2020)

Lollini; Redaelli; Bertolini (2016) também avaliaram o teor crítico de cloretos em concretos com 15% e 30% de substituição do cimento por fíler calcário, variando a relação a/c. Eles realizaram uma estimativa para determinar o teor crítico de cloretos, já que durante o tempo de experimento (mais de 2 anos e meio), apenas uma pequena parte das amostras iniciaram o processo de corrosão. Os concretos com fíler calcário apresentaram teores críticos de cloretos variando entre 0,14 e 1,4% e valor médio de 0,7% (em massa de ligante). Sendo que a maioria dos resultados fica na faixa típica de 0,4-1% (em massa de ligante) relatado na literatura para estruturas de concreto armado expostas à atmosfera.

A maioria dos trabalhos que avaliaram propriedades relacionadas à durabilidade de concretos com fíler calcário na matriz cimentícia, se basearam em ensaios de absorção e migração. São escassos os estudos que realizaram o ensaio de difusão no estado não estacionário e determinação do teor crítico. Mesmo, o limite crítico de cloreto sendo um parâmetro chave para planejar a vida útil das estruturas de concreto armado expostas à ação dos cloretos. Isso provavelmente se deve ao maior tempo necessário para realizar esses ensaios.

De modo geral, os resultados demonstram que o efeito do fíler na carbonatação e na iniciação da corrosão pelos cloretos, dependerão do equilíbrio entre a variação das propriedades de transporte de massa e da alcalinidade da pasta (JOHN et al., 2018).

## 3 CORROSÃO NAS ARMADURAS DO CONCRETO

### 3.1 DESPASSIVAÇÃO DAS ARMADURAS

O concreto oferece ao aço uma dupla proteção: uma física, separando o aço do contato direto com o meio externo; e uma química, conferida pela película passivadora que envolve o aço (MEIRA, 2004). A formação dessa camada passiva está relacionada com a alcalinidade do concreto.

O concreto é alcalino devido à elevada concentração de hidróxidos de cálcio, sódio e potássio solúveis presente nos poros do concreto, criando uma condição de pH entre 12 e 13 (BROOMFIELD, 2007).

A camada passiva é um filme denso e impenetrável, que, se totalmente estabelecido e mantido, evita a corrosão do aço. De acordo com Mehta e Monteiro (2008), essa película é formada por óxidos de ferro, que se tornam fortemente aderidos à superfície do aço. Essa camada impede o acesso de umidade, oxigênio e agentes agressivos à superfície do aço, além de dificultar a dissolução do ferro. Dessa maneira, mantém-se uma taxa muito lenta de oxidação (CASCUDO, 1997; MEIRA, 2004).

A Figura 3. 1 ilustra o diagrama de Pourbaix, no qual é possível verificar que no meio alcalino e com o adequado potencial eletroquímico, essa camada de passivação é garantida. Alterando-se o pH e/ou potencial eletroquímico da armadura, sua condição poderá ser alterada entre as zonas de imunidade, passivação e corrosão. A zona de imunidade depende apenas do potencial eletroquímico aplicado sobre o aço, garantindo sua estabilidade, independente do pH do meio. A região de passivação corresponde ao estado no qual acontece a formação da camada passiva. Na região de corrosão, as condições de pH e potencial são favoráveis para desencadear a corrosão.

No interior do concreto, o aço encontra-se na zona de passivação devido a elevada alcalinidade do meio. Uma vez que o pH venha a ser reduzido, o aço entra na zona de corrosão. A despassivação da armadura pode ocorrer devido a carbonatação do concreto, que reduz o pH do meio para valores próximos a 8,5, e/ou na presença de íons cloreto em quantidade suficiente para provocar acidificações localizadas e romper localmente a película passivadora.

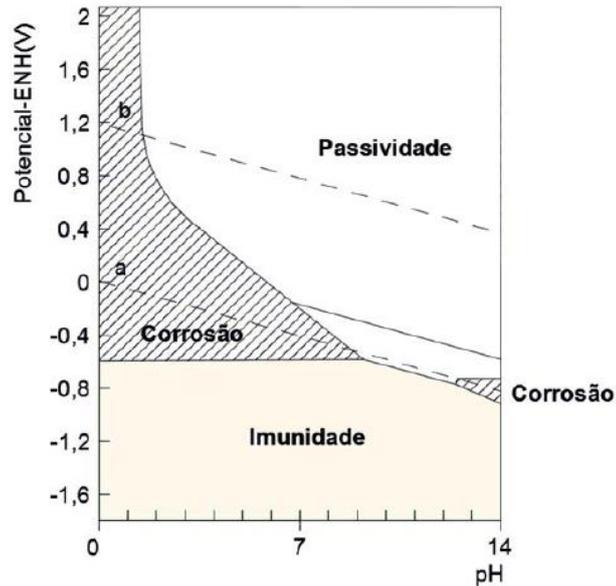


Figura 3. 1 – Diagrama de equilíbrio termodinâmico, potencial versus pH, para o sistema Fe – H<sub>2</sub>O a 25°C.

Fonte: Pourbaix (1974) apud Meira (2017).

Para que a despassivação da armadura ocorra, primeiramente deve haver a entrada de agentes agressivos. Esse período de tempo necessário para que os agentes agressivos penetrem até o momento em que ocorre a despassivação da armadura é chamado de período de iniciação, segundo o modelo de vida útil proposto por Tuutti (1982). Em seguida, segundo esse mesmo modelo, inicia-se o período da propagação, que se caracteriza pelo desenvolvimento das reações de corrosão. A velocidade dessas reações depende da disponibilidade de oxigênio, resistividade do meio, temperatura, etc.

Meira (2017) considera que a despassivação do aço envolve reações na sua superfície e que essas alterações demandam certo tempo para ocorrer de modo consistente, e iniciar o processo de corrosão de forma permanente. Desse modo, o autor propõe um ajuste ao modelo de Tuutti (1982), para que tenha um intervalo de tempo para a despassivação entre o período de iniciação e propagação, conforme ilustra a Figura 3. 2.

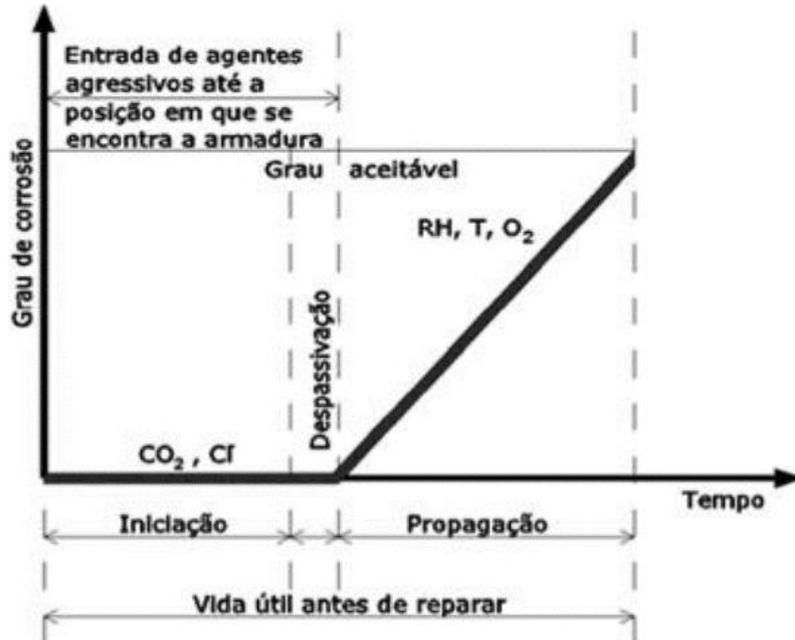


Figura 3. 2 - Modelo de Tuutti para corrosão de armaduras ajustado

Fonte: Adaptado de Tutti (1982) apud Meira (2017).

### 3.2 INICIAÇÃO DA CORROSÃO PROVOCADA PELA AÇÃO DOS ÍONS CLORETO

Os cloretos são capazes de penetrar no concreto e despassivar a armadura mesmo em condições de pH extremamente elevado (HELENE, 1993). Tal penetração ocorre devido à interação com a névoa salina na atmosfera e por contato direto do concreto com a água do mar e suas ondas e respingos (ARAUJO e PANOSSIAN, 2010).

Quando os primeiros íons de ferro são liberados na solução pela ação despassivadora dos cloretos, eles hidrolisam a água, baixando o pH local. Esse efeito é neutralizado pela capacidade tampão das hidroxilas, provenientes principalmente da portlandita, bem como dos álcalis, que reparam a camada passiva, mitigando a queda do pH. O teor de cloreto crítico é alcançado quando a quantidade de íons de ferro dissolvidos, gerando prótons por indução da hidrólise da água, não pode ser neutralizada. Portanto, a razão  $Cl^-/OH^-$  governa o limite crítico de cloreto para desencadear a corrosão (ANDRADE, 2019). Porém, a dificuldade de medir a concentração de hidroxilas do concreto tem feito com que a relação entre cloretos livres ou totais e a massa de cimento tenha sido um parâmetro amplamente utilizado (MEIRA, 2017).

No ataque por cloretos, a acidificação é local porque o ataque é localizado e o resto dos poros retém sua alcalinidade, mantendo passiva o resto da superfície do metal. Isso se deve ao processo corrosivo envolver a combinação de cloretos com íons  $\text{Fe}^{2+}$ , formando  $\text{FeCl}_2$ , que sofrem hidrólise e liberam os íons de  $\text{Cl}^-$  para novas reações e íons  $\text{H}^+$ . A liberação do  $\text{H}^+$  faz com que a área anódica tenha sua acidez aumentada e o potencial se torne mais negativo. Já na área catódica, ocorrem reações que formam  $\text{OH}^-$  que aumenta o pH dessa área (TREADAWAY, 1988 apud MEIRA, 2004; CASCUDO, 1997) Isso cria uma necessidade de mais cloretos para exceder o limite de  $\text{Cl}^-$  no potencial mais baixo induzido pela formação de pite, em última análise, protegendo os arredores. O ataque, portanto, prossegue em profundidade em vez de se espalhar lateralmente, o que pode ocorrer, no entanto, dependendo do grau de polarização nas bordas do pite e do seu crescimento. A Figura 3. 3 ilustra o processo de corrosão devido à ação dos cloretos. Fica evidente a ação deletéria dos íons cloretos que vão desde a despassivação das armaduras até a participação no fenômeno corrosivo (CASCUDO, 1997).

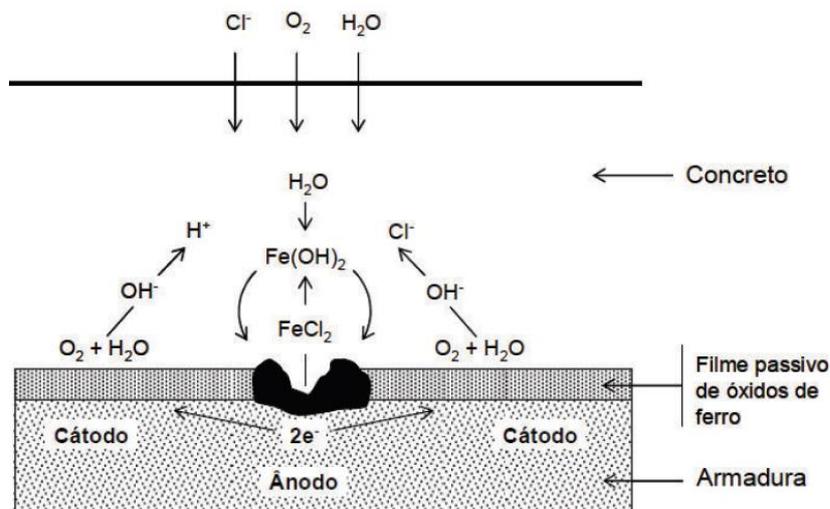


Figura 3. 3- Mecanismo de corrosão pela ação dos cloretos. Fonte: Treadaway,1988 apud Meira, 2004.

Para a iniciação da corrosão provocada por cloretos, é fundamental a presença de oxigênio e do eletrólito que, no caso do concreto, é a solução presente nos poros (JERÔNIMO, 2014). Além disso, é necessário que a quantidade de cloretos que chegam nas proximidades da armadura seja suficiente para provocar a sua despassivação. Quando isso ocorre, pode-se dizer que o teor crítico de cloretos foi alcançado.

De acordo com Lima (2015), ainda não existe um consenso sobre o melhor método de ensaio para determinar o teor de concentração crítica de cloretos no concreto. Também não há um consenso sobre esse valor. Segundo Meira (2017) para fins de análise de vida útil, na literatura há variação de até 30 vezes no valor do teor crítico, e devido a essa grande dispersão, atualmente se adotam valores conservadores como 0,4% e 0,2% em relação à massa de cimento para estruturas de concreto armado e protendido, respectivamente.

### **3.3 LIMITE CRÍTICO DE CLORETOS PARA DESPASSIVAÇÃO DA ARMADURA**

A quantidade necessária de cloretos para despassivar a armadura e iniciar a corrosão depende de uma série de variáveis. Essas são relacionadas ao aço, às propriedades do concreto e ao ambiente externo na qual a estrutura se encontra.

A composição química do aço atrelada ao processo de fabricação influencia no tempo de despassivação. Aços com maiores teores de carbono e fabricação com tratamento a frio são mais suscetíveis a corrosão, para as mesmas condições de exposição (CASCUDO, 1997).

A oxidação prévia das barras de aço prejudica a formação da camada de passivação, atuando como um ponto de falha. Dessa maneira, apresenta uma maior suscetibilidade a corrosão, podendo levar a redução do teor crítico (FERREIRA, 2015).

Glass e Buenfeld (1997) apontam que a condição da interface aço-concreto é um dos parâmetros mais importantes na definição do limite crítico de cloreto. A presença de vazios nessa interface tende a reduzir as concentrações de compostos alcalinos no entorno da barra. Neste caso, a formação da película de passivação pode ser prejudicada, facilitando a sua quebra de estabilidade. A menor alcalinidade nessa zona interfacial do aço com o concreto também pode facilitar a redução localizada do pH pela ação dos cloretos.

O concreto de cobrimento tem papel importante para dificultar a penetração dos íons até as proximidades da armadura. Como já mencionado anteriormente, sua alcalinidade e seu potencial de fixação de íons cloreto influenciam diretamente esse valor crítico. Cimentos com maior quantidade de  $C_3A$  em sua composição, podem fixar uma maior quantidade de íons cloreto, reduzindo o teor de cloretos livres, que são os responsáveis pela corrosão (JERÔNIMO, 2014; MEIRA, 2017).

Algumas adições podem aumentar a fixação de cloretos e/ou reduzir a porosidade do concreto. A sílica ativa atua no refinamento de poros da microestrutura de concreto,

reduzindo a penetração de cloretos, além de ser bastante reativa e contribuir para uma maior resistência à compressão. Porém, essa adição também leva a redução do pH e menor fixação de cloretos, conduzindo a uma redução no limite crítico de cloreto (ANGST et al., 2011; BYFORS, 1987). Em relação ao pH, a cinza volante tem comportamento semelhante, apresentando uma menor disponibilidade de  $\text{OH}^-$ , entretanto, essa adição tem grande quantidade de aluminatos em sua composição, permitindo uma maior capacidade de fixação de cloretos.

O fator água/cimento, está relacionado com a porosidade do concreto. Quanto maior for essa relação, maior será a porosidade do material. Concreto com menos poros no entorno do aço dificulta a mobilidade dos cloretos e sua acumulação em torno dos pites de corrosão, reduzindo a formação das células de corrosão (PETTERSSON, 1992 apud MEIRA, 2004).

Em relação ao ambiente externo, pode-se relacionar o teor de cloretos no concreto com a presença de umidade e temperatura. Em ambientes com temperaturas elevadas, há um aumento da mobilidade dos íons de cloro no concreto, aumentando a velocidade de penetração. A água, como eletrólito, favorece a iniciação das reações de corrosão. Em concreto muito seco, a corrosão pode não ocorrer mesmo em concentrações muito altas de cloretos, pois a água é necessária na reação de corrosão (BROOMFIELD, 2007). De acordo com Oh e Jang (2007), umidades elevadas geram um gradiente crescente de teor de umidade da superfície para o interior do concreto favorecendo a penetração de íons cloretos. Por outro lado, para altos teores de umidade, haverá restrição ao acesso de oxigênio, inibindo a reação de corrosão (GLASS; BUENFELD, 1997).

Devido a existência de diversas variáveis, há uma grande variação na determinação do teor crítico de cloretos (CAO et al., 2019). A Figura 3. 4 ilustra as faixas de variação de dados da literatura considerando estruturas reais, corpos de prova de concreto em exposição natural e resultados de laboratório com uso de fontes externas de cloretos. É possível observar uma ligeira redução do teor crítico de cloreto em concretos com adições minerais, o que pode ser explicado pelo efeito da redução do pH (MEIRA et al., 2014a).

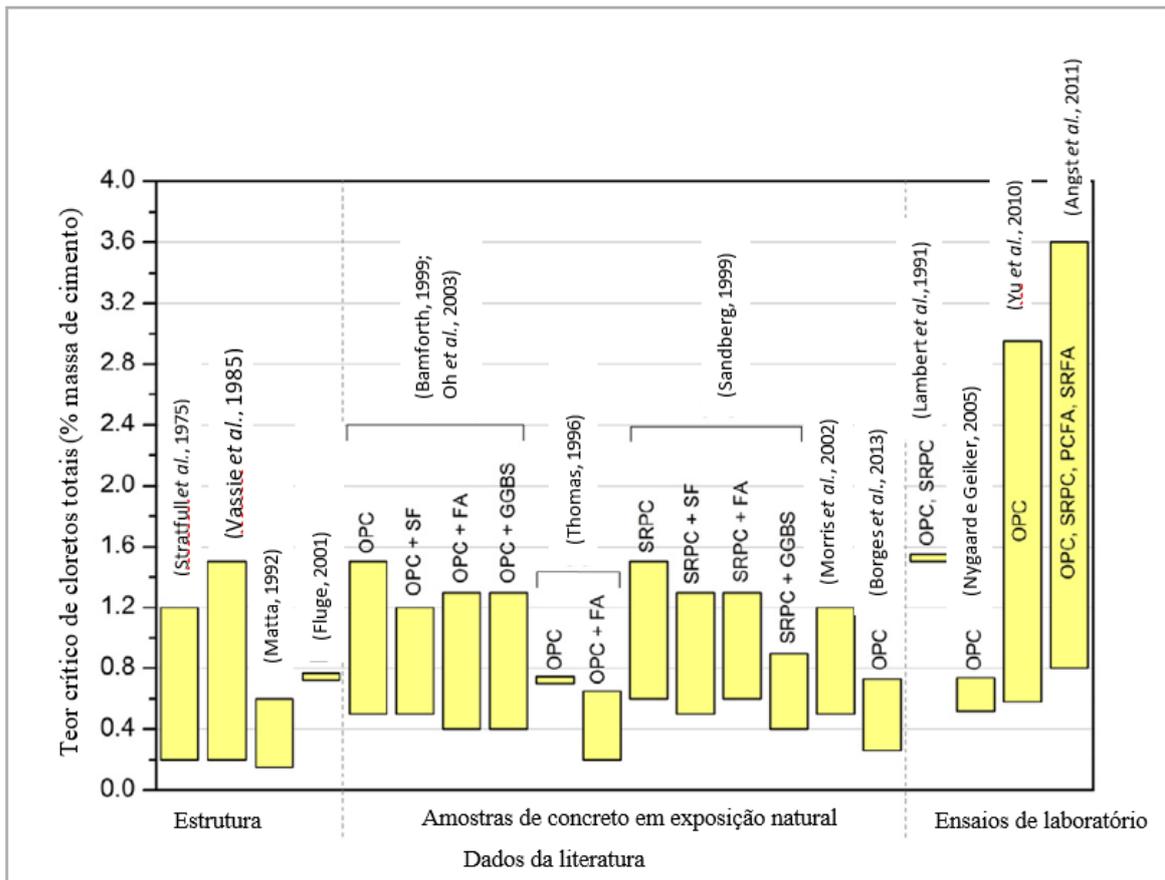


Figura 3. 4 - Limites de cloreto relatados para estruturas, experimentos em amostras em exposição natural e em laboratório com fontes externas de cloretos. Fonte: (MEIRA et al., 2014a)

### 3.4 MECANISMOS DE PENETRAÇÃO DOS CLORETOS

A penetração de líquidos e gases dentro do concreto é influenciada pela estrutura dos poros da pasta de cimento. A interconexão dos poros possibilita a penetração e transporte de substâncias, e o tamanho desses poros interfere na velocidade desse transporte (CASCUDO, 1997).

Os mecanismos de transporte dos cloretos livres no interior do concreto são: absorção capilar, difusão, migração e permeabilidade. Segundo Costa e Appleton (1999), as condições de exposição, o teor de umidade do concreto e o tamanho e continuidade da estrutura porosa determinam a importância relativa de cada um dos mecanismos de transporte envolvidos.

A diferença de pressão entre os poros é que permite o transporte por permeabilidade. Segundo Meira (2004), no caso de penetração de cloretos, esse mecanismo de transporte costuma ser importante em estruturas marinhas submetidas a elevadas pressões hidrostáticas.

Segundo Cascudo (1997) a migração iônica ocorre devido a ação de campos elétricos, decorrente da aplicação de uma diferença de potencial. No concreto, essa migração pode ser promovida pelo campo gerado no processo eletroquímico ou por corrente elétrica de campos externos.

A difusão ocorre devido a diferença de concentrações dos íons. É o mecanismo de transporte predominante quando o concreto está saturado. No concreto com poros secos ou parcialmente saturados, os cloretos podem penetrar por absorção capilar. Esta absorção depende do diâmetro dos poros, sendo a força de sucção capilar maior quanto menor forem os diâmetros desses poros (CASCUDO, 1997).

Usualmente, são aplicadas as leis da difusão para quantificar a penetração de cloretos. A solução da 2ª Lei de Fick ajustada (Equação 3.1) permite estimar o coeficiente de difusão do concreto. Esta equação relaciona a concentração de cloretos a uma determinada profundidade e um tempo de exposição com as concentrações iniciais e superficiais de cloretos, e o coeficiente de difusão.

$$C(x, t) = C_s + (C_0 - C_s) \cdot \left[ \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \right] \quad \text{Equação 3. 1}$$

$C(x,t)$ = concentração de cloretos a uma determinada profundidade  $x$  e um tempo  $t$  de exposição.

$C_s$ = concentração superficial de cloretos (admitida como constante)

$C_0$ = concentração inicial de cloretos no concreto (decorrente de contaminações nos seus componentes)

$D_{ap}$ = coeficiente de difusão ou coeficiente de difusão aparente

Meira (2004) apresenta um modelo simplificado proposto por Andrade (1988) que permite estimar a profundidade de penetração dos cloretos de acordo com o tempo de exposição, de acordo com a Equação 3.2:

$$x = k_{cl} \sqrt{t} \quad \text{Equação 3. 2}$$

$x$ = profundidade em relação à superfície

$k_{cl}$ = constante característica de cada material e ambiente

$t$ = tempo de exposição

Nesse caso,  $k_{cl}$  corresponde à velocidade com que determinada concentração é atingida nas distintas profundidades do concreto, e é dependente das características do material e do ambiente (MEIRA, 2004).

## 3.5 TÉCNICAS PARA MONITORAMENTO DA CORROSÃO

### 3.5.1 Potencial de corrosão

A medida do potencial de corrosão é uma técnica utilizada para avaliação e monitoramento do processo corrosivo em estruturas de concreto armado. Foi utilizada pela primeira vez por Stratfull (STRATFULL, 1957) e, devido a sua simplicidade, é comumente aplicada para determinações em campo (ANDRADE; ALONSO, 2001).

A técnica consiste em medir a diferença de potencial entre a armadura do concreto e um eletrodo de referência (ASTM, 2015), conforme ilustra a Figura 3. 5. O valor numérico da medida da diferença de potencial depende do tipo de eletrodo de referência utilizado (ELSENER et al., 2003). Além disso, fatores ambientais como umidade e temperatura interferem no resultado (ASSOULI; BALLIVY; RIVARD, 2008), bem como alguns parâmetros referente ao concreto que envolve a barra (MEDEIROS et al., 2017) e da condição da corrosão no aço.

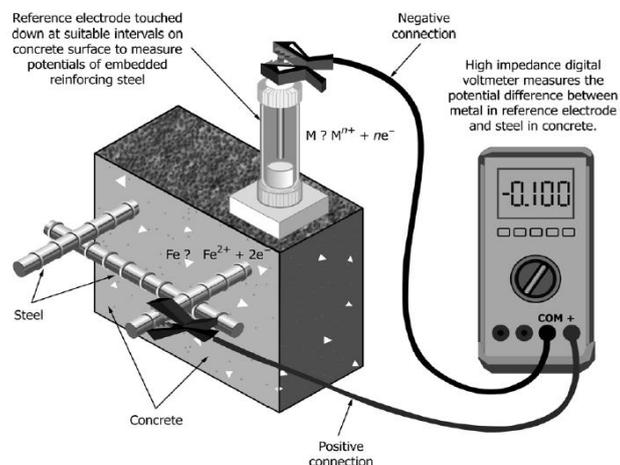


Figura 3. 5 – Desenho esquemático da técnica de potencial de corrosão. Fonte: ASTM C 876 (ASTM, 2015).

#### 3.5.1.1 Eletrodo de referência

O eletrodo de referência padrão é um dispositivo simples. Consiste em um pedaço de metal em uma solução de concentração fixa de seus próprios íons (como cobre em sulfato de cobre saturado, prata em cloreto de prata, etc.) (BROOMFIELD, 2007). A Tabela 3. 1

apresenta os eletrodos de referência com potencial definido em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio, segundo os valores recomendados (ASTM, 2019).

Tabela 3. 1 – Potencial e nomenclatura dos tipos de eletrodo

Fonte: ASTM G3-14 (ASTM, 2019).

<b>Tipo</b>	<b>Potencial - E (V) em 25°C</b>
Hidrogênio (H <sub>2</sub> /H <sup>+</sup> )	0,000
Cobre/ sulfato de cobre (Cu/CuSO <sub>4</sub> sat)	+0,30
Prata/ cloreto de prata (Ag/ AgCl) KCl sat	+0,196
Calomelano (Hg/Hg <sub>2</sub> Cl <sub>2</sub> ) KCl sat	+0,241

### 3.5.1.2 Fatores de interferência

Na realização das medidas de potencial, deve-se considerar alguns fatores que podem interferir nos resultados. Entre eles, destacam-se:

- O tipo de corrosão no aço: Quando a corrosão é uniforme, em princípio, as leituras na superfície do concreto apresentam valores próximos aos do potencial na interface aço/concreto. No caso de corrosão não uniforme, por exemplo, corrosão localizada ou por pites, o processo corrosivo gera micropilhas e os potenciais medidos na superfície do concreto podem ser substancialmente diferentes dos da interface aço/concreto (POUR-GHAZ; ISGOR; GHODS, 2009; SAGÜÉS; KRANC, 1992).
- Resistividade do concreto: a resistividade do concreto é função de sua umidade e porosidade, que por sua vez tem relação com a/c, adições minerais, idade, etc. Quanto maior for a resistividade do concreto de cobrimento, as leituras do potencial na superfície do concreto tende a ser mais eletropositivas do que o potencial real na interface aço/concreto (BROOMFIELD; DAVIES; HLADKY, 2002; POUR-GHAZ; ISGOR; GHODS, 2009). Portanto, pode-se dizer que todos os parâmetros que influenciam na resistividade do material, interferem também nas medidas do potencial de corrosão.
- Umidade do concreto: os valores do potencial de corrosão se apresentam mais negativos para maiores teores de umidade do concreto (LEELALERKIET et al., 2004; MEDEIROS et al., 2017). Como a medida varia conforme o concreto se

encontre seco ou úmido, recomenda-se uma umidificação prévia do material antes da realização dessa medida (MEIRA, 2017). Desta forma, realiza-se a medição na pior condição possível (MEDEIROS et al., 2017).

- Espessura do revestimento: devido ao revestimento, há uma atenuação da medida, gerando valores mais eletropositivos do que o potencial real na superfície da barra (ELSENER et al., 2003), e quanto maior for o revestimento, maior será essa interferência. Ou seja, o potencial que se mede na superfície do concreto não é o mesmo no nível da superfície da armadura (MEIRA, 2017).
- Carbonatação: a carbonatação do concreto densifica o material, reduzindo a porosidade e conseqüentemente, a quantidade de eletrólito. Devido a menor quantidade de eletrólito, gera-se medidas de potencial mais eletropositivas, nos casos em que a corrosão ainda não se iniciou (MEIRA, 2017). Além disso, a redução da porosidade aumenta a resistividade do concreto, atenuando as medidas na superfície.
- Presença de sais: a presença de sais, como os cloretos, dissolvidos na solução dos poros das camadas superficiais do concreto, melhora a atividade iônica, alterando os valores de potencial para níveis mais eletronegativos (ROCHA, 2012).

### 3.5.1.3 Avaliação do potencial de corrosão

As medidas de potencial fornecem uma indicação do risco de corrosão no aço. Elas são utilizadas para classificar a probabilidade de que o processo de corrosão esteja ocorrendo ou não (MEIRA, 2017). A Tabela 3. 2 apresenta a probabilidade da corrosão estar ocorrendo em função do valor do potencial medido, conforme recomendação da norma (ASTM, 2015).

Tabela 3. 2– Probabilidade de corrosão em função do  $E_{corr}$

$E_{corr}$ (ESC)	Probabilidade de corrosão
Mais positivo que -200mV	10%
Entre -200mV e -350mV	Corrosão incerta
Mais negativo que -350mV	90%

Fonte: ASTM C876-15 (ASTM, 2015)

### 3.5.2 Resistividade elétrica superficial

A resistividade elétrica do concreto reflete a habilidade do material para transportar uma carga elétrica e está intimamente relacionada com a microestrutura do concreto (ARAÚJO, 2018). Portanto, é fortemente afetada pela qualidade do concreto, ou seja, teor de cimento, relação água/cimento, cura e aditivos utilizados. Essa medida tem uma relação indireta com o tamanho e tortuosidade do sistema de poros e com a umidade nos seu interior (BROOMFIELD, 2007).

Concretos com maior resistividade apresentam mais dificuldade para transportar os íons dentro da água dos poros, reduzindo, portanto, a taxa de corrosão. Desta forma, a técnica permite relacionar a microestrutura com o comportamento de durabilidade do concreto (ANDRADE; D'ANDREA, 2011).

A técnica de resistividade elétrica superficial é conhecida como técnica de Wenner ou técnica das quatro pontas. Ela consiste em aplicar uma corrente alternada entre os eletrodos externos e medir a diferença de potencial entre os eletrodos internos, ilustrada na Figura 3. 7. A resistividade é obtida por meio da Equação 3.3

$$\rho = 2\pi a \frac{E}{I} \quad \text{Equação 3. 3}$$

Onde:

$\rho$  = resistividade ( $\Omega.m$ );

$a$  = distância entre os eletrodos;

$E$  = diferença de potencial (V)

$I$  = corrente (A)

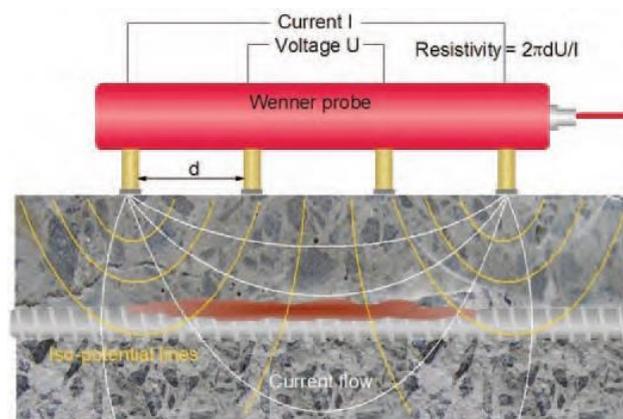


Figura 3. 7 – Desenho esquemático da técnica de resistividade superficial Fonte: Gucunski; National Research Council (U.S.); Second Strategic Highway Research Program (U.S.), (2013).

### **3.5.2.1 Fatores de interferência**

A medida da resistividade é fortemente influenciada pela umidade. A água presente nos poros do concreto é quem conduz a corrente elétrica. Desta forma, em condições com baixo teor de umidade, há uma redução dessa quantidade de solução aquosa nos poros e conseqüentemente, redução da passagem de corrente elétrica e aumento da resistividade (HUNKELER, 1996). Devido a essa forte interferência da umidade, é importante saber se a medida realizada é representativa das condições médias de exposição da estrutura analisada (MEIRA, 2017). Caso a medida tenha sido realizada com a estrutura saturada, após uma exposição a chuva, por exemplo, pode gerar uma leitura que não representa a condição real. Para realizar o controle de qualidade nos corpos de prova em laboratório, é importante assegurar o mesmo grau de umidade nos concretos durante a realização das medidas (ARAÚJO, 2018; AZARSA; GUPTA, 2017). Por isso, alguns autores sugerem que as amostras devem ser molhadas antes das medições (ARAÚJO, 2018; CHEN; CHANG; YEIH, 2014).

A temperatura também interfere nas leituras de resistividade. Na mesma condição de umidade, temperaturas mais altas, facilitam a mobilidade iônica na solução dos poros, reduzindo o valor da resistividade (ARAÚJO, 2018; AZARSA; GUPTA, 2017). Por isso, se a leitura for feita na estrutura, é importante levar em consideração a temperatura média do período no qual está sendo realizado a medição, se é inverno ou verão, por exemplo. No caso de ensaios em laboratório, é ideal realizar o controle de temperatura nos quais os corpos de prova ficarão expostos.

De maneira mais branda, a presença de cloretos também pode interferir nas medidas de resistividade. Isso se deve à sua capacidade de aumentar a retenção de água no concreto e, conseqüentemente, gerar uma redução da resistividade (BROOMFIELD, 2007). Essa redução também pode ser consequência da maior atividade iônica devido a maior concentração de íons  $Cl^-$ .

### **3.5.3 Avaliação da resistividade elétrica superficial**

Para realizar uma avaliação quanto ao risco de corrosão, a medida de resistividade não deve ser utilizada como uma técnica independente. Ela deve ser realizada junto com as medições de taxa de corrosão por polarização linear, podendo classificar o risco de corrosão

de acordo com a Tabela 3. 3 (BROOMFIELD, 2007; CIGNA; NÜRNBERGER, U; ANDRADE, C, 2003).

Tabela 3. 3 – Relação entre a resistividade elétrica superficial e risco de corrosão

<b>Resistividade elétrica superficial</b> – (KΩ.cm)	<b>Risco de corrosão</b>
>100	Insignificante
50 - 100	Baixo
10 - 50	Moderado a elevado para aço ativo
<10	A resistividade não é o parâmetro controlador do processo de corrosão

Fonte: (CIGNA; NÜRNBERGER, U; ANDRADE, C, 2003)

### 3.5.4 Resistência de polarização linear

Das várias técnicas utilizadas para estudo de corrosão, a resistência à polarização linear (RP) é mais aplicada devido à rapidez e comodidade com que se podem determinar as velocidades de corrosão, elevada reprodutividade, facilidade de interpretação dos resultados e possibilidade de aplicação in situ (ALVES et al., 2012).

Essa técnica consiste em aplicar uma pequena polarização (em torno de ±10mV) na armadura, em relação ao potencial de corrosão de circuito aberto, e verificar a variação de corrente (MEIRA, 2017). A corrente de corrosão ( $I_{corr}$ ) é dada de acordo com Equação 3.4 (STERN; GEABY, 1957).

$$I_{corr} = \frac{B}{R_p} \quad \text{Equação 3. 4}$$

Onde B é uma constante (em concreto de 26 a 52 mV dependendo da passividade ou condição ativa da superfície do aço) e  $R_p$  é a resistência de polarização (em ohms), representa a relação entre a polarização aplicada ( $\Delta E$ ) e a variação observada na corrente ( $\Delta I$ ), conforme a Equação 3.5.

$$R_p = \frac{\Delta E}{\Delta I} \quad \text{Equação 3. 5}$$

Para obtenção da densidade de corrente de corrosão ( $i_{corr}$ ), a corrente de corrosão deve ser dividida pela área polarizada da armadura (A), segundo a Equação 3.6 (MEIRA, 2017).

$$i_{corr} = \frac{I_{corr}}{A} \quad \text{Equação 3. 6}$$

A mudança no potencial deve ser mantida em menos de 20 mV para que a equação seja válida, permaneça linear e para que a armadura não sofra alterações importantes da película de passivação. Além disso, há uma queda ôhmica (IR) no circuito devido ao concreto, que tem uma resistência elétrica finita. O seu valor deve ser medido e compensado na medida de RP (BROOMFIELD, 2007).

#### **3.5.4.1 Fatores de interferência**

A corrente de corrosão medida é influenciada pela variação de umidade e temperatura da mesma forma que na medida de resistividade. Em temperaturas elevadas, há maior mobilidade iônica, aumentando a velocidade de corrosão. Conforme o aumento de umidade do concreto, sua resistividade diminui, permitindo também que a velocidade de corrosão aumente. Portanto, os mesmos cuidados tomados para realizar as medidas de resistividades devem ser considerados.

Por fim, essa velocidade é fortemente influenciada também pelo tipo de corrosão que está acontecendo, generalizada ou por pites. Ensaio em laboratório mostraram que a corrosão por pites gerou taxas de corrosão até 10 vezes maiores do que a generalizada (BROOMFIELD, 2007). Como o ensaio não permite identificar o tipo de corrosão que está ocorrendo, isso deve ser feito por observação direta do aço ou com cuidadoso estudo sobre o teor de cloretos naquele concreto.

#### **3.5.4.2 Avaliação da taxa de corrosão**

Os dados obtidos em campo e em laboratório apresentam o mesmo padrão. Em geral, valores de taxa de corrosão maiores do que 1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  são raros de serem apresentados, sendo esses mais frequente entre 0,1 – 1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ . Os aços passivos apresentam velocidades de corrosão baixas, entre 0,05 – 0,1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  (ANDRADE; ALONSO, 2001). A Tabela 3. 4 apresenta a classificação do nível de corrosão de acordo com a taxa de corrosão. Contudo, é importante ponderar se as medidas são representativas para a estrutura analisada, considerando a sua interação com o meio ambiente. Além disso, deve-se atentar para qual o tipo de corrosão que está ocorrendo (MEIRA, 2017).

Tabela 3. 4 – Relação entre a taxa de corrosão e nível de corrosão

Taxa de corrosão ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Nível de corrosão
< 0,1	Insignificante
0,1 – 0,5	Baixo
0,5 – 1	Moderado
> 1	Elevado

Fonte: (ANDRADE; ALONSO, 2001)

### 3.5.5 Espectroscopia de impedância eletroquímica

A espectroscopia de impedância eletroquímica (EIS) é um método poderoso para caracterizar várias propriedades elétricas dos materiais e suas interfaces com eletrodos eletronicamente condutores (BARSOUKOV; MACDONALD, 2005).

Em uma interface, as propriedades físicas mudam rapidamente e as distribuições de carga heterogêneas (polarizações) reduzem a condutividade elétrica geral de um sistema. Cada interface polarizará de maneira única quando o sistema for submetido a uma diferença de potencial. A taxa na qual uma região polarizada mudará quando a tensão aplicada for invertida é característica do tipo de interface (BARSOUKOV; MACDONALD, 2005).

O conceito básico envolvido na EIS é que uma interface eletroquímica pode ser vista como uma combinação de elementos de circuito elétrico passivo, ou seja, resistência, capacitância e indutância. Quando uma tensão alternada é aplicada a esses elementos, a corrente resultante é obtida usando a lei de Ohm (MONTEMOR; SIMÕES; FERREIRA, 2003).

EIS é uma técnica que pode ser utilizada para estudar o sistema aço/concreto. Ele fornece informações sobre vários parâmetros, como a presença de filmes superficiais, características do concreto, corrosão de interface e fenômenos de transferência de massa. No entanto, a interpretação dos resultados pode ser uma tarefa difícil e a necessidade de um circuito equivalente que pode mudar com a condição do aço torna a técnica mais adequada para estudos de laboratório. A técnica também é demorada. Porém, sua utilização é de fundamental interesse para o conhecimento detalhado do sistema aço/concreto (MONTEMOR; SIMÕES; FERREIRA, 2003).

Os dados de impedância obtidos experimentalmente para um determinado sistema podem ser analisados por um circuito equivalente. A escolha desse circuito depende do processo físico que está sendo estudado e da resposta do sistema, que pode ser analisada por gráficos (Diagrama de Nyquist ou Bode). No diagrama de Nyquist, a parte imaginária é plotada em função da parte real para frequência decrescente. O diagrama de Bode relaciona o módulo da impedância e o ângulo de fase com a frequência (Figura 3. 8).

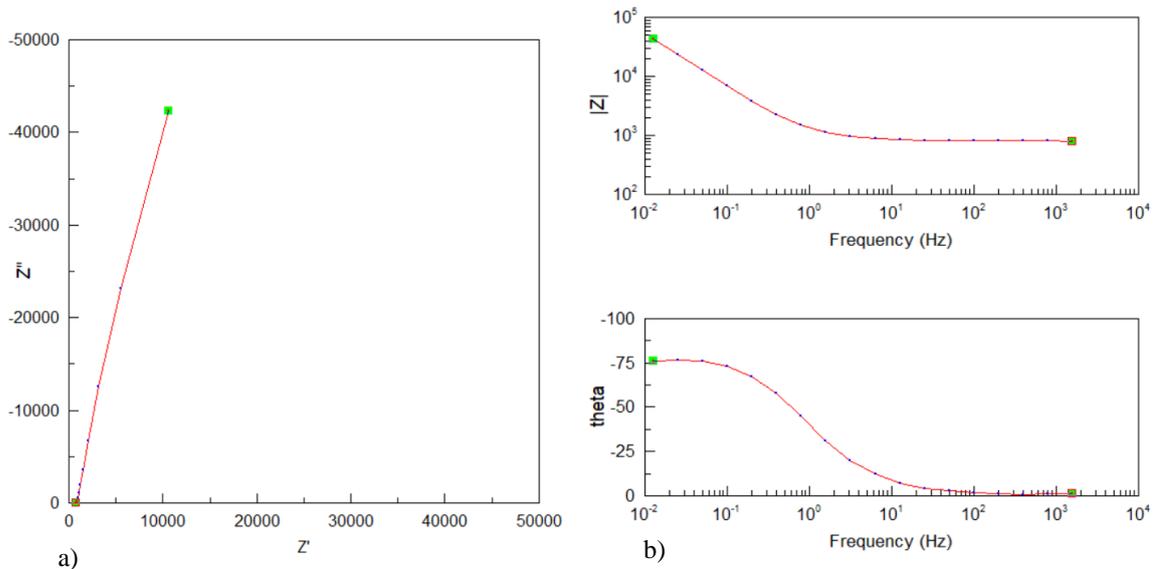


Figura 3. 8 – Representação do diagrama de Nyquist (a) e Bode (b).

Um dos circuitos equivalentes que podem representar os sistemas de aço/concreto é o circuito simples ilustrado na Figura 3. 9. O circuito representa a resistência do eletrólito ( $R_e$ ) em série com um ramo paralelo (RCR). Esse ramo, é composto pela resistência de transferência de carga ( $R_t$ ) das reações de corrosão e uma capacitância de dupla camada (Cdl).

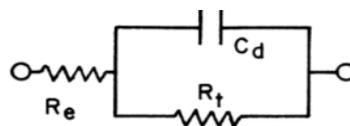


Figura 3. 9 – Circuito simples para Sistema aço/concreto. Fonte (FELIU et al., 1998).

Porém, a resposta da impedância, muitas vezes gerando gráficos com mais de um semicírculo, retas inclinadas na baixa frequência, entre outros, gerou a sugestão de outros circuitos equivalentes por diversos autores. John; Searson; Dawson (1981) propuseram o circuito equivalente ilustrado na Figura 3. 10. Nele além de introduzir o ramo representando a resistência e capacitância do filme passivo, há o elemento de Warburg. No diagrama de

Nyquist pode-se ver a curva ascendente na região de baixíssima frequência, devido a impedância difusional. Ela representa o mecanismo de difusão iônica no aço e é representada no circuito equivalente pelo elemento de Warburg.

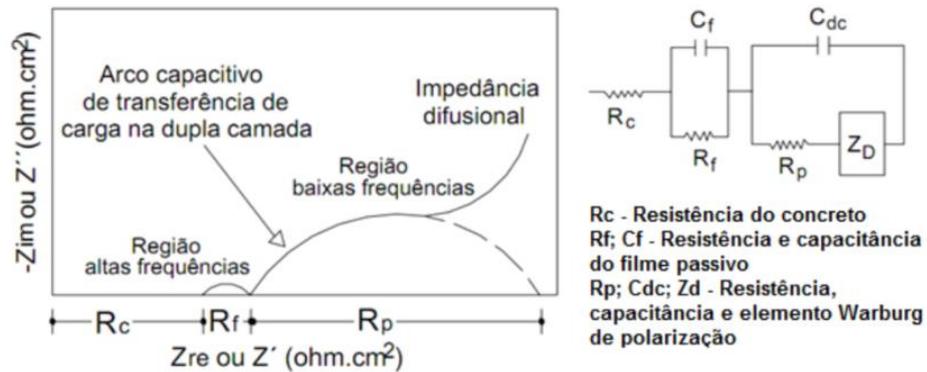


Figura 3. 10 – Diagrama de Nyquist para sistema aço/concreto e seu circuito equivalente. Fonte: (CASCUDO, 1997).

Sagüés; Kranc; Moreno (1995) colocam que o sistema aço/concreto apresenta comportamento de um capacitor não-ideal, sendo mais bem representado por um elemento de fase constante. Logo, o circuito equivalente poderia ser representado conforme a Figura 3. 11.

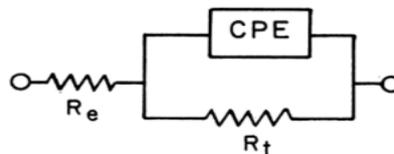


Figura 3. 11 – Circuito equivalente simples com introdução do elemento de fase constante (FELIU et al., 1998)

Koleva *et al.* (2008a) sugeriram outro circuito equivalente (para correlacionar a microestrutura do material (porosidade, tamanho e distribuição dos poros) e a solução dos poros com as suas propriedades elétricas e os fenômenos eletroquímicos, conforme ilustra Figura 3. 12. Sendo:  $R_1$  a resistência do material, incluindo a resistência do eletrólito ( $R_0$ ) ;  $R_2$  a resistência de solução dos poros e da zona de transição interfacial entre a pasta e os agregados;  $R_3$  a resistência de transferência de carga na superfície do aço.

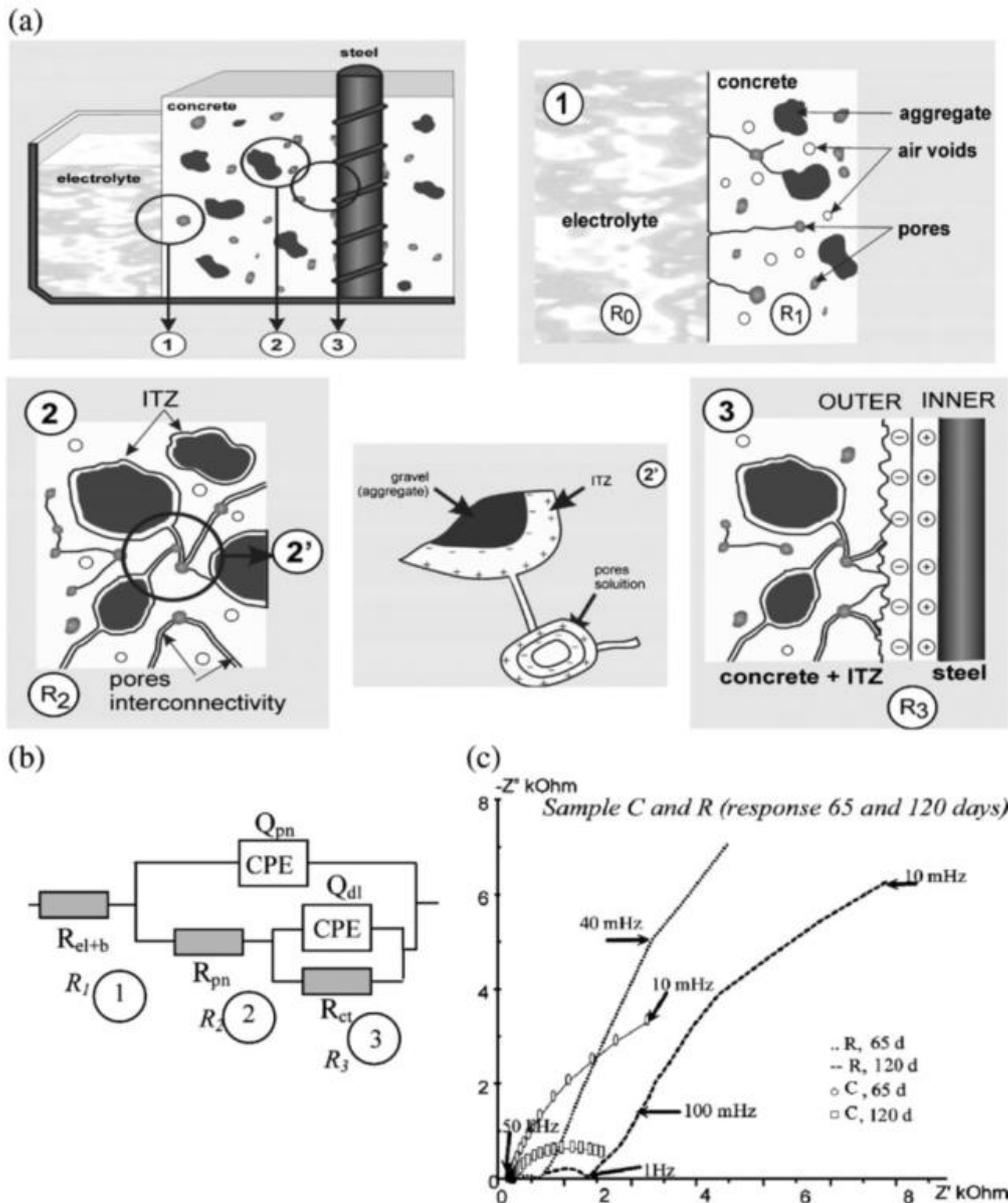


Figura 3. 12 – a) Esquema da interface da microestrutura da argamassa/concreto expostos a solução de cloretos. b) Circuito equivalente proposto c) resultados obtidos representados no diagrama de Nyquist. Fonte: (KOLEVA et al., 2008b)

Como em muitos processos químicos, é natural que a difusão exerça algum papel na resposta do sistema aço-concreto. Feliu *et al.* (1998) verificou que a resposta do sistema aço-concreto aos sinais elétricos aplicados pode apresentar comportamento típico de elemento constante de fase e de difusão. Diante disso, Feliu *et al.* (1998) justificam a inclusão desses elementos no circuito equivalente para sistemas de aço-concreto, conforme ilustra a Figura 3. 13. Onde  $R_e$  equivale a resistência do eletrólito,  $R_t$  a resistência de transferência de carga, CPE o elemento de fase constante e  $Z_D$  elemento de difusão de Warburg.

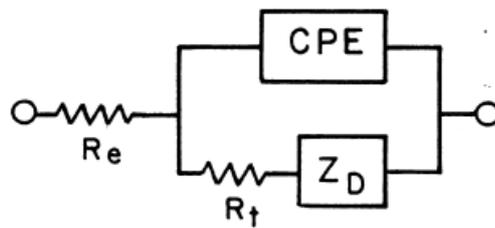


Figura 3. 13– Circuito equivalente com introdução do elemento de fase constante (CPE) e elemento de difusão de Warburg. Fonte: (FELIU et al., 1998).

Montemor; Simões; Ferreira (2003) apresentou diversos circuitos equivalentes propostos por outros autores para análise dos ensaios de impedância, introduzindo mais elementos ou modificando sua disposição.

Deve-se, portanto, perguntar como escolher entre todos os modelos possíveis o circuito mais adequado. Um critério imediato é o de usar o circuito que tem o menor número de elementos ou com tratamento matemático mais simples (FELIU et al., 1998). Essa escolha também deve-se pautar no diagrama de Nyquist gerado, buscando um circuito que represente o comportamento observado no diagrama e que melhor se ajuste aos dados.

## **4 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL**

### **4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS**

Para este estudo foram selecionados um cimento Portland de hidratação rápida (CP V-ARI) e dois fíleres do tipo calcário. O cimento foi escolhido por conter reduzido teor de adições minerais. Os fíleres foram selecionados com duas granulometrias distintas visando promover o melhor empacotamento da matriz cimentícia.

A caracterização do cimento e fíler calcário foi realizada por meio de ensaio de granulometria a laser, análise química, picnometria por intrusão de gás Hélio para determinar a densidade, área superficial pelo método BET e termogravimetria (TG).

Nesta pesquisa foram utilizados agregados naturais, sendo três areias com diferentes granulometrias e um pedrisco com diâmetro máximo de 9,5mm, proveniente de pedreira com predominância de granito. Foram realizados os ensaios de granulometria por análise de imagem dinâmica e a laser, bem como densidade por picnometria de gás Hélio para caracterizar os agregados graúdos e miúdos.

O aditivo superplastificante utilizado foi a base de policarboxilatos e os seus dados foram obtidos junto ao fabricante.

### **4.2 DOSAGEM E PRODUÇÃO DOS CONCRETOS**

Para obter o concreto de referência, seguiu-se as recomendações da NBR 12655 ABNT (2015) para a classe de agressividade III, que corresponde ao ambiente de atmosfera marinha. A escolha desta classe de agressividade se justifica pela proposta deste trabalho, que é de avaliar a resistência à penetração de cloretos nos concretos com baixo consumo de cimento. Respeitando os critérios estabelecidos nessa norma, para essa classe de agressividade, foi definido que o concreto de referência teria resistência superior a 30 MPa, fator água/cimento  $\leq 0,55$  e consumo de cimento Portland de 350 kg/m<sup>3</sup>.

Reduzindo-se o consumo de cimento em aproximadamente 30% e 60%, foram obtidos concretos com consumo de cimento de 250 kg/m<sup>3</sup> e 150 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente.

A dosagem dos concretos foi realizada utilizando o modelo de empacotamento de Westman e Hugill, mantendo a distribuição granulométrica dos agregados para todas as misturas secas. Dessa maneira, variou-se apenas a composição da matriz cimentícia. A

determinação dos traços foi realizada buscando-se obter concretos com baixo teor de cimento e porosidade semelhante ao do concreto de referência. Para isso, essa porosidade foi estimada conforme o modelo de Powers (T. C. POWERS AND T. L. BROWNYARD, 1946), apresentado de forma simplificada por Abrão, Cardoso e John (2020).

#### **4.2.1 Processo de mistura e moldagem**

O processo de mistura desses concretos foi realizado conforme o procedimento proposto por Daminieli (2013), que visa promover a dispersão completa dos finos, aumentando o desempenho reológico das misturas cimentícias. Dessa maneira, os concretos confeccionados seguiram a seguinte ordem de mistura:

1. Umedecimento das paredes da betoneira;
2. Colocação dos finos (cimento Portland com os fíleres, previamente misturados) na betoneira, juntamente com o dispersante em pó;
3. Colocação gradativa da água e acionamento da betoneira, permitindo que a água e o dispersante atuem na dispersão dos finos;
4. Colocação gradativa dos agregados, iniciando pelo mais grosso e finalizando com o mais fino;
5. Sempre que necessário, realizou-se pausas para remover matérias-primas aderidas à parede da betoneira.

Em todo processo, verificou-se se a mistura estava ocorrendo de forma homogênea. A consistência foi medida pelo ensaio de abatimento de tronco de cone, segundo as recomendações da NBR 16899 (ABNT, 2020). Também foi realizado o ensaio de massa específica do concreto fresco pelo método indicado na NBR 9833 (ABNT, 2008).

Foram moldados corpos de prova cilíndricos 10 cm x 20 cm, bem como corpos de prova cúbicos (10 cm x 10 cm x 10 cm), com e sem armaduras (Figura 4. 1). O concreto foi adensado utilizando uma mesa vibratória. Após 24 horas, os corpos de prova (CPs) foram desmoldados e, em seguida, colocados em cura em câmara úmida por 28 dias.



Figura 4. 1 – Corpos de prova utilizados na pesquisa: cúbicos (10 x 10 x 10) cm com e sem armaduras e cilíndricos (10 x 20) cm.

#### 4.2.2 Preparação dos corpos de prova com armaduras

Os corpos de prova utilizados para o acompanhamento de medidas eletroquímicas consistiram em CPs cúbicos, com dimensões de 10 cm x 10 cm x 10 cm, nos quais foram inseridas duas barras de aço CA-60 com diâmetro de 5 mm, deixando uma superfície exposta de aproximadamente 4,7 cm<sup>2</sup> (Figura 4. 2). O cobrimento empregado foi de 20 mm, sendo esse um tamanho adequado para acelerar o início da corrosão, mas permitindo a posterior retirada de fatias da amostra em diferentes profundidades (até chegar na armadura) para determinação do perfil de cloretos.

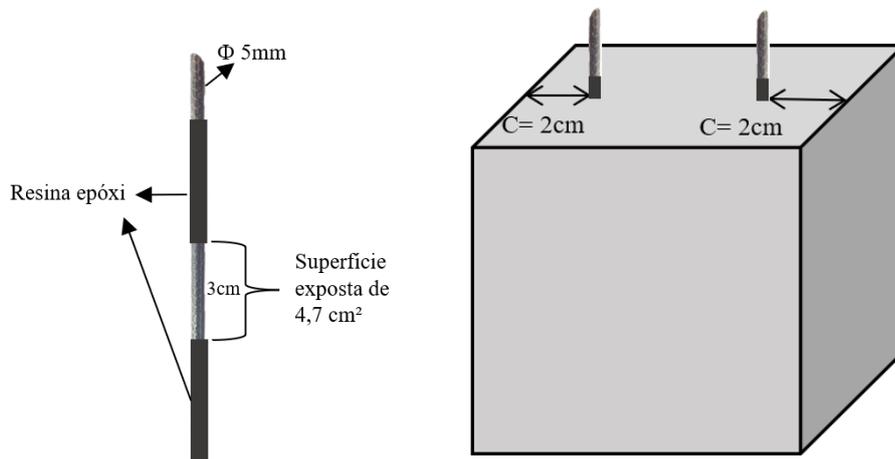


Figura 4. 2 – Armadura para monitoramento eletroquímico com padronização da área exposta e do cobrimento do corpo de prova de concreto.

Para padronizar as condições iniciais de trabalho, as barras foram previamente limpas por escovação mecânica e decapagem química para retirada da camada de produtos de corrosão já existente. Primeiramente, as barras foram cortadas com tamanho de 12 cm, tendo

suas extremidades chanfradas no esmeril. Em seguida, utilizou-se uma escova de cerdas metálicas no esmeril para realizar a limpeza mecânica.

Após a limpeza mecânica, as barras foram submetidas à limpeza química, que foi realizada seguindo as recomendações da norma ASTM G1-03 (2011). Nesse processo as barras foram dispostas em solução de ácido clorídrico (1:1) e 3,5 g/l de hexametilenotretamina por 3 min. Após esse período, as barras foram enxaguadas em água corrente e escovadas com o auxílio de uma escova de cerdas de plástico, e em seguida, mergulhadas em acetona para desengordurar e facilitar a secagem com o jato de ar quente. Por fim, as barras tiveram parte de sua superfície selada com epóxi, deixando exposta apenas a área desejada.

### 4.3 MEDIÇÃO DO pH DA PASTA

Para avaliar o pH da pasta, o procedimento foi realizado conforme o proposto por Li, Nam e Hartt (2005). Esse método consiste em colocar uma amostra do concreto pulverizado em solução com água deionizada. A razão de peso água/concreto utilizada foi de 1. O pH da solução é medido até a sua estabilização, por um período de no mínimo 3 dias. Em seguida a solução deve ser filtrada para titular  $\text{OH}^-$  e  $\text{Ca}^{2+}$ . A titulação do  $\text{Ca}^{2+}$  é realizada porque alguns cristais sólidos de hidróxido de cálcio provavelmente se dissolvem quando uma quantidade significativa de água externa é misturada ao pó de concreto. Portanto, esse deve ser descontado no cálculo da concentração de hidróxido na água dos poros do concreto.

Para determinar a concentração de  $\text{OH}^-$  lixiviado na solução preparada, realizou-se a titulação com adição de 0,1N de HCl até que o pH atingisse 7,0. A concentração de hidróxido então foi calculada segundo a Equação 4. 1.

$$[\text{OH}^-]_{lhc} = \frac{V_{\text{HCl}} \cdot 0,1}{V_1}$$

Equação 4. 1

Onde,  $V_{\text{HCl}}$  é o volume utilizado de 0,1N HCl e  $V_1$  é o volume da solução titulada.

Após a titulação da hidroxila, foi adicionada uma solução de 1M de NaOH até obter  $\text{pH} > 13$ . Em seguida, realizou-se a titulação do  $\text{Ca}^{2+}$  com ácido o etilenodiamino tetraacético (EDTA) 0,01 N e indicador azul de hidroxinaftol até que a cor da solução mudasse de roxo para azul. A concentração de cálcio lixiviada foi obtida pela Equação 4. 2

$$[\text{Ca}^{2+}]_{lhc} = \frac{V_{\text{EDTA}} \cdot 0,01}{V_1}$$

Equação 4. 2

Onde,  $V_{EDTA}$  é o volume usado de 0,01N EDTA.

Com esses dados, determinou-se a concentração de hidroxila presente na solução dos poros conforme a Equação 4. 3.

$$[OH^-]_{pore} = ([OH^-]_{lhc} - 2 [Ca^{2+}]_{lhc}) \frac{V_{lhc}}{V_{poro}}$$

Equação 4. 3

Onde,  $V_{lhc}$  é o volume de água utilizado na solução de lixiviação e  $V_{poro}$  é o volume de poros da amostra que foi utilizada para preparar essa solução, determinado pela Equação 4. 4.

$$V_{poro} = \frac{W \cdot \rho}{d}$$

Equação 4. 4

Onde,  $W$  é a massa da amostra utilizada para preparar a solução,  $\rho$  e  $d$  são o volume de vazios e a densidade do concreto.

Por fim, o pH da solução é calculado conforme a Equação 4. 5.

$$pH = 14 + \log [\gamma [OH^-]_{pore}]$$

Equação 4. 5

Onde,  $\gamma$  é o coeficiente de atividade do  $OH^-$ , que é aproximadamente 0,7 quando  $[OH^-]_{pore} > 0,1 \text{ mol/L}$ .

Esse método apresenta boa correlação com as medidas de pH realizadas pela extração de água dos poros do concreto, mas com a vantagem de ser mais simples, rápido e econômico (LI; NAM; HARTT, 2005).

## 4.4 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

### 4.4.1 Resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão seguiu as recomendações da NBR 5739 (ABNT, 2018). O ensaio foi realizado nas idades de 14, 28 e 91 dias, sendo realizadas medidas em três corpos de prova para cada idade.

#### 4.4.2 Ensaio de absorção por capilaridade

O ensaio de absorção de água por capilaridade seguiu as recomendações da ASTM C1585 (ASTM, 2020) e foi realizado na idade de 28 dias. Foram avaliados três corpos de prova cilíndricos de 10 cm x 5 cm, que foram extraídos de CPs de 10 cm x 20 cm.

#### 4.4.3 Velocidade de propagação de onda ultrassônica

O ensaio de ultrassom foi realizado segundo o procedimento do método de ensaio da ASTM C 597 (ASTM, 2016) em corpos de prova de 10 cm x 20 cm. O ensaio foi realizado em três amostras para cada idade, aos 28 e 91 dias. Todas as amostras foram ensaiadas na condição saturada superfície seca. Para a sua realização, foi utilizado o equipamento Pundit Lab. O arranjo de transmissão foi de forma direta, pois desta maneira as ondas são recebidas com mais intensidade. Este ensaio teve como objetivo determinar a velocidade de propagação da onda ultrassônica no corpo de prova de concreto, utilizando uma frequência de 54 kHz. Este método é aplicável para avaliar a uniformidade e a qualidade relativa do concreto, podendo indicar a presença de vazios e trincas.

#### 4.4.4 Resistividade elétrica superficial do concreto

A medida de resistividade elétrica superficial do concreto foi realizada pelo Método Wenner ou Método dos 4 pontos, com o equipamento MKII da CNS Farnell. Essa técnica consiste em aplicar uma corrente alternada entre os eletrodos externos e medir a diferença de potencial entre os eletrodos internos.

O ensaio foi realizado em corpos de prova cilíndrico, de 10 cm x 20 cm, em condição saturada superfície seca, para manter a uniformidade de umidade nos corpos de prova. Morris, Moreno e Sagüés (1996), propuseram uma constante de correção (K) a qual é dependente da configuração e espaçamento entre as sondas e do formato do corpo de prova (largura e diâmetro), conforme ilustra a Figura 4. 3. Com esse parâmetro, a resistividade elétrica foi corrigida de acordo com a Equação 4. 6.

$$\rho = \frac{\rho_{app}}{K}$$

Equação 4. 6

Onde:  $\rho$  = resistividade elétrica real;  $\rho_{app}$  = resistividade elétrica aparente; K = constante de correção

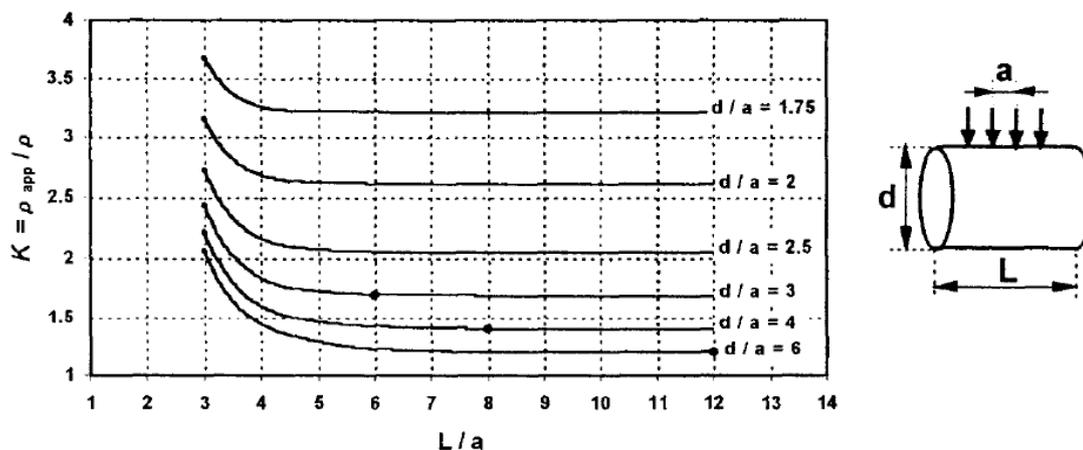


Figura 4. 3- Correção da constante de célula para determinar a resistividade do concreto em corpos de prova cilíndricos. Fonte: Morris, Moreno e Sagués (1996).

## 4.5 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DIANTE DA AÇÃO DOS CLORETOS

### 4.5.1 Estudo do transporte de cloretos nas matrizes com baixo teor de ligante

#### 4.5.1.1 Difusão unidirecional

O ensaio de difusão unidirecional seguiu as recomendações da norma europeia EN 12390-11 (BSI, 2015). Neste ensaio, a amostra cilíndrica 10 cm x 10 cm foi extraída de um CP 10 cm x 20 cm. A amostra ensaiada teve todas as suas superfícies seladas com resina epóxi, exceto a que ficou exposta à solução de cloretos. A amostra foi colocada submersa em uma solução de 3% de NaCl por um período de 90 dias. Passado o tempo de exposição, foram retiradas camadas do concreto, passando um disco diamantado em diferentes profundidades em relação à face exposta, para a determinação dos teores de cloretos livres e totais, por titulação potenciométrica.

De posse das concentrações de cloretos em cada camada extraída, obteve-se os perfis de cloretos, o coeficiente de difusão no regime não estacionário ( $D_{ap}$ ) e a concentração superficial ( $C_s$ ) para cada concreto estudado a partir do ajuste da curva baseada na solução da segunda lei de Fick (Figura 4. 4). Esses perfis são a referência para analisar a velocidade de transporte de cloretos nas matrizes estudadas.

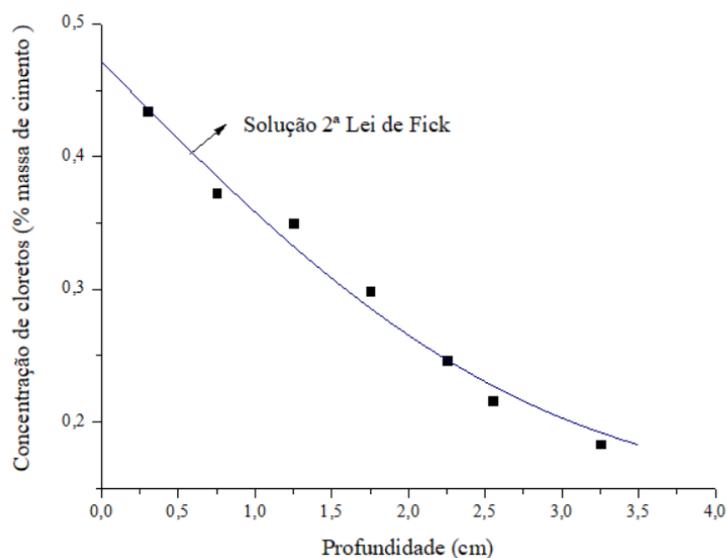


Figura 4. 4 – Ilustração da solução da 2ª Lei de Fick para o perfil de cloretos

## 4.5.2 Avaliação do teor crítico de cloretos e da propagação da corrosão induzida por cloretos

### 4.5.2.1 Estudo do teor crítico de cloretos

Aos 91 dias de idade, os CPs foram submetidos a ciclos semanais de imersão e secagem em uma solução de cloreto de sódio a 1 Molar, conforme recomendação de Meira (2004). Os CP permaneceram por cinco dias na estufa a 40°C e, em seguida, por dois dias imersos na solução de cloreto de sódio. Após o período de imersão, eram realizadas medidas eletroquímicas. Após três medidas eletroquímicas consecutivas indicando a despassivação das armaduras -  $i_{corr} > 0,1 \mu A/cm^2$  e  $E_{corr} < -350 mV (ESC)$  - foram extraídas amostras da superfície até as proximidades da armadura para análise dos teores de cloretos livres e totais. Dessa maneira, também foram traçados os perfis de cloretos para obter o coeficiente de difusão pela solução da 2ª Lei de Fick.

### Monitoramento eletroquímico

O monitoramento eletroquímico foi realizado utilizando a técnica de resistência de polarização linear. As determinações do potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ), densidade de do

corrente ( $i_{\text{corr}}$ ), resistência de polarização ( $R_p$ ) e a queda ôhmica ( $IR$ ) foram realizadas com um pontenciostato de bancada, modelo VersaSTAT 3 da AMETEK Scientific Instruments. Para a realização das medidas, empregou-se um eletrodo de referência de calomelano e um contraeletrodo de aço inoxidável, mantendo-se todo o conjunto envolto em uma gaiola de Faraday para evitar interferências externas. As Figuras 4.5 - 4.6 ilustram os equipamentos utilizados e a montagem dos eletrodos para realização das medidas eletroquímicas.

Também foi realizado o ensaio de Espectroscopia de Impedância Eletroquímica com frequência inicial de 100000 Hz e frequência final 0,005 Hz e amplitude de 10 mV, no mesmo pontenciostato, ao longo das etapas de teste para ajudar na avaliação da condição de atividade das armaduras.

Sabendo-se o comportamento das variáveis: potencial de corrosão – ESC (mV) e densidade de corrente de corrosão ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ), pôde-se verificar o comportamento eletroquímico das barras e determinar o momento da despassivação. Os critérios para detecção da despassivação da armadura eram leituras de potencial de corrosão inferiores a -350 mV (ESC) e densidade de corrente superior a  $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , com um salto característico dessas medidas (Figura 4.7).



Figura 4.5 – Potenciostato de bancada e gaiola de Faraday utilizados nas medidas eletroquímicas



Figura 4. 6- Montagem do arranjo dos eletrodos e CP para o monitoramento eletroquímico

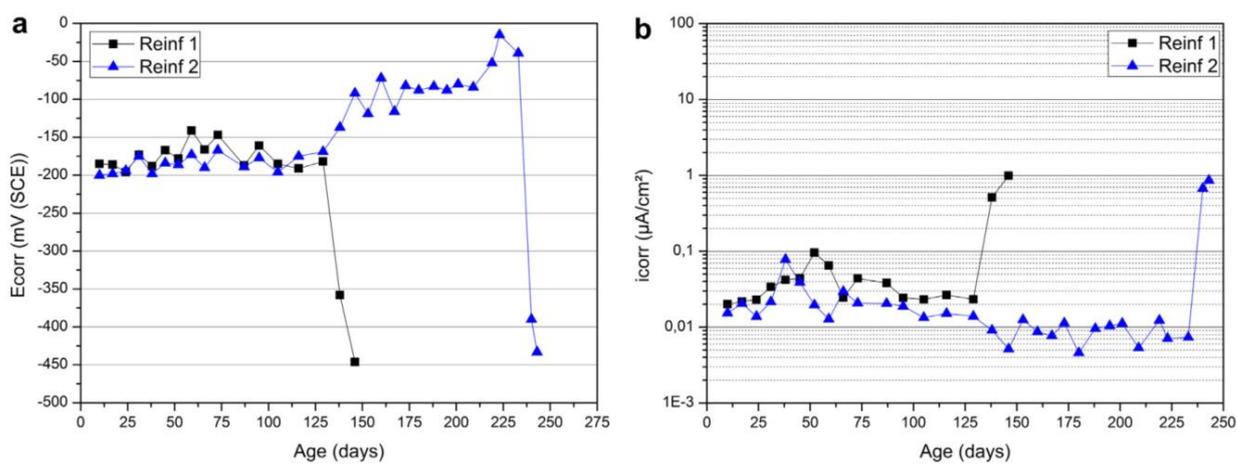


Figura 4. 7 – Comportamento típico do monitoramento do Ecorr e icorr das armaduras até a despassivação. Fonte: (MEIRA et al., 2014a).

## Titulação dos cloretos

Para determinar os teores de cloretos livres e totais, foram coletadas amostras em pó do concreto em diferentes profundidades, começando pela face exposta (1mm) e avançando a cada 5mm até a profundidade desejada (Figura 4. 8). Para isso, seguiu-se o seguinte procedimento:

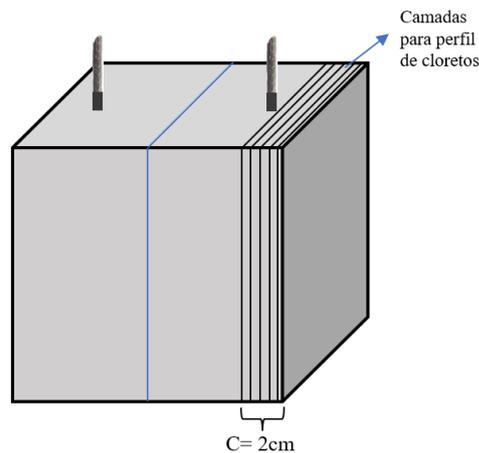


Figura 4. 8 – Demonstração das camadas do cobrimento utilizadas para traçar o perfil de cloreto

- Utilização de uma máquina com disco diamantado para realizar um corte das camadas;
- O pó resultante do corte é passado por uma peneira com abertura de 420  $\mu\text{m}$ ;
- O pó retido na peneira é pulverizado com almofariz de metal;
- Utilização de um ímã para remover quaisquer resíduos metálicos das amostras;
- Armazenamento do pó em recipiente apropriado e protegido da carbonatação.

Em seguida, as amostras foram preparadas conforme as recomendações dadas por RILEM Technical Committee 178-TMC (2013), RILEM Recommendations (2002a).

A titulação potenciométrica foi realizada conforme procedimento da ASTM C144 (ASTM, 2018), empregando-se um titulador automático para este fim, modelo Titrino da Metrohm.

#### 4.5.2.2 Propagação da corrosão

Os corpos de prova empregados na avaliação da propagação da corrosão foram submetidos às mesmas condições de exposição da etapa anterior, com realização do monitoramento eletroquímico a cada ciclo. Após a despassivação das armaduras, metade das amostras permaneceu nos ciclos e a outra metade ficou exposta em ambiente de laboratório, para avaliar a cinética do processo de corrosão nas duas condições. Medidas eventuais de espectroscopia de impedância eletroquímica foram realizadas nas armaduras monitoradas.

A Figura 4. 9 ilustra o fluxo do ensaio para determinar o teor crítico de cloreto e analisar a propagação da corrosão das armaduras.

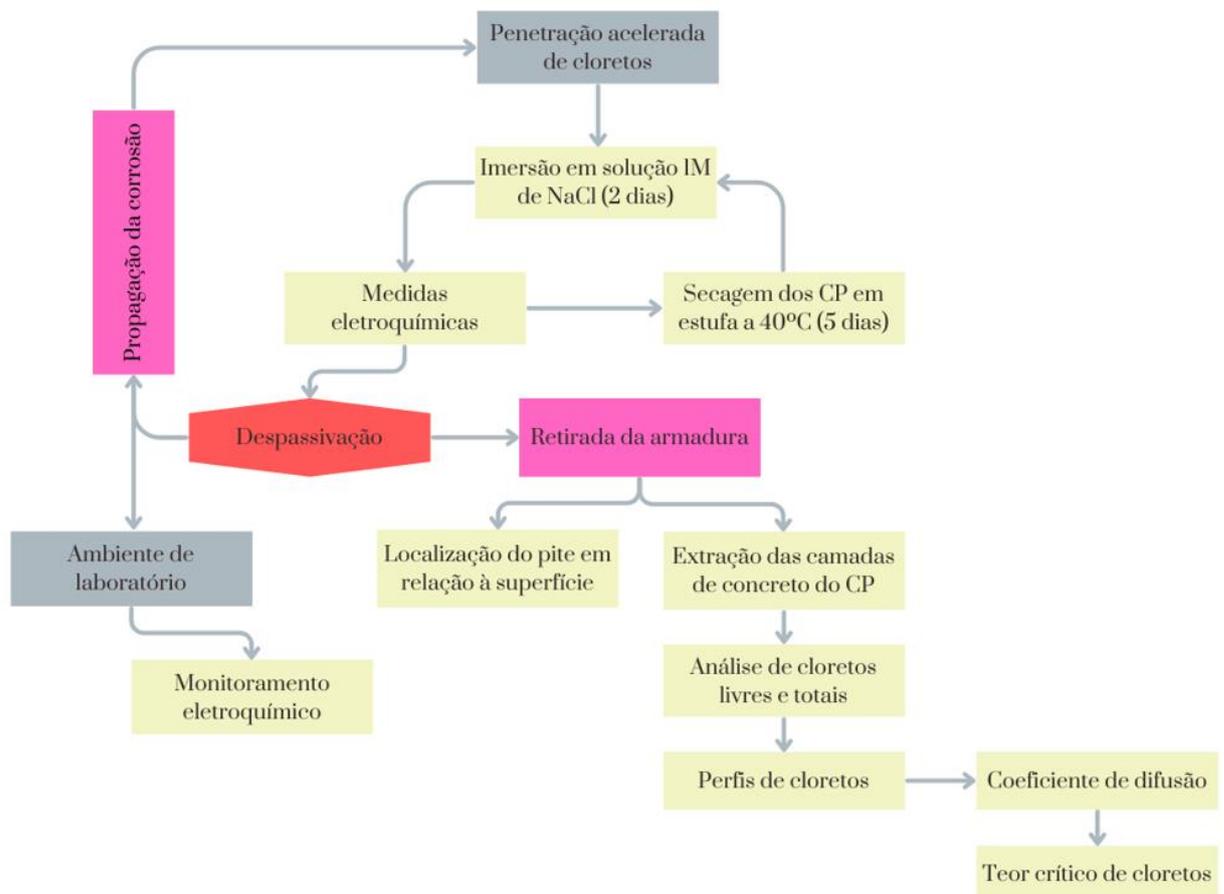


Figura 4. 9 – Esquema ilustrativo dos ensaios acelerados de cloretos para avaliar o teor crítico de cloretos e a propagação da corrosão.

#### 4.6 FLUXOGRAMA EXPERIMENTAL DA PESQUISA

A Figura 4. 10 ilustra o fluxograma dos experimentos realizados nesta pesquisa.

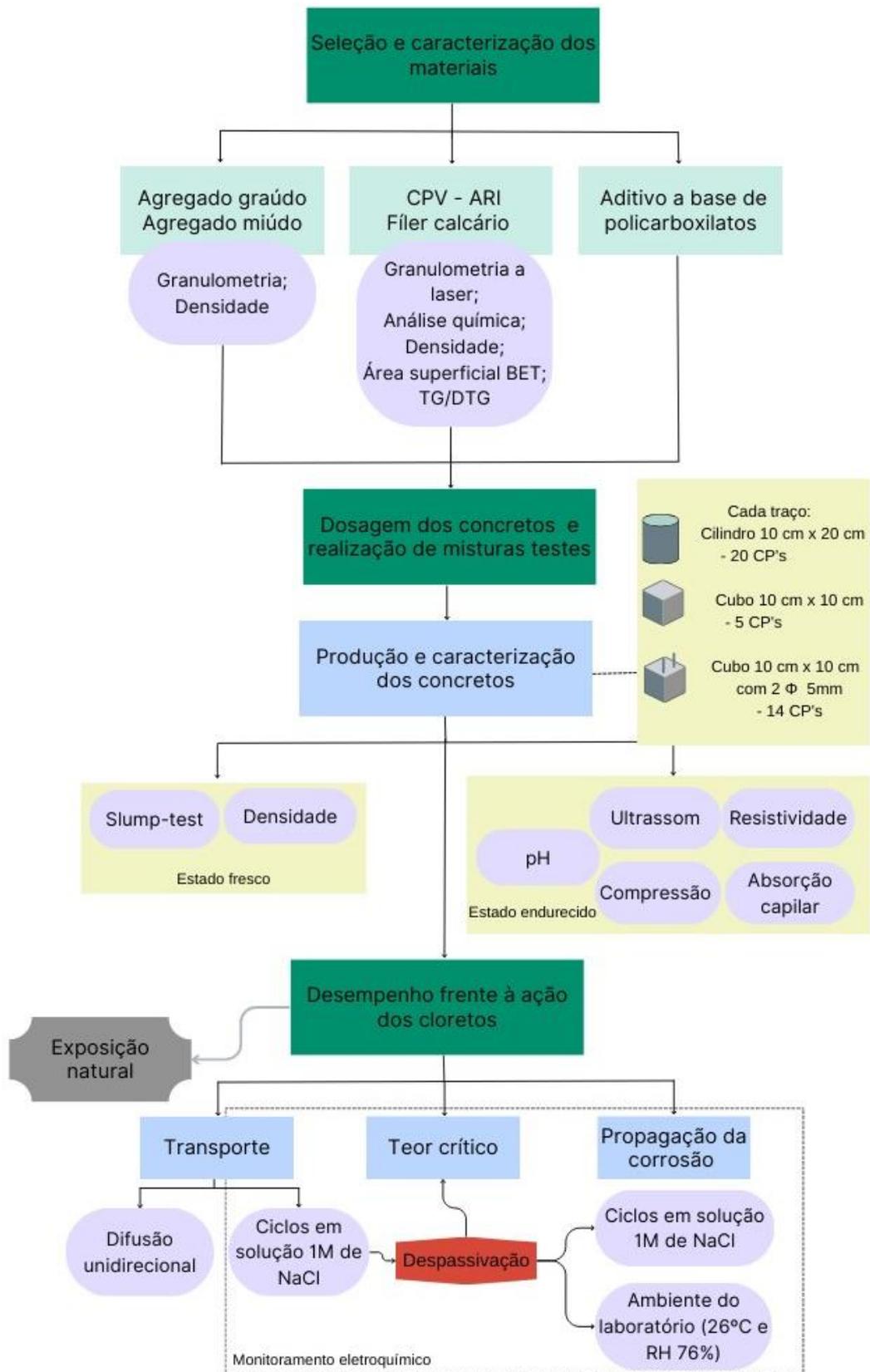


Figura 4. 10 – Fluxograma experimental da pesquisa

#### **4.7 ENSAIOS ADICIONAIS: COMPORTAMENTO DIANTE DA AÇÃO DOS CLORETOS EM CORPOS DE PROVA SUBMETIDOS À EXPOSIÇÃO NATURAL**

As diferentes condições ambientais dos ensaios acelerados geram resultados que podem diferir daqueles obtidos das condições reais às quais os elementos são expostos, em que há uma variedade de ações ocorrendo de forma simultânea e aleatória (CASTELLOTE; ANDRADE; ALONSO, 2001; MEIRA; FERREIRA, 2019). Nesta pesquisa, optou-se também por avaliar o comportamento dos concretos estudados submetidos à exposição natural, em zona de atmosfera marinha.

As amostras ficaram expostas em ambiente distante aproximadamente 50 m do mar (Figura 4. 11), sujeitas, portanto, a elevada concentração de aerossol marinho. Para evitar danos por vandalismo, as amostras ficaram protegidas por uma gaiola (Figura 4. 12). Elas ficaram dispostas com a mesma altura em relação ao solo. As faces dos corpos de prova foram demarcadas para identificar a sua posição em relação ao mar.

Nessa condição, corpos de prova cúbicos com e sem armadura foram expostos. As amostras permaneceram expostas por um período de 12 meses. Como se trata de ensaios realizados em condições naturais, que demandam um tempo considerável para a despassivação, as amostras continuarão sob monitoramento contínuo. Isso permitirá a comparação dos resultados entre os ensaios acelerados e os realizados em condições naturais.



Figura 4. 11 – Local de exposição natural, aproximadamente 50m distante do mar.



Figura 4. 12 – Gaiolas com os corpos de prova em exposição natural.

## 4.8 PREVISÃO DA VIDA ÚTIL

A previsão da vida útil de estruturas, com os três tipos de concretos, foi realizada utilizando um software (*Sea air PRO-Life*), desenvolvido por Ferreira (2022) e validado por análise comparativa com dados da literatura.

O software se baseia em modelo probabilístico utilizado para estimar a vida útil de estruturas de concreto armado expostas a ambientes marinhos, considerando as variações climáticas (temperatura, umidade relativa, radiação solar, pluviosidade e deposição de cloretos). Esse modelo leva em consideração as incertezas relacionadas às propriedades do material, parâmetros de projeto, condições de exposição e simplificações matemáticas do modelo físico para resolver as equações diferenciais parciais que governam o transporte de cloretos, umidade e temperatura dentro do concreto. O software também engloba o modelo determinístico, que é composto por essas equações diferenciais parciais, que são resolvidas por meio de métodos de elementos finitos no domínio espacial e diferenças finitas no domínio temporal. Esse modelo determinístico é então acoplado ao modelo probabilístico, onde o Método de Monte Carlo é utilizado para considerar a aleatoriedade associada ao processo corrosivo. Com essa abordagem, é possível considerar a influência de múltiplas variáveis e incertezas no processo de degradação das estruturas de concreto armado expostas a ambientes marinhos.

### 4.8.1 Formulação teórica do software *Sea air PRO-Life*

A penetração de íons cloretos no interior do concreto é resultado de uma interação complexa entre fenômenos químicos e físicos. Tradicionalmente, esse processo tem sido simplificado como um problema de difusão pura, sendo modelado pela solução analítica da Segunda Lei de Fick. No entanto, é importante considerar que as estruturas reais raramente apresentam seus poros completamente saturados (FERREIRA, 2022). Na prática, o processo de penetração de cloreto se transforma em uma combinação de dois processos de transporte: a difusão e a convecção (Equação 4. 7).

$$\frac{\partial C_{tot}}{\partial t} = \underbrace{div(D_c w_e \vec{\nabla}(C_{fc}))}_{difusão} + \underbrace{div(D_h w_e C_{liv} \vec{\nabla}(h))}_{convecção}$$

Equação 4. 7

Onde  $C_{tot}$  é a concentração de cloretos totais no tempo  $t$ , em  $kg/m^3$  de concreto;  $D_c$  é o coeficiente de difusão de cloretos, em  $m^2/s$ ;  $w_e$  é a concentração de água evaporável, em  $m^3$

de água/ m<sup>3</sup> de concreto;  $C_{liv}$  é a concentração de cloretos dissolvidos nos poros, isto é, os cloretos livres, em kg/m<sup>3</sup> de concreto;  $D_h$  é o coeficiente de difusão de umidade, em m<sup>2</sup>/s; e  $h$  é a umidade relativa no poro do concreto. Se as concentrações de cloretos quimicamente ligados e fisicamente adsorvidos forem agrupadas na concentração de cloretos combinados ( $C_{cob}$ ), a concentração de cloreto total, poderá ser expressa pela Equação 4.8.

$$C_{tot} = C_{cob} + w_e C_{liv}$$

Equação 4. 8

Assim, a Equação 4. 8 pode ser reescrita em termos de concentração de cloretos livres em duas dimensões. Após aplicação da regra da derivação do produto e considerando os coeficientes aparentes de umidade e cloretos constantes, chega-se na Equação 4. 9.

$$\frac{\partial C_{liv}}{\partial t} = D_c \left( \frac{\partial^2 C_{liv}}{\partial x^2} \right) + \frac{\partial C_{liv}}{\partial x} D_h \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right) + C_{liv} \left[ \underbrace{D_h \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right)}_{\frac{\partial w_e \partial h}{\partial h \partial t}} \right]$$

Equação 4. 9

O coeficiente de difusão não é uma constante durante toda a vida útil da estrutura. Ele depende principalmente da temperatura, umidade relativa do poro e envelhecimento do concreto (FERREIRA, 2022), logo o software leva essas variáveis em consideração.

O transporte de umidade no concreto geralmente envolve a combinação de um ou mais mecanismos de transporte, incluindo a difusão de água, absorção e permeabilidade. O modelo utilizado é baseado na Segunda Lei de Fick, onde o transporte de umidade pode ser expresso em termos de umidade relativa do poro:

$$\frac{\partial w_e}{\partial h} \times \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + K \frac{\partial T}{\partial t}$$

Equação 4. 11

Onde  $w_e$  é a concentração de água evaporável na camada no tempo  $t$ , em m<sup>3</sup> de água/ m<sup>3</sup> de concreto;  $D_h$  é o coeficiente de difusão de umidade efetivo, em m<sup>2</sup>/s;  $h$  é a umidade relativa no poro do concreto, adimensional;  $\partial h_s / \partial t$  é a capacidade de variação da umidade relativa devido à autodessecação, em 1/s;  $K$  é o coeficiente higrotérmico, em 1/°C;  $\partial T / \partial t$  é a capacidade de variação da temperatura ao longo do tempo, em °C/s. Sendo que esse coeficiente de difusão de umidade varia de acordo o período de umidade (seco ou úmido) do ambiente.

O fluxo de calor no concreto é calculado pelo princípio de conservação de energia aplicado à Lei de condução de calor de Fourier:

$$\rho_c c_q \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right)$$

Equação 4. 12

Onde  $\rho_c$  é a densidade do concreto, em kg/m<sup>3</sup>;  $c_q$  é a capacidade específica calorífica do concreto, em J/kg.°C;  $\lambda$  é a condutividade térmica do concreto, em W/m.°C; e  $T$  é a temperatura do concreto, em °C.

#### 4.8.2 Propriedades dos materiais e parâmetros de projeto

O software permite inserir os dados relacionados ao projeto e ao material. As informações de entrada incluem o consumo de cimento (kg/m<sup>3</sup>) do concreto utilizado, a proporção água/ligante, a concentração inicial de cloretos, detalhes sobre a capacidade de ligação de cloretos (coeficiente das isotermas de Langmuir ou Freundlich), a distância em relação ao mar e o tempo de serviço estimado.

Além disso, certos parâmetros, como o coeficiente de difusão aparente (obtido através do ensaio de difusão unidirecional), o cobrimento, os coeficientes de transporte de umidade e calor dentro do concreto, teor crítico de cloretos, juntamente com outros dados, são gerados a partir de um valor médio (dados de entrada), considerando uma determinada covariância e uma Função de Distribuição de Probabilidade (FDP), segundo o Método de Monte Carlo.

#### 4.8.3 Condições do ambiente de exposição

A acumulação de cloretos na superfície do concreto é influenciada por vários fatores. O programa permite fazer a simulação em diferentes zonas de agressividade marinha, bem como com diferentes modelos matemáticos para previsão da concentração superficial de cloretos.

Meira *et al.*, (2020) avaliaram o comportamento da concentração superficial de cloretos em concretos expostos em zona de atmosfera marinha por 12,5 anos. Os dados obtidos pelo autor foram ajustados ao modelo matemático de Costa e Appleton (1999) que o software dispõe. Isso foi realizado para que os parâmetros utilizados no modelo fossem melhor representados para os diferentes concretos e distâncias em relação ao mar. A Figura 4. 13 ilustra um exemplo dos ajustes realizados.

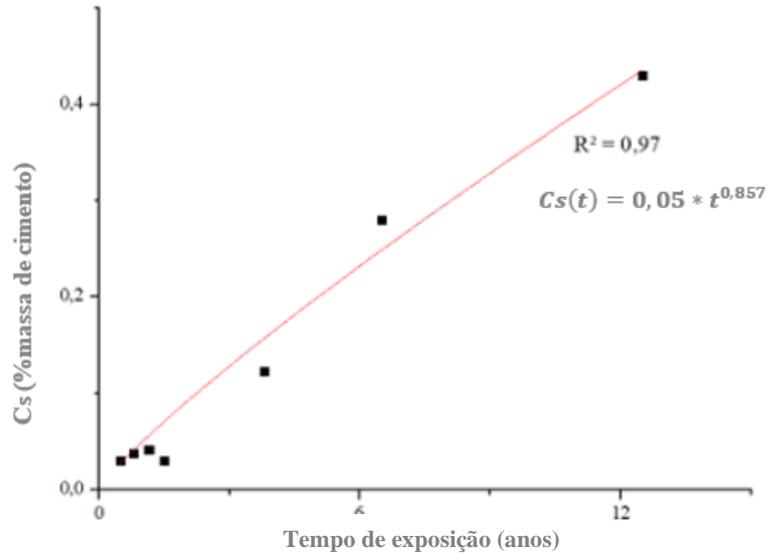


Figura 4. 13 – Ajuste do modelo matemático utilizado aos dados de concentração superficial de um concreto com relação a/c=0,50 distante 100m do mar, com 12,5 anos de exposição (MEIRA et al., 2020).

O software permite entrar com variáveis climatológicas que melhor representem o ambiente a ser simulado. Os dados apresentados na Tabela 4.1 são referentes à cidade de João Pessoa/PB, conforme apresentado por Ferreira (2022).

Tabela 4.1- Parâmetros climatológicos, da cidade de João Pessoa – PB, utilizados como dados de entrada no software. Fonte: Ferreira (2022).

	<b>Parâmetros</b>	<b>Valor</b>
<b>Temperatura</b>	Máxima	31°C
	Mínima	23°C
	Dias de T <sub>máx</sub>	69
<b>Umidade relativa</b>	Máxima	100%
	Mínima	60%
<b>Radiação solar</b>	Latitude	-7,11°
	Azimute	90°
	Inclinação da superfície	90%
	Fator de absorção	60%
	Refletância	50%

#### 4.8.4 Rotina de solução de cálculo

O software realiza a previsão do período de iniciação da corrosão de uma estrutura de concreto armado em um ambiente marinho agressivo por meio da utilização de um sistema de equações diferenciais parciais não lineares (EDP), as quais foram concebidas com base em formulações matemáticas que descrevem o transporte de calor, umidade e íons de cloreto no interior do concreto.

Dada a intrincada natureza do fenômeno de corrosão e sua característica aleatória, resultante da interação de diversos fatores físicos e químicos ligados tanto à composição do concreto quanto ao ambiente de exposição, torna-se necessário introduzir uma abordagem em que as propriedades de certos materiais e do ambiente sejam introduzidas de maneira aleatória, com a imposição de uma média, desvio padrão e uma distribuição de probabilidade específica

A Figura 4. 14 ilustra o algoritmo empregado para resolver o modelo probabilístico adotado. A partir da definição das variáveis determinísticas e probabilísticas (a), o primeiro passo consiste na geração de variáveis aleatórias, as quais se baseiam nas características probabilísticas previamente especificadas (b). Uma vez concluída a fase de pré-processamento, desencadeia-se a etapa de resolução numérica (c). Em cada incremento temporal ( $\Delta t$ ), os perfis de calor, umidade e concentração de cloretos são computados, considerando as informações do passo precedente e as condições de contorno aplicáveis.

Mediante o emprego da técnica de simulação de Monte Carlo, várias iterações foram executadas, resultando na geração de perfis de concentração de cloretos, umidade e temperatura, acompanhados por faixas de incerteza (d). Ao analisar os resultados obtidos por meio do algoritmo de resolução do modelo probabilístico para prognosticar o início da corrosão, torna-se viável deduzir conclusões pertinentes sobre o processo corrosivo, bem como sobre o fenômeno de transporte de massa e energia associado.

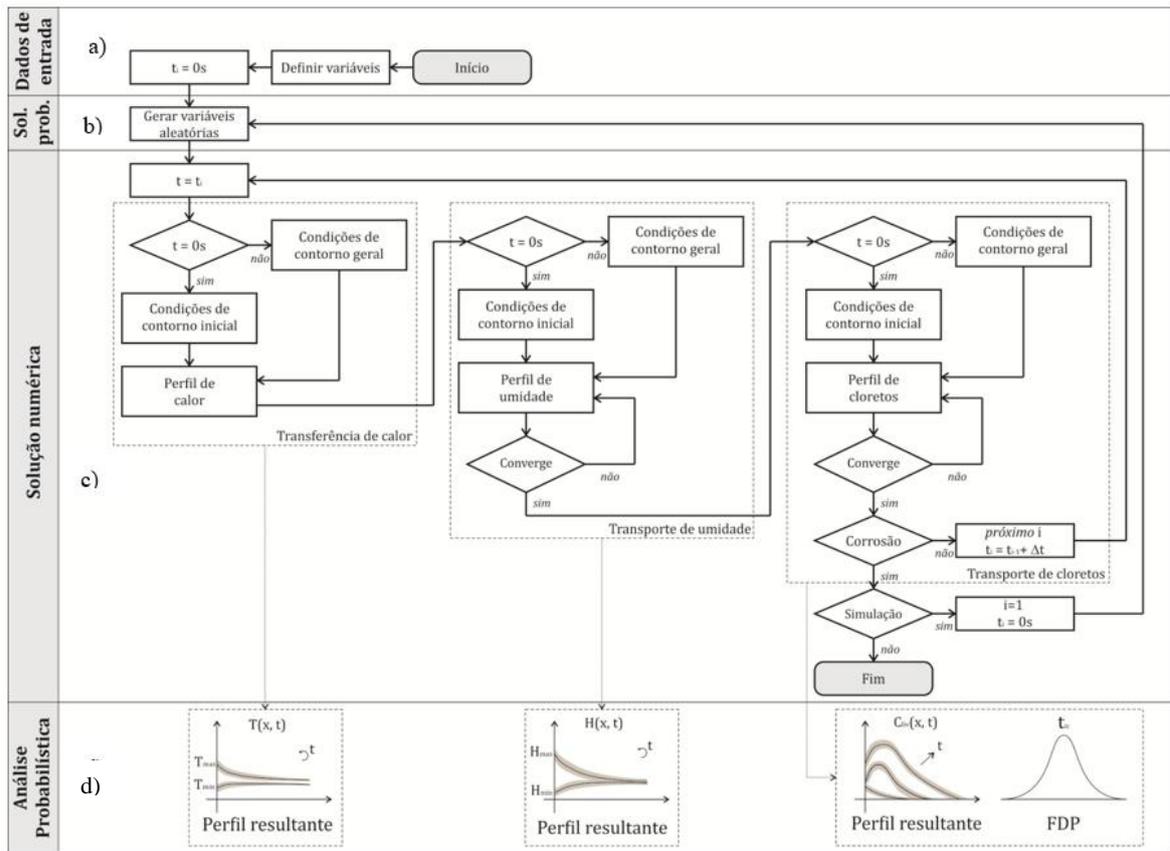


Figura 4. 14 - Algoritmo para resolução do modelo probabilístico de previsão do início da corrosão. Fonte: (FERREIRA, 2022).

## 5 RESULTADOS

### 5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

A composição química do cimento está apresentada na Tabela 5. 1. As propriedades físicas dos finos estão apresentadas na Tabela 5. 2. O tipo de cimento utilizado geralmente contém uma pequena porcentagem de adição mineral (fíler calcário). A quantidade dessa adição foi determinada por análise termogravimétrica (TG) do pó anidro. As curvas de Termogravimetria (TG) e Curva Diferencial de 1ª ordem (DTG) dos finos estão ilustradas nas Figuras 5. 1 - 5. 3 e as curvas granulométricas nas Figuras 5. 4 - 5. 5.

Tabela 5. 1 - Composição química obtida por Fluorescência de raios X.

	CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	SrO	TiO <sub>2</sub>	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	MnO	PF
(%)	61,63 ± 0,15	18,73 ± 0,06	4,67 ± 0,04	2,65 ± 0,01	1,17 ± 0,01	0,85 ± 0,01	0,41 ± 0,01	0,36 ± 0,000	0,30 ± 0,01	0,21 ± 0,01	0,05 ± 0,03	5,44 ± 0,04

Tabela 5. 2. Caracterização dos finos

Material	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	Área superficial - BET N <sub>2</sub> SSA (m <sup>2</sup> /g)	VSA* (m <sup>2</sup> /c m <sup>3</sup> )	D <sub>10</sub> (µm)	D <sub>50</sub> (µm)	D <sub>90</sub> (µm)
Cimento CP-V	3,05	1,29	1,301	1,92	11,1	29,6
Fíler calcário - PF1	2,76	3,73	10,29	0,703	2,36	6,69
Fíler calcário - PC5	2,74	1,16	3,18	1,67	9,46	22,5

\*Calculado a partir da granulometria, assumindo partículas esféricas

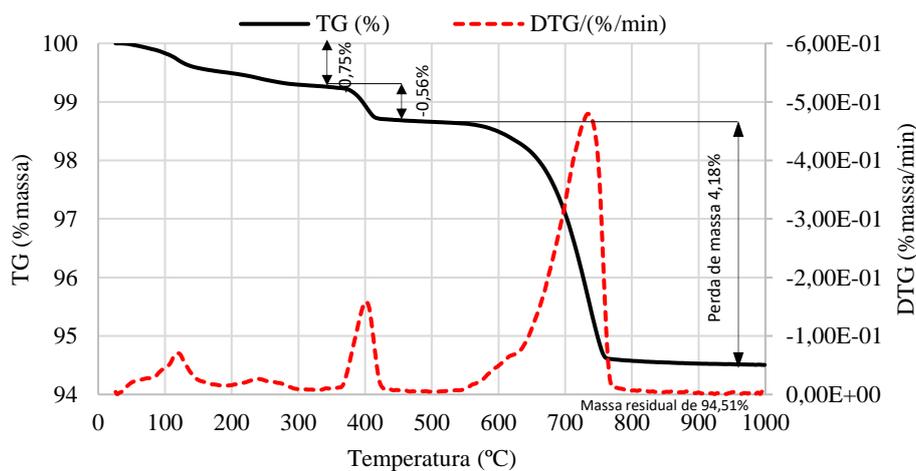


Figura 5. 1 -Termogravimetria (TG) e Curva Diferencial de 1ª ordem (DTG) do cimento anidro.

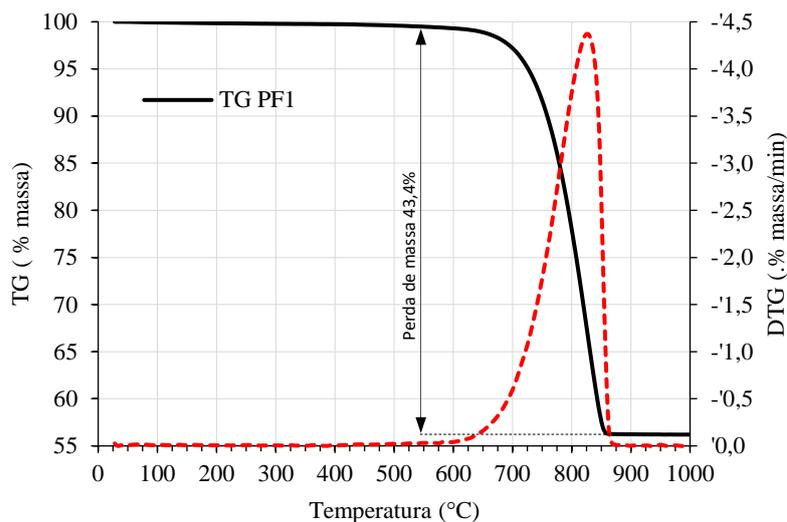


Figura 5. 2- Termogravimetria (TG) e Curva Diferencial de 1ª ordem (DTG) do fíler calcário PF1.

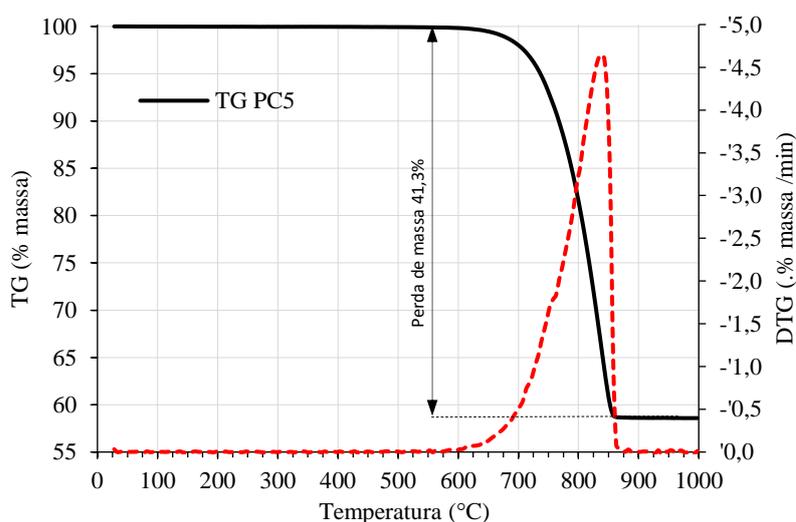
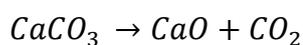


Figura 5. 3- Termogravimetria (TG) e Curva Diferencial de 1ª ordem (DTG) do fíler calcário PC5.

O resultado de TG do cimento revela uma mudança de massa de aproximadamente 4,18% na faixa de temperatura 540-900 °C. Essa variação de massa ocorre devido à perda de CO<sub>2</sub> resultante da decomposição do CaCO<sub>3</sub> (carbonato de cálcio) presente no cimento (Equação 5. 1).



Equação 5. 1

Utilizando as massas moleculares dos compostos envolvidos na equação, temos: Massa molar do  $\text{CaCO}_3 = 100,09 \text{ g/mol}$ ; Massa molar do  $\text{CaO} = 56,08 \text{ g/mol}$ ; Massa molar do  $\text{CO}_2 = 44,01 \text{ g/mol}$ . Calculou-se o valor correspondente ao teor de  $\text{CaCO}_3$  da seguinte maneira (Equação 5. 2):

$$\text{CaCO}_3 = \frac{M_{\text{CaCO}_3}}{M_{\text{CO}_2}} * \text{CO}_2 = \frac{100,09}{44,01} * 4,18 = 9,5\%$$

Equação 5. 2

Portanto, o cimento possui uma quantidade de  $\text{CaCO}_3$  próxima de 9,5%. Já o resultado de TG dos fíleres indicam que ambos podem ser considerados  $\text{CaCO}_3$  puro; 98,72% para PF1 e 94,03% para PC5, respectivamente.

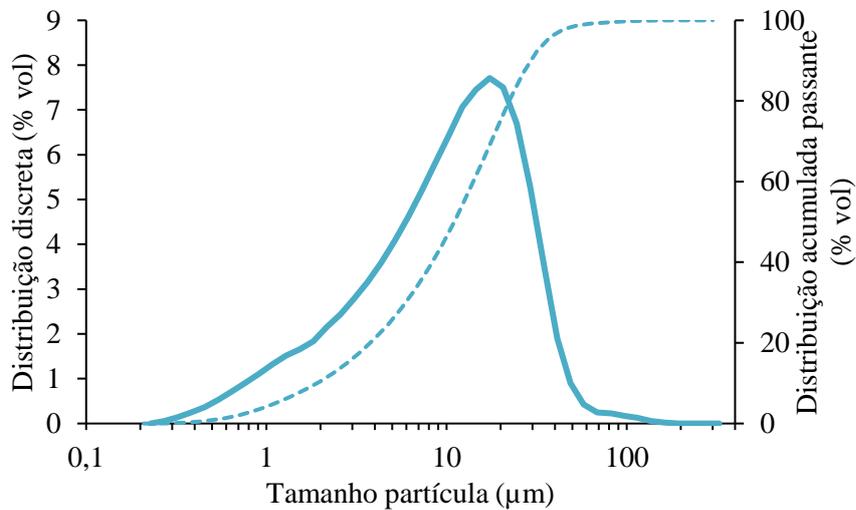


Figura 5. 4- Distribuição granulométrica do cimento (linha contínua refere-se à distribuição discreta, linha tracejada à cumulada).

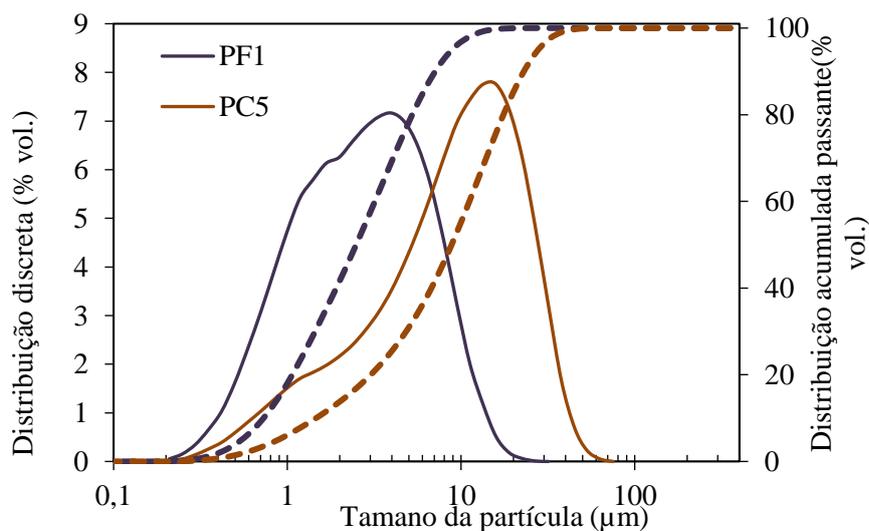


Figura 5. 5- Distribuição de tamanho de partícula dos materiais fíleres (linha contínua refere-se à distribuição discreta, linha tracejada à cumulada).

Foi utilizado um fíler com curva granulométrica semelhante à do cimento, e um outro fíler com partículas mais finas, e conseqüentemente, maior área superficial. Dessa forma, o cimento foi parcialmente substituído por um fíler com partículas de tamanho semelhante ao seu, ou seja, um fíler de substituição, e um outro fíler mais fino que promoveu o empacotamento desses finos, reduzindo o teor de vazios, que é o fíler de preenchimento.

Como agregados, foram utilizados três areias naturais e um pedrisco. A caracterização destes materiais está apresentada na Tabela 5. 3. A Figura 5. 6 ilustra as curvas granulométricas destes materiais obtidas por análise de imagem dinâmica.

Tabela 5. 3- Caracterização dos agregados

Material	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	VSA* (m <sup>2</sup> /cm <sup>3</sup> )	Dimensão máxima característica (mm)	D <sub>10</sub> (µm)	D <sub>50</sub> (µm)	D <sub>90</sub> (µm)	Módulo de finura
Areia 1	2,63	0,5528	1,18	125	250	425	1,11
Areia 2	2,82	0,5826	1,18	63	300	600	1,31
Areia 3	2,74	0,0690	4,75	85	1814	5265	3,59
Pedrisco	2,74	0,0010	9,50	3350	4750	8000	4,46

\*calculado a partir da granulometria, assumindo partículas esféricas

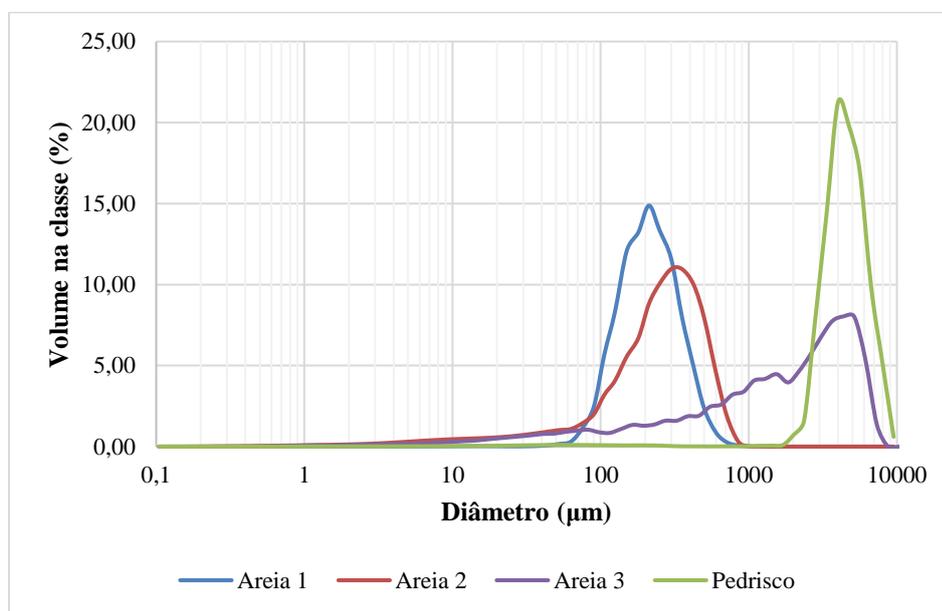


Figura 5. 6- Distribuição Granulométrica dos agregados

## 5.2 COMPOSIÇÃO DOS CONCRETOS E CARACTERIZAÇÃO NO ESTADO FRESCO

Foram confeccionados dois concretos com baixo consumo de cimento ( $C = 250 \text{ kg/m}^3$  e  $C = 150 \text{ kg/m}^3$ ) e um concreto de referência ( $C = 350 \text{ kg/m}^3$ ). Tendo-se um total de três traços a serem avaliados. A composição desses concretos e as suas propriedades avaliadas no estado fresco estão apresentadas na Tabela 5. 4. Pode-se verificar que os concretos obtiveram valores de abatimento próximos, sendo o do C150 ligeiramente superior. Isso demonstra a possibilidade de reduzir o teor de cimento sem prejudicar a trabalhabilidade do concreto. A Figura 5. 7 ilustra como variou a composição dos concretos. Para manter o sistema de empacotamento nas matrizes do C150 e C250, o fíler de preenchimento foi utilizado na mesma proporção nesses concretos.

Tabela 5. 4- Traços dos concretos avaliados

<b>Material</b>	<b>C150</b>	<b>C250</b>	<b>C350</b>
<b>Cimento CP V - ARI (kg/m<sup>3</sup>)</b>	150,60	250,00	350,00
<b>Fíler calcário PF1 (kg/m<sup>3</sup>)</b>	139,85	147,01	0,00
<b>Fíler calcário PC5 (kg/m<sup>3</sup>)</b>	189,25	93,13	0,00
<b>Areia 1 (kg/m<sup>3</sup>)</b>	248,21	248,21	260,30
<b>Areia 2 (kg/m<sup>3</sup>)</b>	228,51	228,51	239,55
<b>Areia 3 (kg/m<sup>3</sup>)</b>	776,12	776,42	814,03
<b>Pedrisco (kg/m<sup>3</sup>)</b>	611,94	611,94	641,49
<b>Água (kg/m<sup>3</sup>)</b>	164,13	179,03	188,85
<b>Dispersante à base de policarboxilatos (kg/m<sup>3</sup>)</b>	1,43	1,24	0,75
<b>Volume de pasta (m<sup>3</sup>)</b>	0,333	0,348	0,303
<b>Relação água/cimento Portland</b>	1,09	0,72	0,54
<b>Relação água/finos</b>	0,34	0,37	0,54
<b>Massa Específica (kg/dm<sup>3</sup>)</b>	2,42	2,33	2,30
<b>Teor de ar (%)</b>	2,25	5,53	6,41
<b>Abatimento (cm)</b>	24,0	21,5	21,5

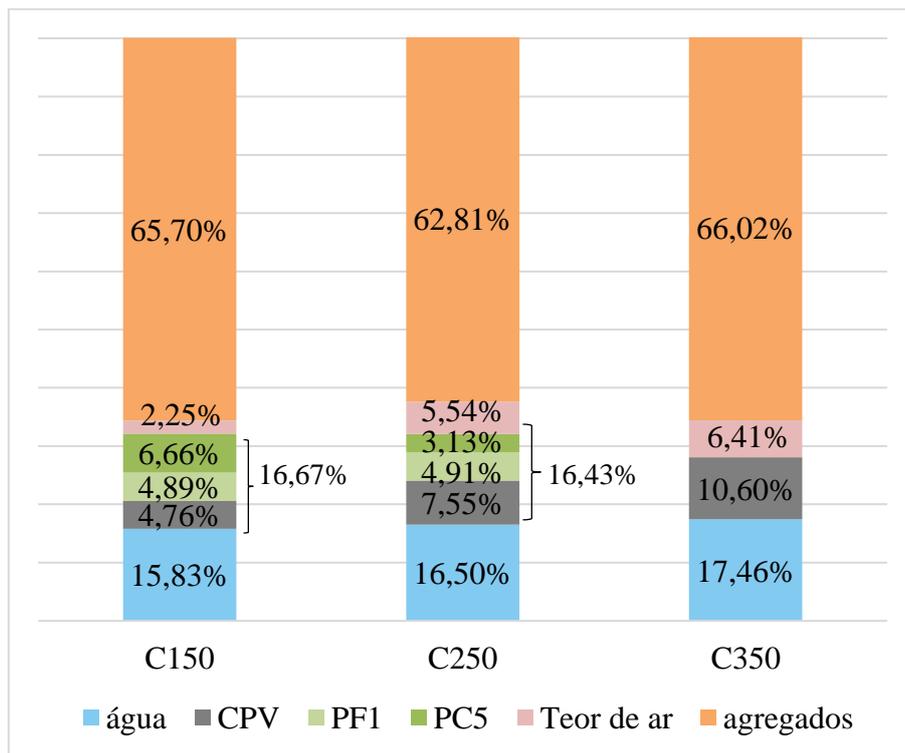


Figura 5. 7– Composição volumétrica dos concretos.

### 5.3 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

#### 5.3.1 Resistência à compressão

A Figura 5. 8 ilustra os valores de resistência à compressão aos 14, 28 e 91 dias dos concretos estudados. Observa-se que aos 28 dias, o concreto com consumo de cimento de 250 kg/m<sup>3</sup> alcançou o maior valor de resistência, atingindo 42,9 MPa, o que representa um aumento de 24,5% em relação ao C350, que registrou 34,5 MPa. Além disso, o C350 demonstrou uma resistência 32,6% superior à do C150, que, embora tenha o valor mais baixo de 26 MPa, ainda atende ao mínimo recomendado para estruturas de concreto, que é de 20 MPa, conforme estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2023).

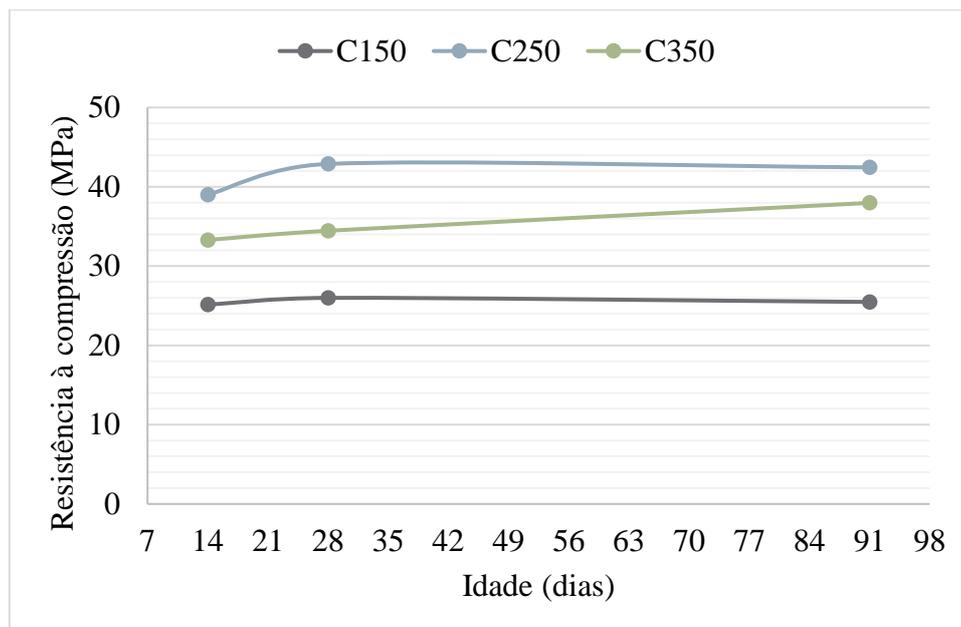


Figura 5. 8- Resistência à compressão aos 14, 28 e 91 dias.

O Indicador de Intensidade de Ligante (IL), proposto por Daminieli et al. (2010), estabelece uma relação entre o consumo total de ligante no concreto e sua resistência à compressão. Para o cálculo do Indicador de Intensidade de CO<sub>2</sub> (IC), adotou-se a premissa de que 1 kg de cimento Portland CP V emite 0,9943 kg de CO<sub>2</sub>, conforme dados disponibilizados no SIDAC (MME; CBCS, 2022). É essencial ressaltar que essa estimativa apresenta uma certa imprecisão, com variação dentro de um intervalo de confiança de 95%, abrangendo valores entre 0,7764 kg e 0,9943 kg. Os indicadores mencionados foram calculados para os concretos estudados e estão apresentados na Tabela 5. 5. O consumo de ligante foi calculado subtraindo a quantidade de CaCO<sub>3</sub> presente no cimento Portland, que foi de aproximadamente 9,5%, conforme resultados apresentados no ensaio de Termogravimetria (TG).

Tabela 5. 5 - Indicadores de desempenho

	<b>C150</b>	<b>C250</b>	<b>C350</b>
<b>Resistência aos 28 dias (MPa)</b>	26,0	42,9	34,5
<b>Consumo de CP V (kg/m<sup>3</sup>)</b>	150,60	250,00	350,00
<b>Consumo de ligante (kg/m<sup>3</sup>)</b>	136,29	226,25	316,75
<b>Emissão de CO<sub>2</sub> (kg/m<sup>3</sup>)</b>	149,74	248,58	348,00
<b>IL (kg.m<sup>-3</sup>.MPa<sup>-1</sup>)</b>	5,24	5,27	9,19
<b>IC (kg.m<sup>-3</sup>.MPa<sup>-1</sup>)</b>	5,76	5,79	10,10

Os valores de IC dos concretos com baixo consumo de ligante foram semelhantes e apresentaram uma redução de 43% em relação ao IC do concreto de referência. A Intensidade de Ligante (IL) para esses concretos se aproximou do valor mínimo encontrado na literatura, que é ligeiramente inferior a  $5 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}\cdot\text{MPa}^{-1}$ . Enquanto o concreto de referência se situa dentro da faixa mais comum, conforme pode ser visualizado na Figura 5. 9. Nela é possível perceber que, pelos dados da literatura, os menores valores de IL são para concretos de maiores resistências. No entanto, os resultados obtidos evidenciam que é factível obter concretos mais eficientes mesmo em classes de resistência mais baixas.

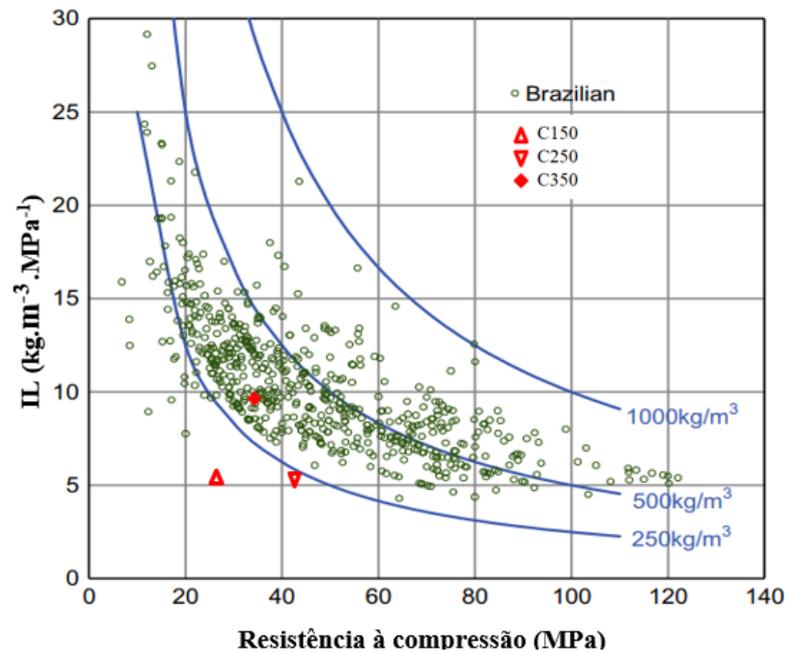


Figura 5. 9- Intensidade Ligante *versus* Resistência à compressão aos 28 dias.  
Adaptado de Damineli *et al.*, 2010.

O CWF relaciona a água combinada com a água de demanda ou água utilizada na mistura, conforme a Equação 5. 3.

$$CWF = \frac{w_c}{a/c}$$

Equação 5. 3

Sabendo-se que a água combinada não variou, sendo estimada em 0,26 para todos os concretos, os coeficientes CWF para os diferentes tipos de concreto foram: 0,24 para o C150, 0,36 para o C250 e 0,48 para o C350. Como o CWF está diretamente relacionado com a resistência à compressão, seria razoável esperar que a resistência à compressão do C350 fosse maior do que o valor experimentalmente obtido, que foi de 34,5 MPa. Conforme demonstrado na Figura 5. 10, para um CWF de 0,48, a resistência mecânica deveria estar na faixa entre 45 a 50 MPa.

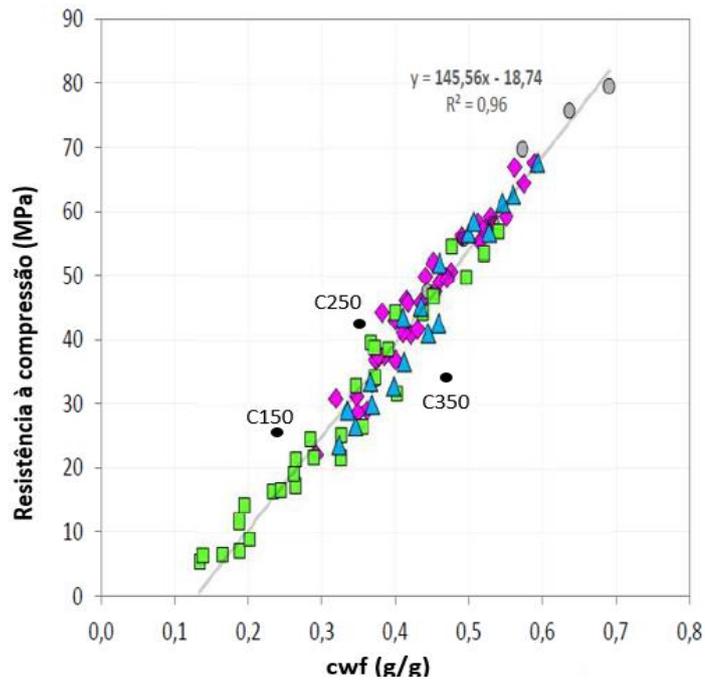


Figura 5. 10 – Resistência à compressão *versus* CWF. Fonte: (JOHN, 2022)

Ao conduzir uma investigação com o propósito de aprofundar a compreensão do comportamento mecânico do concreto C350, foi observada a presença de bolhas de ar em alguns corpos de prova, como ilustrado na Figura 5. 1, provavelmente causadas por falha na moldagem. Isso sugere que a resistência à compressão do C350 pode estar subestimada.



Figura 5. 11 – Presença de bolhas de ar nas amostras do C350

Com base no CWF, também pode-se estimar a porosidade capilar da pasta, conforme modelo de Powers simplificado apresentado por Abrão, Cardoso e John (2020):

$$D_{hidratação} = CW_{xdias} / CW_{180dias} \quad 5.4$$

$$V_{\text{sólidos hidratados}} = V_{\text{ligante}} * D_{\text{hidratação}} + (CW_{\text{xdias}} * 0,75) \quad 5.5$$

$$V_{\text{gel water}} = V_{\text{sólidos hidratados}} * 0,389 \quad 5.6$$

$$V_{\text{anidros}} = V_{\text{cimento}} * (1 - D_{\text{hidratação}}) \quad 5.7$$

$$V_{\text{sólidos total}} = V_{\text{sólidos hidratados}} + V_{\text{anidros}} + V_{\text{gel water}} \quad 5.8$$

$$V_{\text{poros capilares}} = V_{\text{pasta}} - V_{\text{sólidos total}} \quad 5.9$$

$$\text{Porosidade}_{\text{capilar}} = (V_{\text{poros capilares}} + V_{\text{ar}})/V_{\text{total}} \quad 5.10$$

$$\text{Porosidade}_{\text{total}} = (V_{\text{poros capilares}} + V_{\text{gel water}} + V_{\text{ar}})/V_{\text{total}}$$

Onde,  $V_{\text{ar}}$  é o teor de ar medido,  $D_{\text{hidratação}}$  é o grau de hidratação,  $CW_{\text{xdias}}$  é a água combinada em x dias,  $V_{\text{gel water}}$  é o volume de *gel water*,  $V_{\text{sólidos hidratados}}$  é o volume de sólidos hidratados,  $V_{\text{anidros}}$  é o volume de finos que não reagem,  $V_{\text{poros capilares}}$  é o volume de poros capilares.

Considerando o grau de hidratação igual a 1, os valores obtidos para a porosidade capilar dos concretos foram de 35,6%, 33,5% e 31,0% para o C150, C250 e C350, respectivamente. Já a porosidade total foi de 44,2 %, 46,1% e 50,5% para o C150, C250 e C350, respectivamente.

### 5.3.2 Absorção por capilaridade

Plotando-se um gráfico com os valores da absorção de água por capilaridade I (mm) em função da raiz quadrada do tempo, é possível verificar uma relação linear em dois ramos, conforme ilustrando na Figura 5. 12. A inclinação dessas retas representa o coeficiente de absorção. Com os dados de absorção das primeiras 6h de ensaio, é possível determinar o coeficiente de absorção primária. O coeficiente de absorção secundária é determinado para as medidas seguintes. O coeficiente de absorção primária do C250 foi aproximadamente 10% abaixo dos obtidos para o C150 e C350, que apresentaram valores próximos. Essa mesma situação é observada para os coeficientes de absorção secundária, que foram de  $5,3 \times 10^{-3} \text{ mm/s}^{0,5}$ ,  $5,8 \times 10^{-3} \text{ mm/s}^{0,5}$  e  $5,9 \times 10^{-3} \text{ mm/s}^{0,5}$  para os concretos C250, C150 e C350, respectivamente. É importante notar que, apesar da menor porosidade capilar calculada pelo CWF para o C350, esse concreto apresentou problemas de moldagem, conforme mencionado anteriormente, o que influenciou o desempenho deste concreto.

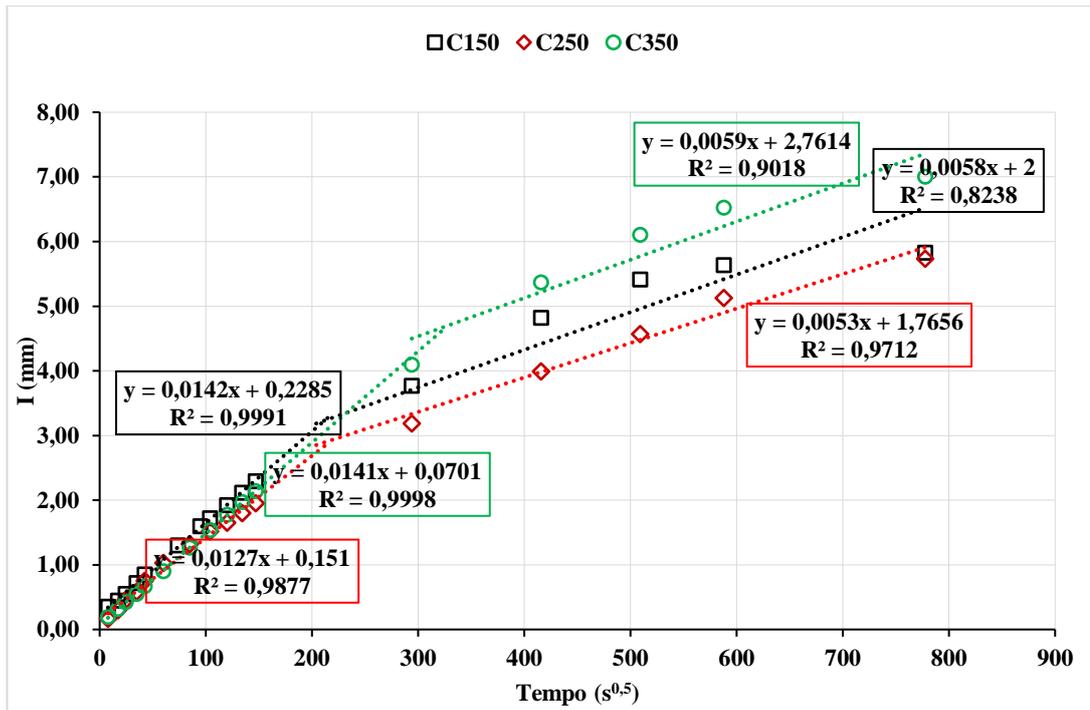


Figura 5. 12- Absorção de água por capilaridade

### 5.3.3 Resistividade elétrica superficial

A Figura 5. 13 ilustra os valores de resistividade elétrica superficial obtida nas idades de 28 e 91 dias.

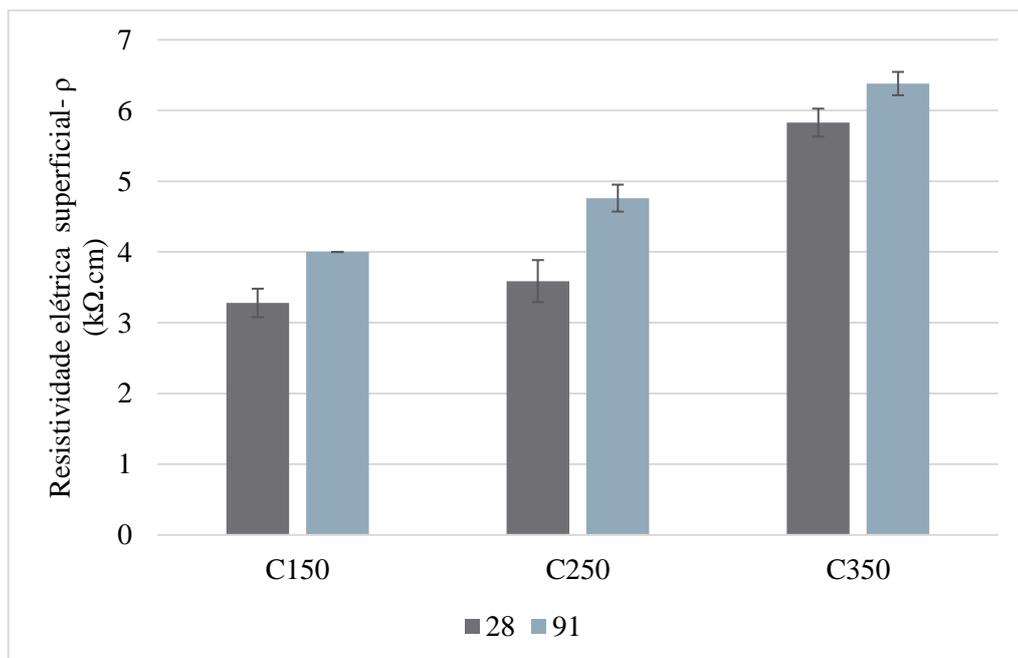


Figura 5. 13 - Resistividade elétrica superficial

Embora o concreto C350 demonstre uma resistência mecânica inferior em comparação ao C250, sua resistividade é maior. Isso sugere que as bolhas de ar presentes no concreto C350 podem ter uma interconexão limitada, funcionando como um isolante elétrico. Portanto, enquanto essas bolhas afetam negativamente o desempenho mecânico do concreto, ao mesmo tempo, dificultam o transporte de eletricidade.

No ensaio de Resistência de Polarização Linear a queda ôhmica ocorre devido à resistência do concreto que há entre a armadura e a superfície de contato do eletrodo de referência. Vale ressaltar, que o cobrimento influencia no valor da queda ôhmica. Nos concretos analisados, as amostras tinham o mesmo cobrimento e estavam expostas às mesmas condições de temperatura e umidade. Portanto, a diferença entre os valores da queda ôhmica deve-se as propriedades do material que influenciam na sua resistividade. A Figura 5. 14 ilustra a forte correlação entre a queda ôhmica, antes do início da corrosão, e a resistividade superficial do concreto. Pode-se, portanto, estimar a resistividade superficial em função dos valores da queda ôhmica obtidos no ensaio de Resistência de Polarização Linear.

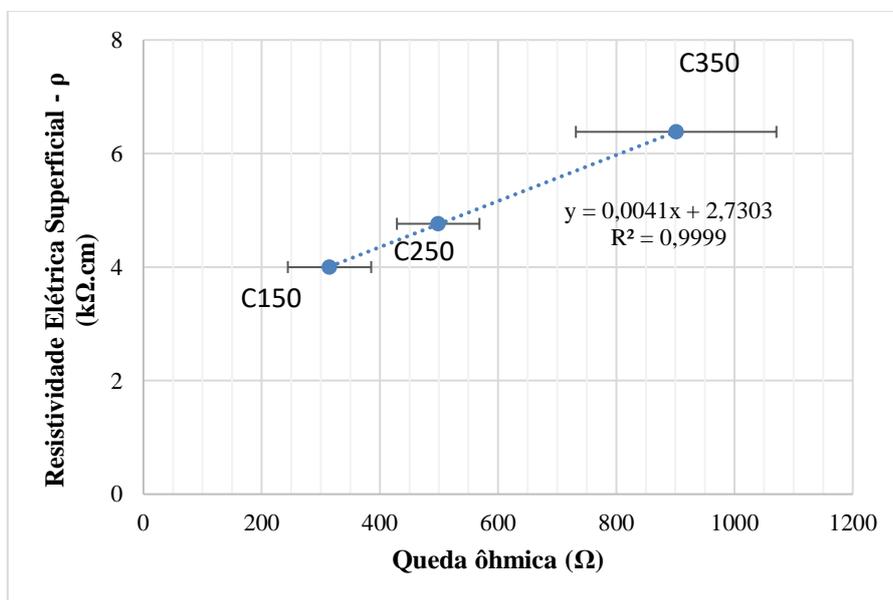


Figura 5. 14 – Correlação entre a queda ôhmica e a resistividade elétrica superficial dos concretos

### 5.3.4 Velocidade de propagação de onda ultrassônica

Os valores da velocidade de propagação da onda ultrassônica através do concreto estão apresentados na Tabela 5. 6, bem como a classificação da qualidade do concreto devido a esse parâmetro, segundo a norma IS 13311 (INDIAN STANDARD, 1992) . O valor da velocidade do pulso, aos 91 dias, no C250 foi superior em 2,6% em relação ao C150, e em 3,2% em relação ao concreto de referência. Comparando os valores de velocidade de pulso obtidos neste estudo com os valores de velocidade de pulso dados na IS 13311 (INDIAN STANDARD, 1992), a qualidade dos concretos estudados pode ser classificada como excelente, aos 91 dias de idade. Vale destacar que a classificação da norma se baseia em concretos usuais, com teores de cimento mais elevados. Os concretos aqui estudados apresentam maior empacotamento da matriz cimentícia para possibilitar a substituição de altos teores de cimento Portland por fíler calcário. Portanto, a aplicabilidade dessa classificação para esses concretos será verificada em conjunto com os demais resultados de caracterização do concreto e de transporte de cloretos.

Tabela 5. 6 - Classificação da qualidade do concreto de acordo com a velocidade do pulso

Concreto	Velocidade do pulso ultrassônico (m/s)		Classificação da qualidade do concreto de acordo com a norma IS 13311-92	
	Idade		Velocidade do pulso (m/s)	Qualidade do concreto
	28	91		
<b>C150</b>	4591,33	4606,18	3500 - 4500	Boa
<b>C250</b>	4646,83	4724,20	3000 - 3500	Média
<b>C350</b>	4435,47	4578,04	< 3000	Duvidosa

Observando as velocidades do pulso ultrassônico verifica-se que o C350 apresentou o menor valor, o que pode ter sido resultado da presença de bolhas de ar, conforme comentado na seção anterior.

### 5.3.5 pH do concreto

O pH do fíler calcário foi medido em solução 1:1, e apresentou valor médio de 9,3. Esse valor está de acordo com Benjeddou et al., (2021) e Phung et al., (2015) que relataram pH de fíler calcário com valores de 9,2 a 9,5.

A Figura 5. 15 ilustra os valores do pH em função do consumo de cimento Portland. Pode-se observar que a substituição do cimento Portland por fíler calcário gerou uma redução do pH do concreto. Isso pode ser atribuído ao menor pH do fíler calcário, em comparação ao do cimento Portland. Além disso, o teor de ligante da mistura influencia na quantidade de portlandita formada (ZANCHETTA, 2021), o que, por sua vez, pode interferir no pH do concreto. Portanto, a matriz cimentícia composta com maiores teores de fíler calcário ( $\geq 35\%$ ) sofre redução do pH (ELGALHUD; DHIR; GHATAORA, 2018).

Porém, vale destacar que apesar da redução comparado ao concreto de referência, o C250 apresenta pH semelhante aos concretos usuais, que variam de 13 – 14 (ANDRADE; PAGE, 1986). Além disso, o pH do C150 é suficiente para garantir a passivação do aço carbono. Segundo Meira (2017), para pHs da solução dos poros do concreto acima de 11,5, a estabilidade da película de passivação se mantém inalterada e o processo de corrosão não se instala.

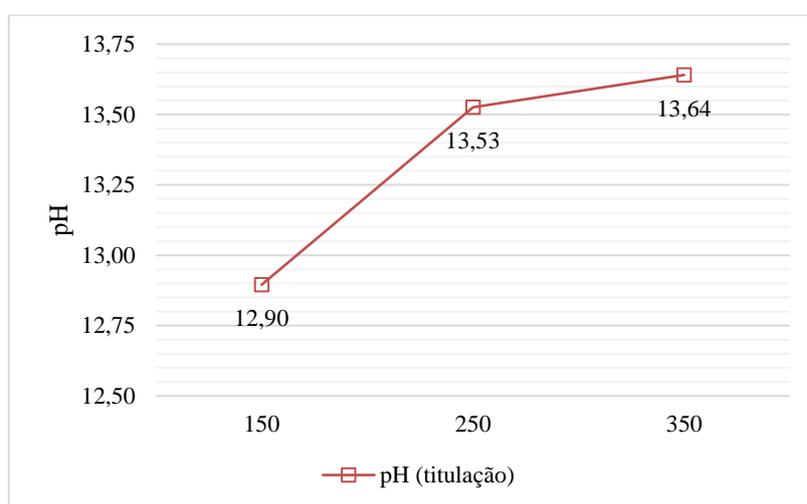


Figura 5. 15– Valores do pH nos concretos

### **5.3.6 Considerações sobre a caracterização dos concretos**

Uma redução significativa no consumo de cimento Portland foi alcançada ao comparar o concreto de referência (C350) com o C250 e C150, resultando em reduções de aproximadamente 29% e 57%, respectivamente. O C250 demonstrou um desempenho geral superior em termos de resistência mecânica, absorção de água e velocidade do pulso ultrassônico.

Embora o C150 tenha demonstrado uma resistência à compressão inferior em comparação com os outros, ainda conseguiu superar o valor mínimo recomendado para estruturas de concreto, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023). O C350 obteve melhor desempenho no ensaio de resistividade elétrica superficial, sugerindo que as bolhas de ar presentes nesse material, apesar de afetar negativamente sua resistência mecânica, exibem uma interconexão limitada, dificultando o fluxo de corrente elétrica.

Esses resultados reforçam a possibilidade de reduzir o teor de cimento Portland em um concreto convencional, ao mesmo tempo em que se mantém ou melhoram suas propriedades físicas. No entanto, é importante destacar que essa redução no teor de cimento Portland está associada a uma diminuição do pH dos concretos. Essa redução de pH pode afetar o desempenho desses concretos em relação à carbonatação e à corrosão causada por íons cloreto, o que deve ser compensado através de uma redução acentuada da porosidade dos materiais.

## **5.4 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DIANTE DA AÇÃO DOS CLORETOS**

### **5.4.1 Estudo do transporte de cloretos nas matrizes com baixo teor de ligante**

#### **5.4.1.1 Difusão unidirecional**

As Figuras 5. 16- 5. 19 ilustram os perfis de cloretos livres e totais nos concretos estudados. A profundidade representa o valor médio da distância da amostra extraída até a superfície do concreto. Nos concretos convencionais, as concentrações de cloretos são apresentadas em relação à massa de cimento. Essa por sua vez, é obtida no processo de preparação da amostra, por ataque ácido. Seguindo esse mesmo procedimento, e sabendo que esse ácido dissolve também o fíler calcário, o valor obtido representa então a soma da massa do cimento Portland com os fíleres.

Observa-se que ocorre uma redução na concentração de cloretos, tanto livres como totais, à medida que aumenta a profundidade. Isso é um comportamento esperado, de acordo com o fluxo de penetração de cloretos, que ocorre da superfície para o interior do corpo de prova. Para todos os concretos, os perfis de cloretos totais apresentam valores superiores aos de cloretos livres, indicando que houve fixação de uma parte dos cloretos na matriz cimentícia.

Comparando os perfis dos diferentes concretos, nota-se que nas primeiras camadas a quantidade de cloretos é maior no C350, seguido do C250 e por último no C150. Na profundidade aproximada de 1,50 cm ocorre uma inversão e o C150 passa a apresentar maiores teores de cloretos, seguido do C250 e C350. Isso já é um indicativo da maior facilidade de transporte de cloretos no C150.

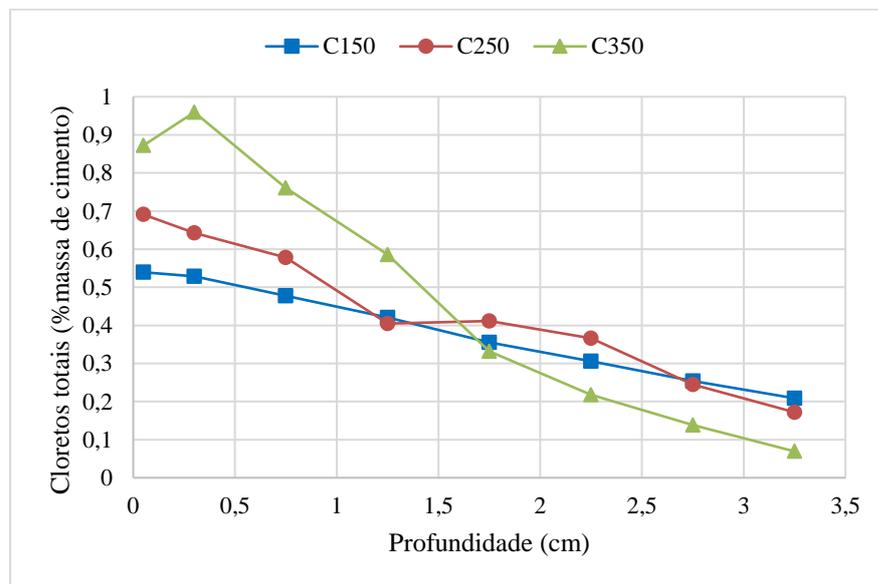


Figura 5. 16 – Perfis de cloretos totais (idade de 90dias)

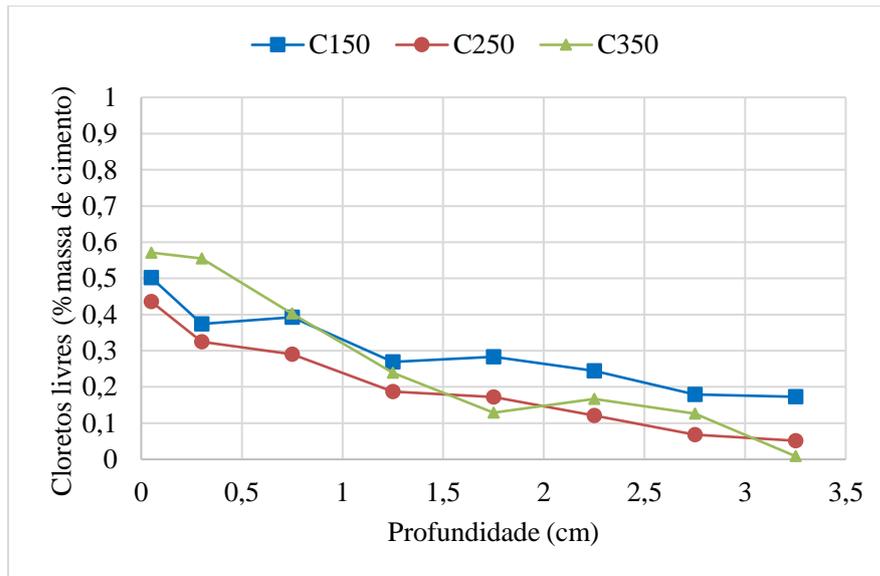


Figura 5. 17 – Perfis de cloretos livres (idade de 90 dias)

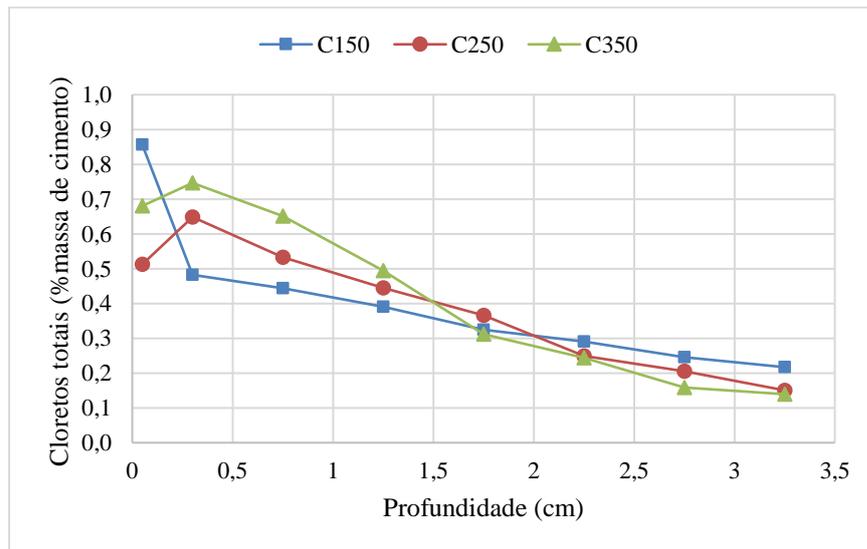


Figura 5. 18- Perfis de cloretos totais (Idade de 240 dias)

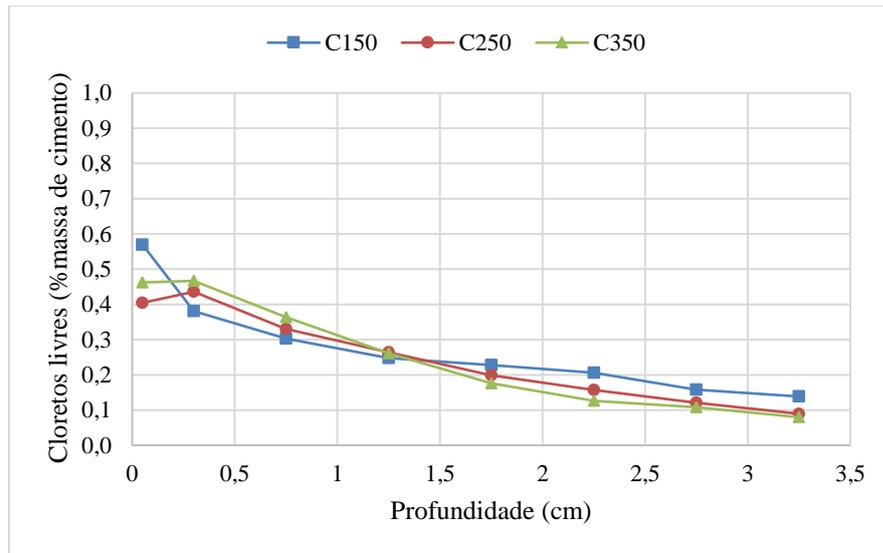


Figura 5. 19- Perfis de cloretos livres (Idade de 240 dias)

Fazendo o ajuste da solução da segunda lei de Fick (Equação 3. 1) obtém-se o coeficiente de difusão aparente ( $D_{ap}$ ) e a concentração superficial ( $C_s$ ) para cada concreto. As Tabelas 5. 7 - 5. 10 apresentam os parâmetros relacionados a esse ajuste. Um indicativo do total de íons cloreto acumulado nas amostras pode ser obtido pela área do gráfico sob o perfil traçado (livres e totais). Portanto, essa concentração foi calculada por integral dos perfis de cloretos, conforme ilustra a Figura 5. 20.

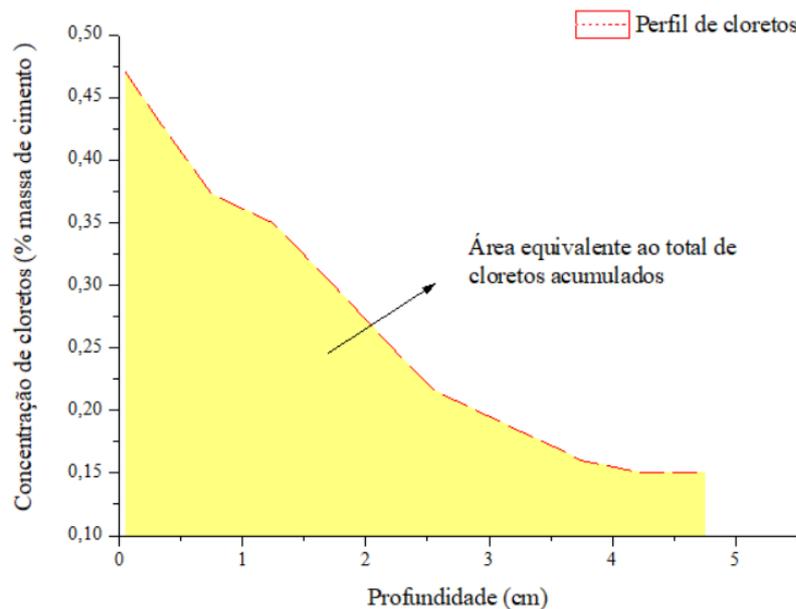


Figura 5. 20 – Representação esquemática da área equivalente ao total de cloreto acumulado, podendo ser livres ou totais.

Tabela 5. 7- Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos totais dos traços estudados, com início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 90 dias de idade

Concreto	Tempo de exposição (dias)	C <sub>acum</sub> (% massa de cimento)	Cs (% massa de cimento)	C0 (% massa de cimento)	D <sub>ap</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>
150	90	1,62	0,54 ±0,06	0,082	5,38E-07 ± 6,98E-08	0,958
250	90	1,47	0,75 ±0,01	0,084	2,43E-07 ± 2,34E-08	0,986
350	90	1,62	1,03 ±0,09	0,079	1,54E-07 ± 2,01E-08	0,981

Tabela 5. 8- Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos livres dos traços estudados, com início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 90 dias de idade

Concreto	Tempo de exposição (dias)	C <sub>acum</sub> (% massa de cimento)	Cs (% massa de cimento)	C0 (% massa de cimento)	D <sub>ap</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>
150	90	1,17	0,37 ±0,04	0,057	4,56E-07 ± 1,41E-07	0,844
250	90	0,74	0,34 ±0,01	0,057	1,53E-07 ± 3,51E-08	0,944
350	90	0,96	0,61 ±0,02	0,056	1,28E-07 ± 3,24E-08	0,938

Tabela 5. 9- Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos totais dos traços estudados, com início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 240 dias de idade

Concreto	Tempo de exposição (dias)	C <sub>acum</sub> (% massa de cimento)	Cs (% massa de cimento)	C0 (% massa de cimento)	D <sub>ap</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>
150	90	1,59	0,49 ±0,02	0,082	5,43E-07 ± 8,70E-08	0,959
250	90	1,47	0,65 ±0,03	0,084	2,37E-07 ± 1,70E-08	0,992
350	90	1,52	0,77 ±0,03	0,079	1,66E-07 ± 1,78E-08	0,985

Tabela 5. 10- Parâmetros médios relacionados aos ajustes da segunda Lei de Fick aos perfis experimentais de cloretos livres dos traços estudados, com início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 240 dias de idade

Concreto	Tempo de exposição (dias)	C <sub>acum</sub> (% massa de cimento)	Cs (% massa de cimento)	C0 (% massa de cimento)	D <sub>ap</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>
150	90	1,05	0,36 ±0,03	0,057	4,38E-07 ± 1,12E-07	0,919
250	90	0,91	0,42 ±0,02	0,057	1,82E-07 ± 1,26E-08	0,993
350	90	0,89	0,47 ±0,02	0,056	1,30E-07 ± 4,49E-08	0,999

Aos 90 dias de idade, foi observado que os concretos C350 e C150 apresentaram teores de cloretos totais acumulados semelhantes, sendo ambos maiores do que o do C250.

Além disso, o C150 apresentou o maior teor de cloretos livres acumulados, seguido pelo C350 e o C250. A análise do perfil de cloretos revelou que nas primeiras camadas, o C350 exibiu teores de cloretos mais elevados do que os outros dois, indicando um rápido ingresso de cloretos nas primeiras profundidades. No entanto, o transporte de cloretos tornou-se mais lento no interior do C350, resultando em concentrações mais baixas nas maiores profundidades, conforme demonstrado pelo coeficiente de difusão.

Aos 240 dias de idade, de forma geral, o concreto C150 apresentou um maior teor de cloretos acumulados, tanto na forma livre quanto na forma total. Em contraste, o C250 continuou demonstrando o menor teor de cloretos totais acumulados, mas com um valor ligeiramente superior ao C350 em relação aos cloretos livres acumulados. Esse resultado sugere que o C350 possui uma maior capacidade de ligação de cloretos em sua estrutura.

As Figuras 5. 21 e 5. 22 ilustram a variação do coeficiente de difusão em função do teor de ligante dos concretos. Com os dados foi possível obter uma equação que representa o comportamento do coeficiente de difusão desses concretos expostos a solução de 3% de NaCl durante 90 dias.

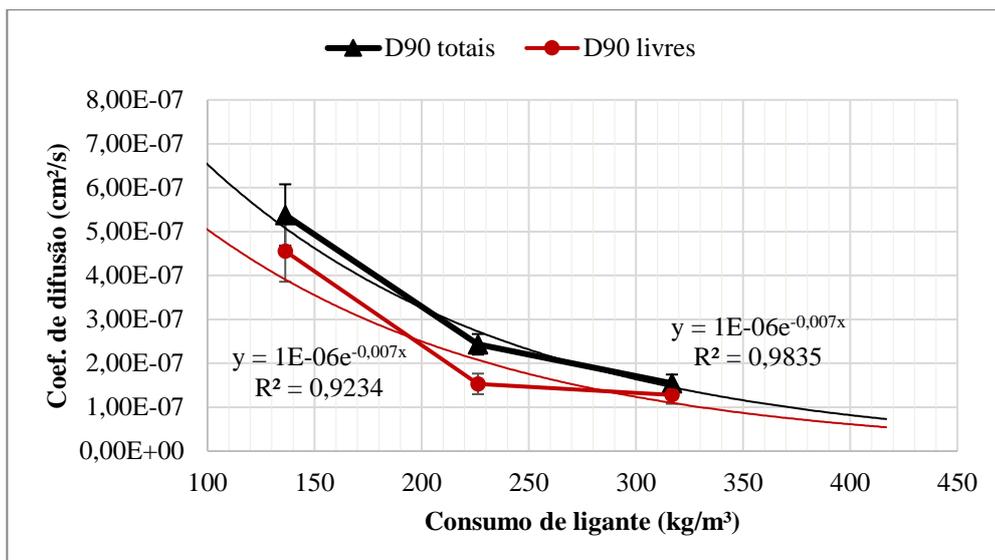


Figura 5. 21 – Coeficientes de difusão para início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 90 dias de idade

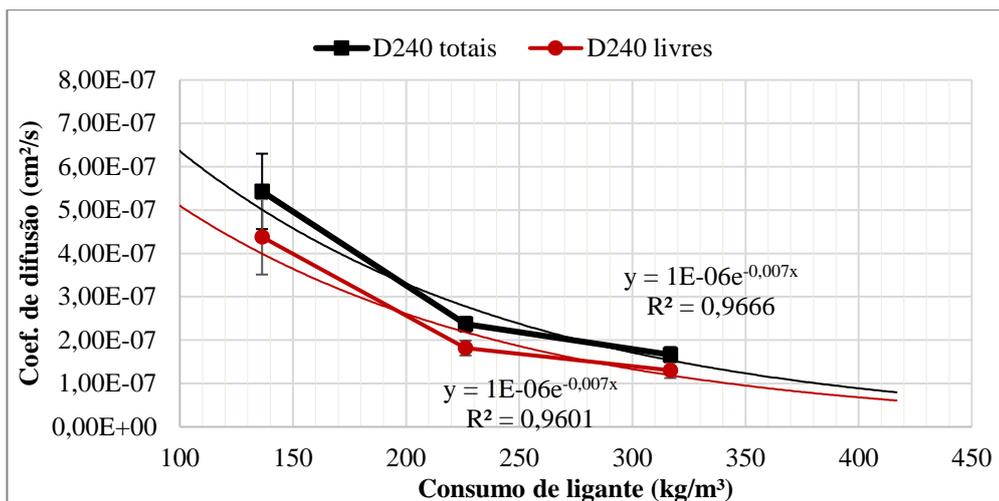


Figura 5. 22– Coeficientes de difusão para início de exposição à solução de 3% de NaCl aos 240 dias de idade

A variação nos valores dos coeficientes de difusão obtidos nos concretos aos 90 dias e 240 dias foi pequena, indicando que essa diferença de idade teve pouca influência nesse parâmetro. A equação que representa o coeficiente de difusão em função do teor de ligante no concreto apresentou melhor ajuste na função exponencial. Destaca-se que as equações foram similares para as duas idades.

A partir da análise química do cimento Portland, sabendo o seu teor de  $Al_2O_3$  que é de 4,67%, pode-se determinar também a quantidade de  $Al_2O_3$  no concreto e relacioná-lo com o coeficiente de difusão, conforme apresenta a Tabela 5. 11. O  $Al_2O_3$  está presente no C3A ( $3CaO \cdot Al_2O_3$ ), que tem capacidade de fixar cloretos, influenciando diretamente da capacidade de transporte de íons cloretos e na quantidade de cloretos livres. Isso explica a redução do coeficiente de difusão conforme o aumento do teor de ligante. A Figura 5. 23 ilustra o comportamento desse coeficiente em função do teor de  $Al_2O_3$ , que apresentam forte correlação.

Tabela 5. 11 – Quantidade de  $Al_2O_3$

	C150	C250	C350
<b>Cimento CP V - ARI (kg/m³)</b>	150,6	250	350
<b><math>Al_2O_3</math> no ligante (%)</b>	4,67	4,67	4,67
<b><math>Al_2O_3</math> no concreto (kg/m³)</b>	7,033	11,68	16,35

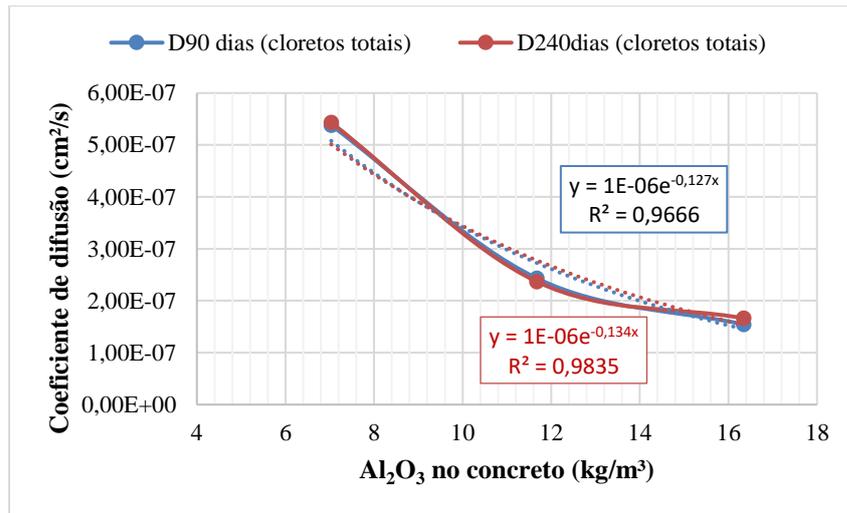


Figura 5. 23 – Relação entre o coeficiente de difusão e o teor de  $Al_2O_3$ .

A Figura 5. 24 apresenta o coeficiente de difusão em relação ao teor de cimento Portland juntamente com dados da literatura referentes a concretos ensaiados sob condições similares. Observa-se uma tendência de redução dos coeficientes de difusão conforme o teor de cimento Portland aumenta. Excluindo o dado que foi considerado outlier, foi verificado uma forte correlação entre esses parâmetros.

Os resultados mostraram que o C350 apresentou coeficiente de difusão próximo ao obtido por Torabian Isfahani et al. (2016) para um concreto com consumo de cimento de  $344 \text{ kg/m}^3$  e relação  $a/c = 0,55$ , que foi de  $18,1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ . Abu Hassan (2012) também obteve coeficiente de difusão próximo a esse valor para um concreto com adição de fíler calcário (15% em relação aos finos), com teor de cimento de  $310 \text{ kg/m}^3$  e  $a/c = 0,53$ .

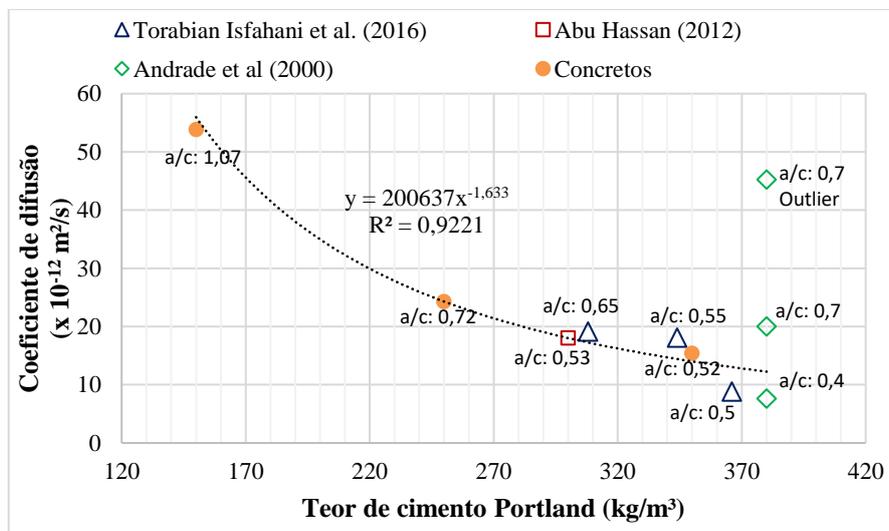


Figura 5. 24 – Relação entre o coeficiente de difusão e o teor de cimento Portland.

### 5.4.1.2 Monitoramento eletroquímico em corpos de prova com armadura sujeitos à ciclos de imersão e secagem em solução de NaCl (1M)

Corpos de prova com armadura foram submetidos à ciclos semanais de imersão em solução 1M de NaCl e secagem em estufa (40°C) até a despassivação das armaduras. A cada ciclo, foi realizado o monitoramento eletroquímico das barras.

As Figuras 5. 25-5. 27 ilustram a densidade de corrente instantânea obtida através da técnica de Rp, nos três tipos de concretos estudados, sendo 6 barras monitoradas para cada concreto, indicadas como B1 a B6. As Figuras 5. 28- 5. 30 ilustram os potenciais de corrosão dessas armaduras. As primeiras barras a despassivarem foram as embutidas no C150, logo após a realização de 7 ciclos.

A variação para o período de despassivação nos concretos é esperado, devido o concreto ser um material heterogêneo e apresentar diferenças microestruturais no cobrimento, seja pela presença de agregados ou pelo efeito pele. Além disso, também há pequenas variações na profundidade do cobrimento das amostras.

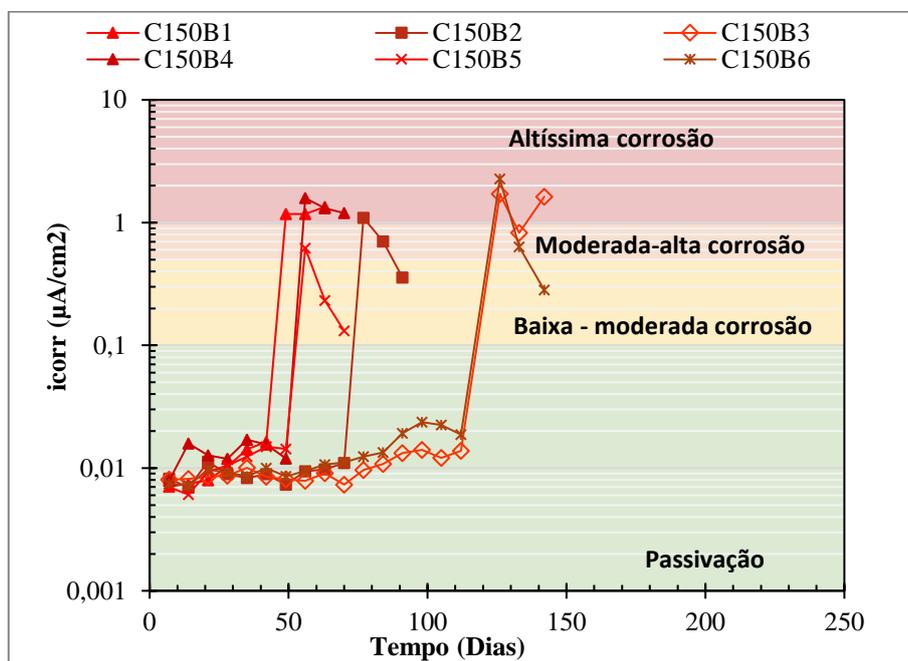


Figura 5. 25 – Densidade de corrente nas barras de aço do C150

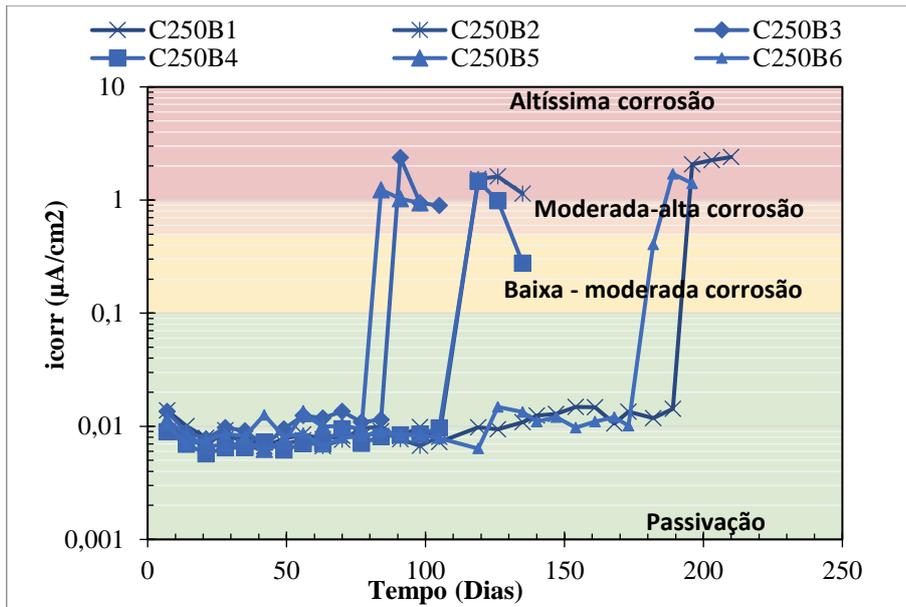


Figura 5. 26 – Densidade de corrente nas barras de aço do C250

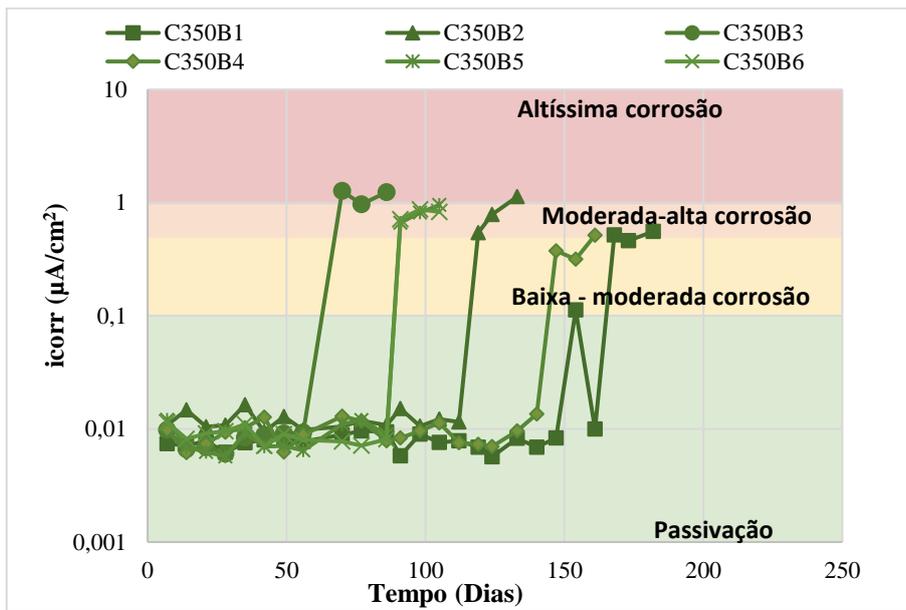


Figura 5. 27 – Densidade de corrente nas barras de aço do C350

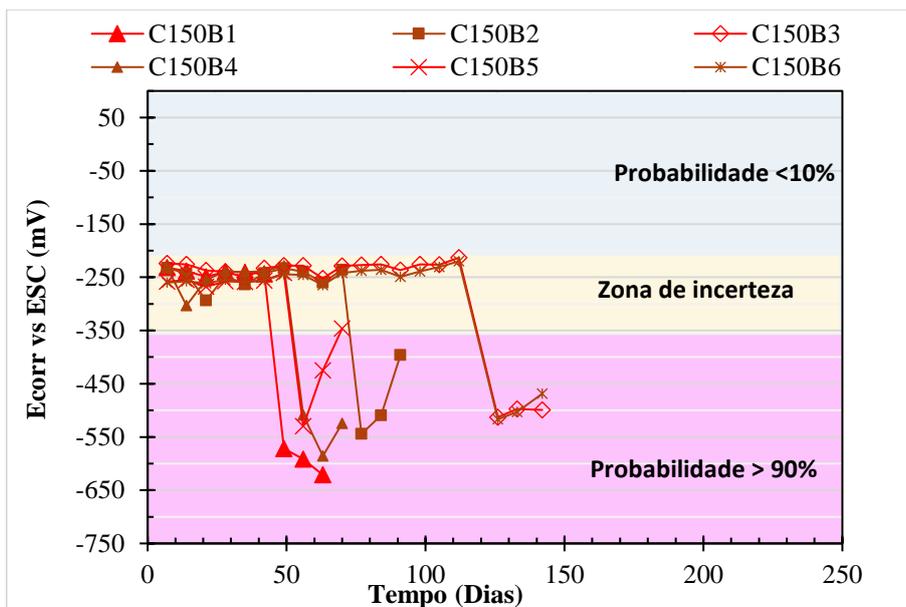


Figura 5. 28 – Potencial de corrosão nas barras de aço do C150

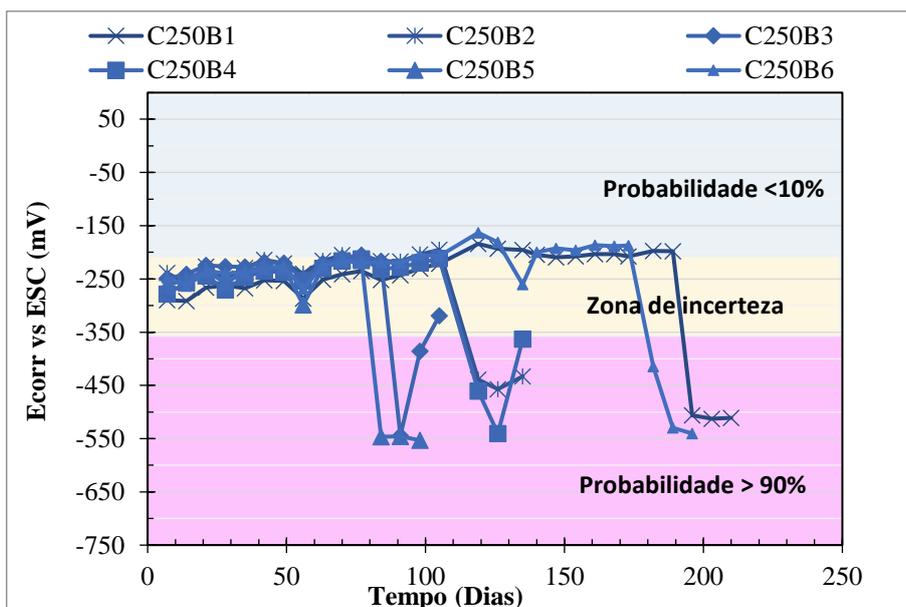


Figura 5. 29 – Potencial de corrosão nas barras de aço do C250

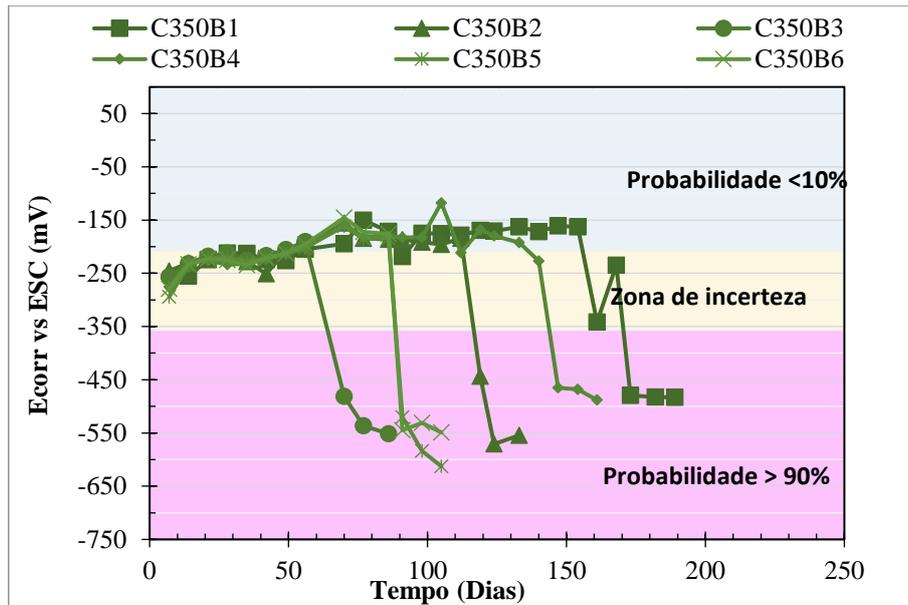


Figura 5. 30 – Potencial de corrosão nas barras de aço do C350

Após detectada a despassivação por meio de medidas eletroquímicas, realizou-se a verificação visual do processo de corrosão. Para isso, os corpos de prova foram submetidos à compressão diametral para a remoção das barras de aço. Isso permitiu medir o cobrimento do concreto, a partir da face exposta até o ponto onde ocorreu a corrosão (Figura 5. 31). Em seguida, foram retiradas amostras do concreto, sendo a primeira com 1 mm de espessura e as demais com 5 mm de espessura, da face exposta até a profundidade da barra, com o objetivo de determinar os perfis de cloretos presentes no concreto.

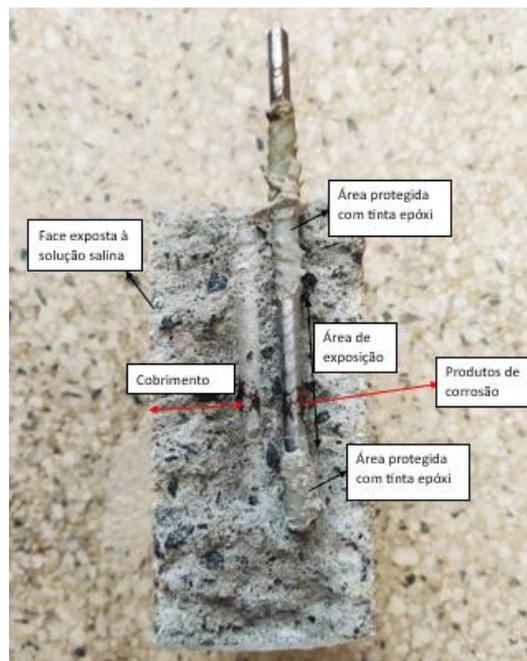
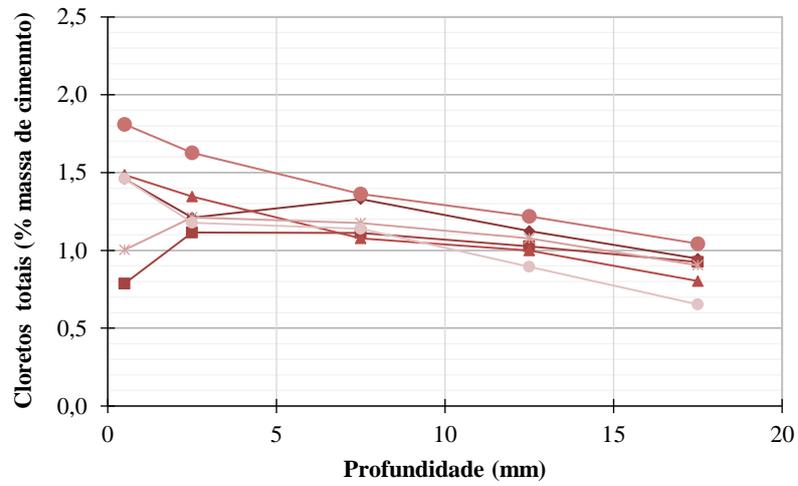
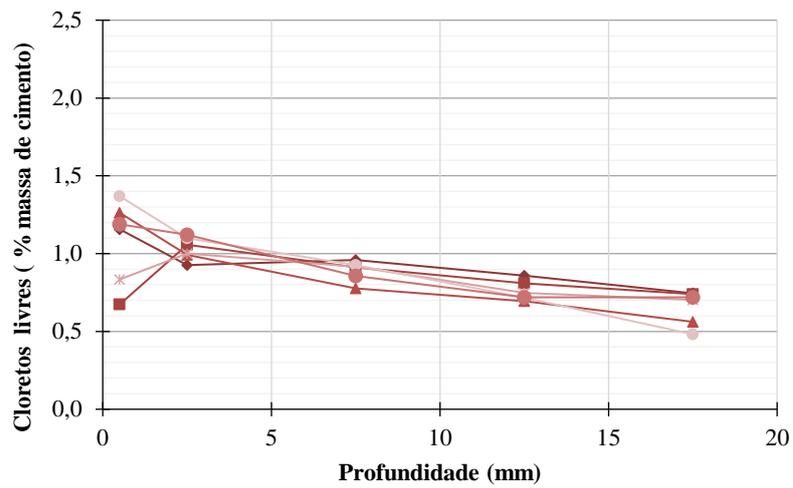


Figura 5. 31 – Análise visual da detecção da corrosão e medida do cobrimento.

As Figuras 5. 32 - 5. 34 ilustram os perfis de cloretos livres e totais nos concretos estudados.

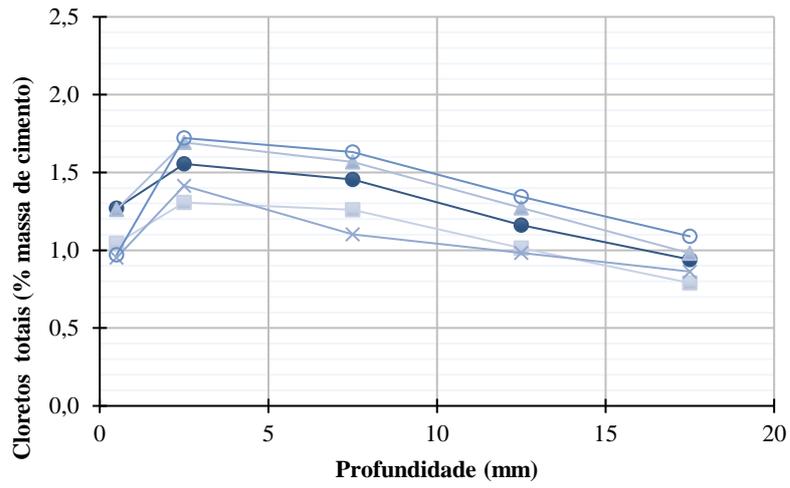


(a)

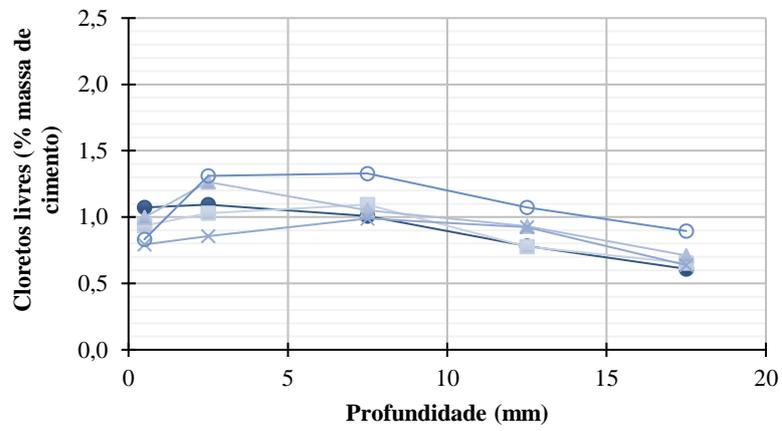


(b)

Figura 5. 32 – Perfis de cloretos a) totais e b) livres do C150

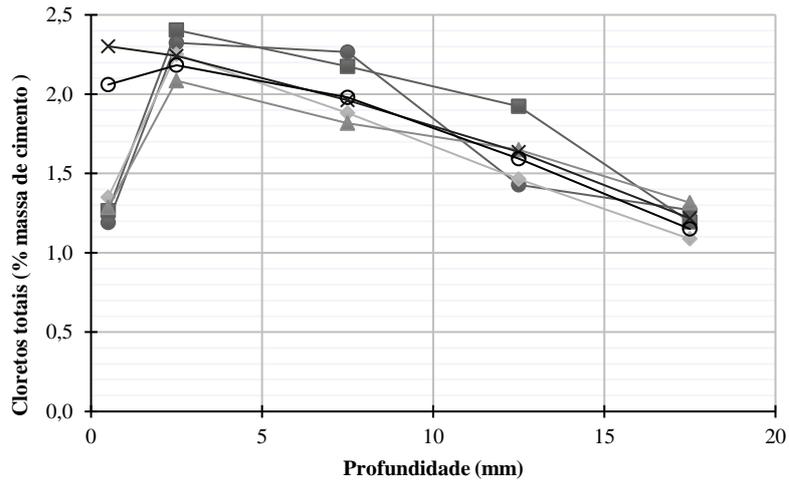


a)

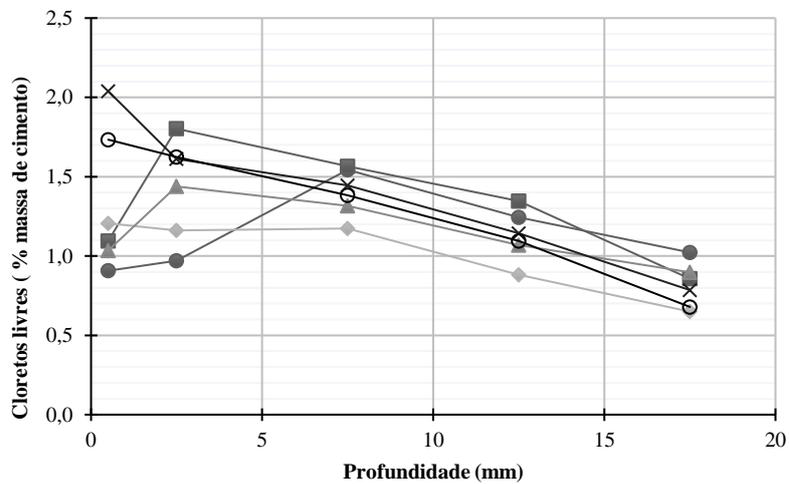


b)

Figura 5. 33- Perfis de cloretos a) totais e b)livres do C250



a)



b)

Figura 5. 34- Perfis de cloretos a) totais e b) livres do C350

A maioria dos perfis apresenta um pico de concentração de cloretos a alguns milímetros da superfície. Isso é característico das condições de exposição à ciclos de molhagem e secagem, onde a camada mais externa retém menos umidade, prevalecendo o transporte por absorção capilar. Já a camada mais interna, permanece sempre umedecida, ocorrendo o transporte por difusão (JERÔNIMO; MEIRA; DA SILVA FILHO, 2018; MEIRA et al., 2007). Além disso, a superfície do concreto tem características porosas distintas do seu interior, gerando o efeito pele no concreto. Essa pele possui composição diferente do concreto interno devido a fenômenos como efeito parede decorrente do contato com moldes ou segregação de agregados (ANDRADE; DÍEZ; ALONSO, 1997).

É possível destacar que o pico de concentração no interior do concreto, foi mais acentuado no C350 do que nos demais. À medida que se reduziu o teor de cimento, essa acentuação também foi reduzida. No C150, as concentrações máximas e a redução dos teores de cloretos a cada profundidade não foram tão evidentes. Isso demonstra que o C150 é mais sensível a movimentações dos cloretos na matriz cimentícia, possivelmente por apresentar maior porosidade capilar e menor capacidade de fixação de cloretos (JERÔNIMO; MEIRA; DA SILVA FILHO, 2018).

Para determinar o coeficiente de difusão, primeiramente foi realizado um reescalonamento dos perfis separando a zona em que predomina o transporte por difusão. Ou seja, os pontos a partir do pico de concentração máxima de cloretos (ANDRADE; DÍEZ; ALONSO, 1997; JERÔNIMO; MEIRA; DA SILVA FILHO, 2018; MEIRA, 2004).

Após realizado o reescalonamento dos perfis, no qual a profundidade do ponto onde está o pico de concentração máxima de cloretos passa ser a nova superfície e ajustar à solução da 2ª lei de Fick, obtiveram-se o coeficiente de difusão aparente (D) e a concentração superficial (Cs) dos concretos. As Tabelas 5. 12- 5. 13 apresentam os valores desses parâmetros, bem como os totais de cloretos acumulados no concreto.

Tabela 5. 12- Parâmetros obtidos do ajuste dos perfis de cloretos totais à segunda Lei de Fick.

Concreto	Tempo de exposição (dias)	Cs (% massa de cimento)	C <sub>totais</sub> acumulados (% massa de cimento)	D <sub>ap</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>
150	98 ± 35	1,440	1,888 ± 0,141	5,77E-07 ± 1,72E-07	0,925
250	134 ± 39	1,570	2,160 ± 0,278	3,44E-07 ± 7,47E-08	0,943
350	130 ± 35	2,323	3,061 ± 0,159	2,83E-07 ± 4,96E-08	0,903

Tabela 5. 13- Parâmetros obtidos do ajuste dos perfis de cloretos livres à segunda Lei de Fick.

Concreto	Tempo de exposição (dias)	Cs (% massa de cimento)	C <sub>livres</sub> acumulados (% massa de cimento)	D <sub>ap</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	r <sup>2</sup>
150	98 ± 35	1,146	1,435 ± 0,171	3,80E-07 ± 1,14E-07	0,947
250	134 ± 39	1,145	1,653 ± 0,194	3,09E-07 ± 5,81E-08	0,861
350	130 ± 35	1,624	2,016 ± 0,333	2,67E-07 ± 5,05E-08	0,946

Observa-se que os tempos de exposição dos C350 e C250 foram similares e superiores ao do C150. Porém, o coeficiente de difusão dos cloretos do C350 é ligeiramente

inferior ao do C250. Outro ponto que se observa é que os íons cloretos acumulados (livres e totais), foi maior no C350 do que nos demais. Comportamento semelhante foi obtido para a concentração superficial de cloretos.

Para o C150, o menor valor na concentração de cloretos acumulados deve-se ao menor tempo de exposição que os corpos de prova ficaram expostos a solução de cloretos. Comparando o C350 e o C250, o maior do teor acumulado de cloretos, se atribui a maior porosidade do C350. Isso está de acordo com o ensaio de absorção de água por capilaridade, no qual o C350 obteve coeficiente de capilaridade maior do que o C250. Porém, como o C350 tem maior teor de ligante e provavelmente maior capacidade de ligação de cloretos, o transporte por difusão no seu interior torna-se inferior, apresentando menor coeficiente de difusão. Esse resultado, corrobora com o obtido no ensaio de difusão unidirecional por imersão, apresentado na seção anterior. Também está de acordo com Ribeiro *et al.* (2021), que concluiu que o efeito químico (disponibilidade de aluminatos), para fixação de cloretos pode, em certas condições, ter maior influência no coeficiente de difusão de cloretos do que a porosidade e a relação água/ligante.

A Figura 5. 35 ilustra a variação do coeficiente de difusão dos cloretos livres e totais em função do teor de ligante. Também foi possível gerar uma função exponencial com bom ajuste aos dados.

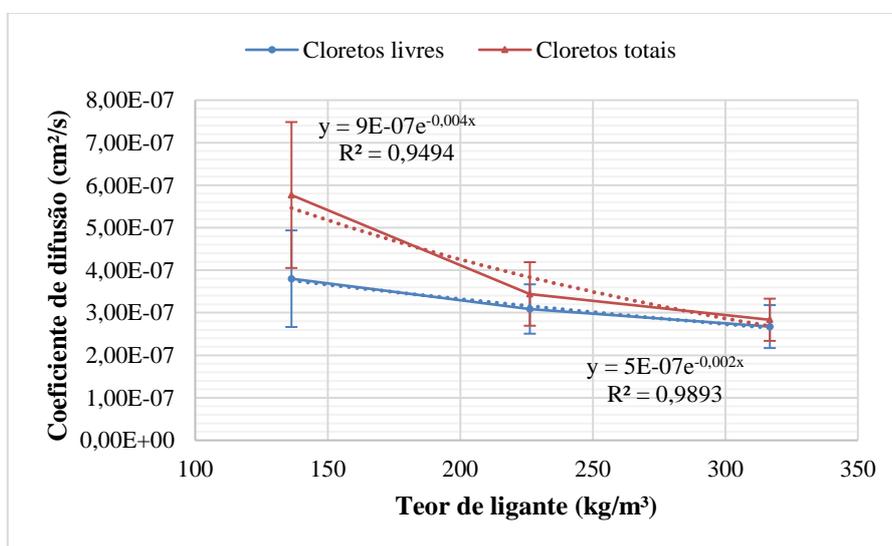


Figura 5. 35 - Coeficiente de difusão x teor de ligante

#### 5.4.1.3 Relação entre cloretos livres e totais

Cada concreto tem características próprias quanto a sua capacidade de fixação de cloretos, sendo que essa capacidade tende a atingir um máximo, à medida que mais cloretos

penetra (MEIRA, 2004). Ou seja, a capacidade de fixação de cloretos tende a uma saturação. A capacidade de combinação ou ligação da matriz de cimento depende de uma variedade de parâmetros como a composição química da solução dos poros, tipo de cimento, tipo de adições, etc (BYFORS; HANSSON; TRITTHART, 1986; CASTELLOTE; ANDRADE; ALONSO, 1999; CHANG et al., 2023).

Diferentes expressões matemáticas foram propostas para representar a fixação de cloretos (isotermas). Uma relação linear foi usada por Tuutti (TUUTTI, 1982). Porém, devido a tendência de saturação da capacidade de fixar cloretos, na maioria dos casos, a relação entre cloretos livres e combinados não é linear. Diante disso, as isotermas de Langmuir ou Freundlich são as mais utilizadas para representar a capacidade de fixação dos cloretos. A relação entre os cloretos combinados e os cloretos livres pode ser bem descrita pela isoterma de ligação do cloreto que obedece à equação de Freundlich em altas concentrações de cloreto livre ( $>0,01$  mol/l) e à equação de Langmuir em baixas concentrações ( $<0,05$  mol/l) (LUPING; NILSSON, 1993).

A isoterma de Langmuir relaciona cloretos livres e combinados, conforme a Equação 5.9. Essa relação depende da quantidade de água livre nos poros do concreto para que se possa, a partir desta equação, relacionar o teor de cloretos totais com o teor de cloretos livres (MEIRA, 2004) (Equação 5.11).

$$Cl_{comb} = \frac{\alpha \cdot Cl_{liv}}{(1 + \beta \cdot Cl_{liv})}$$

Equação 5.11

$$Cl_{tot} = Cl_{comb} + w \cdot Cl_{liv}$$

Equação 5.12

$$Cl_{tot} = w \cdot Cl_{liv} + \frac{\alpha \cdot Cl_{liv}}{(1 + \beta \cdot Cl_{liv})}$$

Equação 5.13

Onde,  $Cl_{tot}$  = Cloretos totais ( $g_{cl} / g_{cim}$ )

$Cl_{liv}$  = Cloretos livres ( $g_{cl} / l$ )

$Cl_{comb}$  = Cloretos combinados ( $g_{cl} / g_{cim}$ )

$w$  = Teor médio de umidade dos concretos ( $l/g_{cim}$ )

$\alpha, \beta$  = constantes empregadas na isoterma que variam de acordo com a composição do cimento ( $l/g_{cim}; l/g_{cl}$ )

Para representar essa equação em unidades que usualmente são empregadas, parte-se da condição que  $CL_{LIV}$  representa  $w \cdot Cl_{liv}$ , expressa em  $g_{cl}/g_{cim}$  e as concentrações expressas em termos percentuais são o seu valor multiplicado por 100, obtém-se a Equação

5. 12 (MEIRA, 2004), com os valores de concentração expressos em percentuais relativos à massa de cimento.

$$CL_{TOT} = CL_{LIV} + \frac{\alpha \cdot CL_{LIV}/w}{1 + (\beta \cdot CL_{LIV}/w \cdot 100)}$$

Equação 5. 14

As curvas apresentadas na Figura 5. 34 foram obtidas fazendo-se o ajuste da Equação 5. 12 aos dados de cloretos livres e totais nos concretos estudados. Na Tabela 5. 14 são apresentados os valores dos parâmetros obtidos.

Tabela 5. 14 – Resultado das regressões

Tipo de concreto	Parâmetros			
	$\alpha$ (l/g <sub>cim</sub> )	$\beta$ (l/g <sub>cl</sub> )	w (l/g <sub>cim</sub> )	r <sup>2</sup>
<b>C350</b>	2,73E-4	0,031	3,24E-4	0,94
<b>C250</b>	2,83E-4	0,055	3,83E-4	0,97
<b>C150</b>	2,46E-4	0,083	3,06E-4	0,97

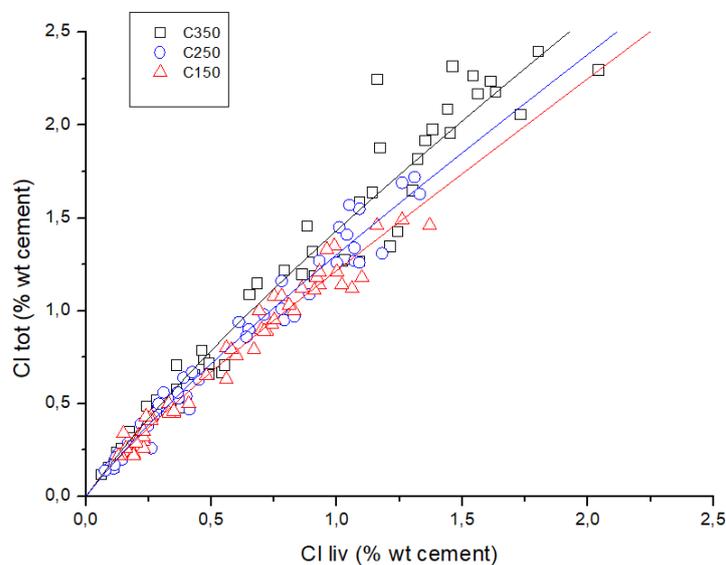


Figura 5. 36– Ajuste à isoterma de Langmuir

Quanto mais a curva se aproxima do eixo vertical, maior a quantidade de cloretos combinados. Logo, o C350 apresenta maior capacidade de fixação de cloretos do que o C250, e esse por sua vez, também tem maior parcela de cloretos combinados do que o C150. Portanto, a substituição do ligante por adição inerte como o fíler calcário, causa uma redução

na capacidade de fixação dos cloretos. De acordo com Li *et al.* (2020) a adição de calcário inibe a transformação de etringita em monossulfato, o qual exibe capacidade de ligação química para íons cloreto. Além disso, o fíler calcário pode reagir com os aluminatos (C<sub>3</sub>A e C<sub>4</sub>AF) da matriz cimentícia formando compostos com menor capacidade de ligação de cloreto do que os seus produtos normais de reação no cimento Portland (FAGERLUND, 2005).

Vale destacar que apesar do coeficiente de difusão do C250 ser aproximadamente 20% superior ao do C350, o tempo para despassivação desses concretos foi próximo. Por um lado, o transporte no interior do C350 é mais lento, devido à sua maior capacidade de fixação de cloretos, por outro lado, a quantidade de cloretos totais que ingressaram no C350 foi superior.

A Tabela 5. 15 apresenta a relação entre a concentração superficial de cloretos (Cs) e o coeficiente de difusão aparente (D<sub>ap</sub>) obtidos para os cloretos livres e totais. A maior capacidade de fixar cloretos do C350, contribuiu para uma elevada concentração de cloretos nas camadas mais externas, gerando maiores valores de Cs. A maior disponibilidade de cloretos na superfície e o menor coeficiente de difusão resultaram em valores mais elevados dessa relação Cs/D<sub>ap</sub> para o C350, seguido do C250 e, com menor valor, o C150. Relacionando esse índice com o teor de cloretos acumulados, observa-se uma forte correlação (Figura 5. 37). Isso demonstra a complexidade que envolve o transporte de cloretos no interior do concreto, que inclui porosidade capilar, tamanho e distribuição de poros totais, bem como a capacidade de ligação dos cloretos. Nesse sentido, observa-se que a relação Cs/D<sub>ap</sub> é determinante no acúmulo de cloretos nos concretos estudados.

Tabela 5. 15 – Relação Cs/D<sub>ap</sub> obtidos com os cloretos livres e totais.

Concreto	Cs/ D <sub>ap</sub> x10 <sup>6</sup> - totais ( $\frac{\%massa\ de\ cimento}{cm^2/s}$ )	Cs/ D <sub>ap</sub> x10 <sup>6</sup> – livres ( $\frac{\%massa\ de\ cimento}{cm^2/s}$ )
<b>150</b>	2,70	2,99
<b>250</b>	4,56	3,71
<b>350</b>	8,20	6,07

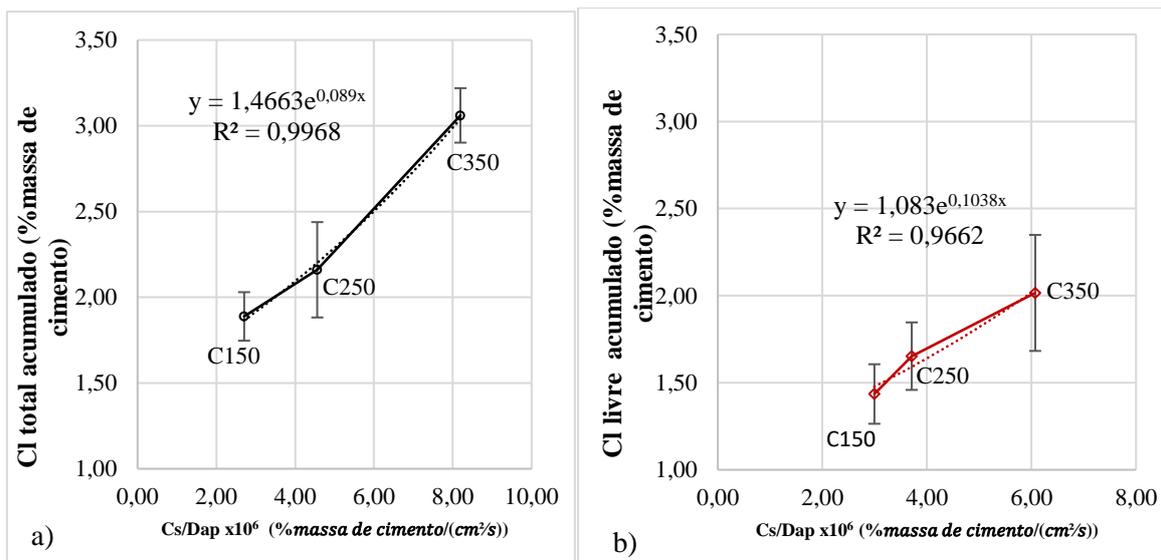


Figura 5. 37 – Relação entre  $C_s/D_{ap}$  versus teor de cloretos acumulados a) totais b) livres.

#### 5.4.2 Teor crítico de cloretos

Com os ajustes realizados para obtenção dos coeficientes de difusão durante o processo de despassivação, também foi possível determinar o teor crítico de cloretos livres e totais nos concretos avaliados. O cobrimento, medido a partir da superfície do concreto até o pite de corrosão da armadura, juntamente com o tempo de exposição das amostras à solução de cloreto, serviu como referência para a determinação do teor de cloreto próximo à armadura, conforme ilustrado na Figura 5. 38. Esse teor, obtido no momento despassivação, foi assumido como o limite crítico de cloreto.

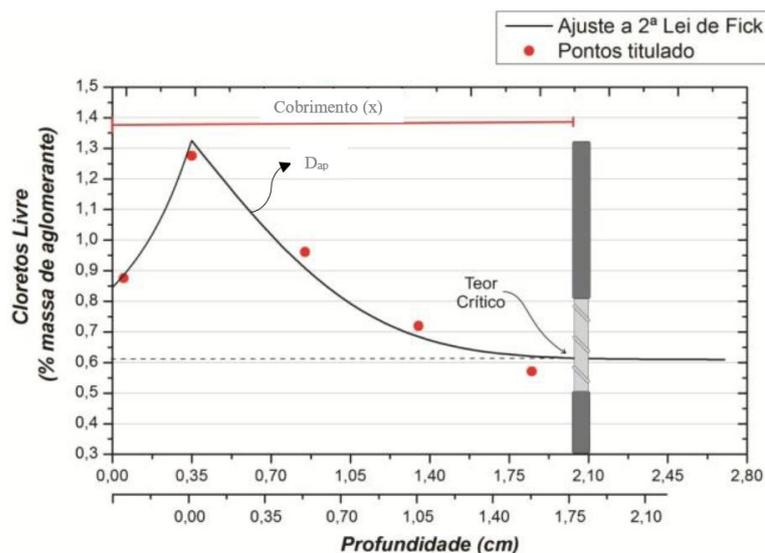


Figura 5. 38 – Representação esquemática para determinar o teor crítico Fonte: (FERREIRA, 2015)

A Figura 5. 39 ilustra os teores críticos de cloretos livres e totais para os concretos avaliados. Percebe-se a relação diretamente proporcional entre o teor de ligante do concreto e o teor crítico de cloretos. Portanto, houve uma redução nos limites de cloretos conforme substituiu-se o cimento Portland pelo fíler calcário. Este comportamento é explicado pela redução na alcalinidade do concreto devido à substituição do ligante pelo fíler calcário, além da menor capacidade de ligação de cloretos nesses tipos concretos, conforme discutido na seção anterior.

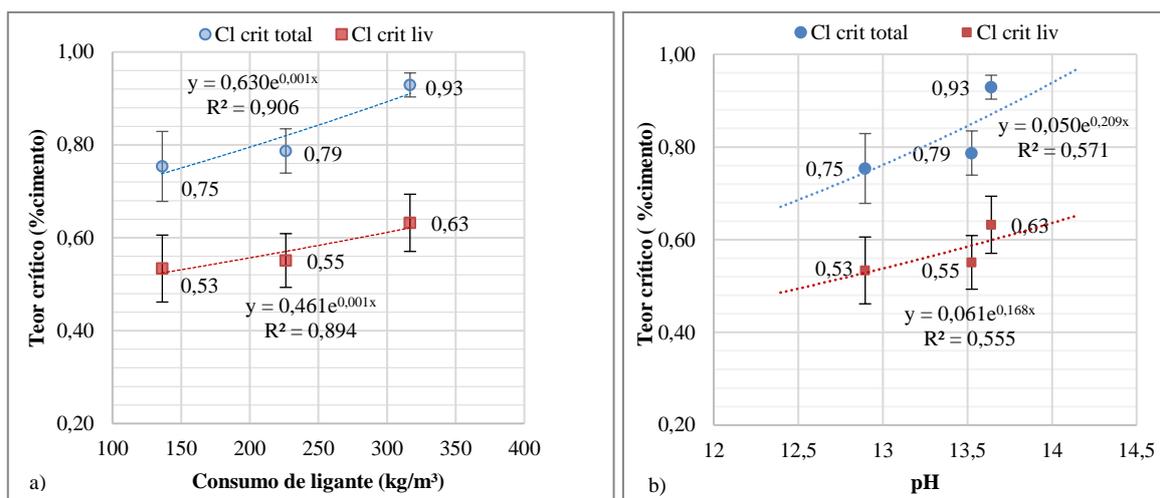


Figura 5. 39 – Teores críticos de cloretos, livres e totais, para os diferentes concretos a) em função do consumo de ligante e b) em função do pH

A Figura 5. 40 apresenta os resultados dos concretos ensaiados nesta pesquisa, juntamente com dados da literatura obtidos seguindo a mesma metodologia de ensaios. Os dados mostram os resultados dos concretos estudados por Jerônimo et al., (2018) e Meira et al., (2014b), tanto para o concreto de referência dos autores, quanto para os concretos com substituição do cimento em diferentes teores de resíduos de tijolo moído (RTM). Além disso, os dados dos concretos avaliados por Bezerra (2022) refere-se ao concreto de referência do autor e o concreto com adição de 15% de metacaulim. Os valores dos teores críticos de cloreto estão relacionados ao consumo de cimento Portland CP V. Nota-se uma tendência de redução nos limites críticos para menores teores de cimento Portland CP V, obtidos por meio de sua substituição pelas adições. Essa redução no limite crítico está associada à diminuição da alcalinidade nesses concretos (BEZERRA, 2022; JERÔNIMO; MEIRA; DA SILVA FILHO, 2018; MEIRA et al., 2014b).

Apesar da redução nos teores críticos de cloretos, os concretos com baixo consumo de cimento ainda apresentaram valores em patamares compatíveis com o emprego de outras

adições mais tradicionais. Além disso, os valores encontrados estavam significativamente acima dos limites máximos de teor de cloreto no concreto estabelecidos pela NBR 12655 (ABNT, 2015). Conforme essa norma, o limite é de 0,15% de cloretos em relação à massa de cimento para as classes de agressividade III e IV, e de 0,4% para situações de exposição menos severas. Esses resultados confirmam o potencial de aplicação desses concretos.

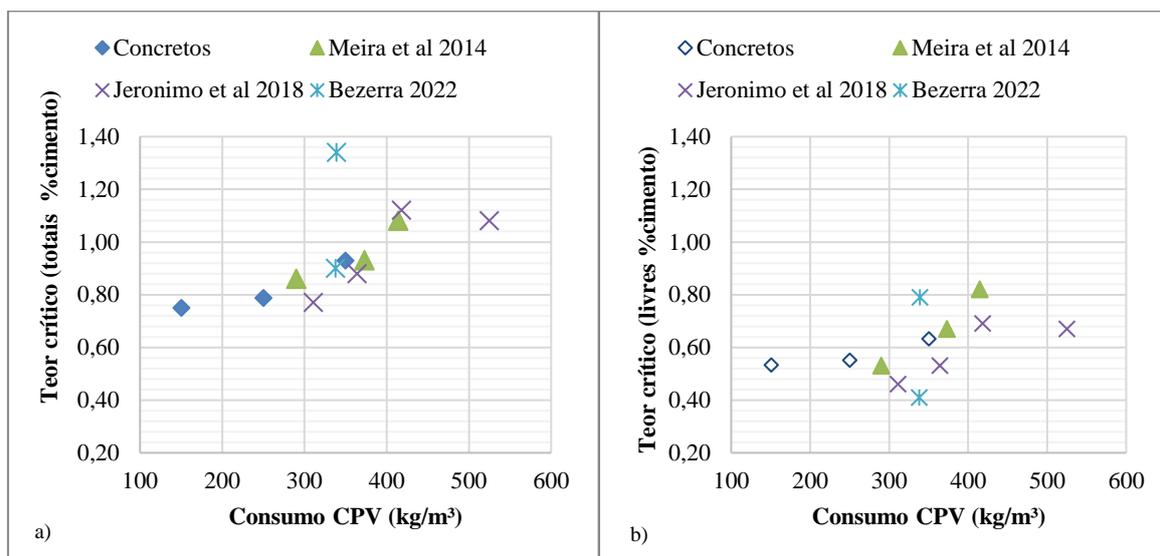


Figura 5. 40 – Teor crítico de cloretos totais (a) e livres (b) em relação ao consumo do cimento Portland CP V encontrados na literatura

### 5.4.3 Propagação da corrosão

Após a despassivação, uma parte das amostras que estava submetida a ciclos de imersão e secagem continuou sob monitoramento. A propagação da corrosão foi analisada em três corpos de prova para cada situação: ambiente de laboratório e permanência nos ciclos de imersão e secagem. Durante o período de exposição, a temperatura média foi de  $26 \pm 1^\circ\text{C}$  e a umidade média foi de  $79 \pm 4\%$  no laboratório.

As Figuras 5. 41- 5. 46 ilustram o comportamento da densidade de corrente e do potencial de corrosão das amostras que após a despassivação, ficaram em ambiente de laboratório.

Durante o período em que todas as barras estavam passivas, os valores de densidade de corrente apresentaram valores semelhantes entre os concretos, em torno de  $0,01 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ . Mesmo comportamento foi obtido analisando o potencial de corrosão. Todas as amostras apresentaram valores próximos, em torno de  $-250 \text{ mV}$  (ESC). O início da despassivação é

verificado com o salto desses valores nos gráficos. Esse salto nos valores indica que o material perdeu temporariamente sua capacidade passiva de resistir à corrosão e passou a corroer mais rapidamente nesse ponto. Durante o monitoramento das amostras do C150, observou-se uma tendência de aumento na densidade de corrente ao longo do tempo, culminando em um aumento brusco que marcou o momento exato da despassivação. Essa tendência gradual na densidade de corrente antes da despassivação pode ser explicada pelo processo de corrosão incipiente, possivelmente causado por microdanos na camada passiva. Acredita-se que a menor alcalinidade do C150 possa ter influenciado na estabilização dessa camada protetora, contribuindo para a ocorrência dessa situação.

Assim que foram retiradas dos ciclos e ficam em ambiente de laboratório, algumas barras apresentam uma leve redução da densidade de corrente e aumento do potencial de corrosão. Provavelmente isso ocorre devido à redução da umidade nas medidas eletroquímicas. Os valores do potencial de corrosão se apresentam mais negativo para maiores teores de umidade do concreto (LEELALERKIET et al., 2004; MEDEIROS et al., 2017). Além disso, para maiores umidades, a resistividade do concreto diminui, permitindo também que a velocidade de corrosão aumente. Com o passar do tempo, ambas as medidas de potencial de corrosão e densidade de corrente tenderam a uma estabilização.

No ambiente de laboratório, as medidas de densidade de corrente de todas as amostras do C150 estabilizaram na classe de altíssima corrosão ( $> 1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) e potenciais de corrosão em torno de  $-550\text{mV}$ .

Uma barra embutida no C350 e uma do C250 apresentaram valores de potencial de corrosão dentro da classe de corrosão incerta. Nessas barras, é verificado que a propagação da corrosão ocorre com uma taxa mais baixa que nas demais. Na barra do C350, a densidade de corrente se encontra na classe de baixa à moderada corrosão. Na barra do C250, na classe de moderada à alta corrosão.

As demais amostras do C250 apresentaram potencial de corrosão entre  $-450\text{mV}$  e  $-550\text{mV}$  e densidade de corrente em torno de  $1,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ . Para o C350, o potencial variou entre  $-500$  e  $-550\text{mV}$  e densidade de corrente situou-se em torno de  $1,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ .

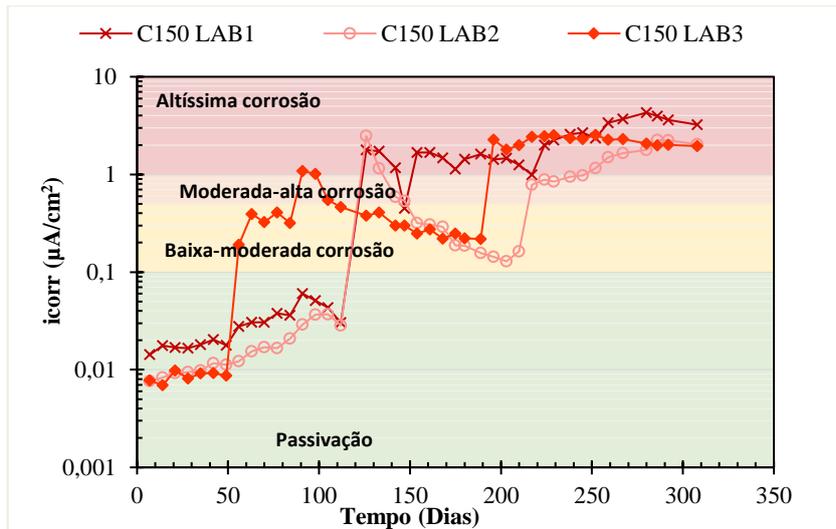


Figura 5. 41 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C150 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação

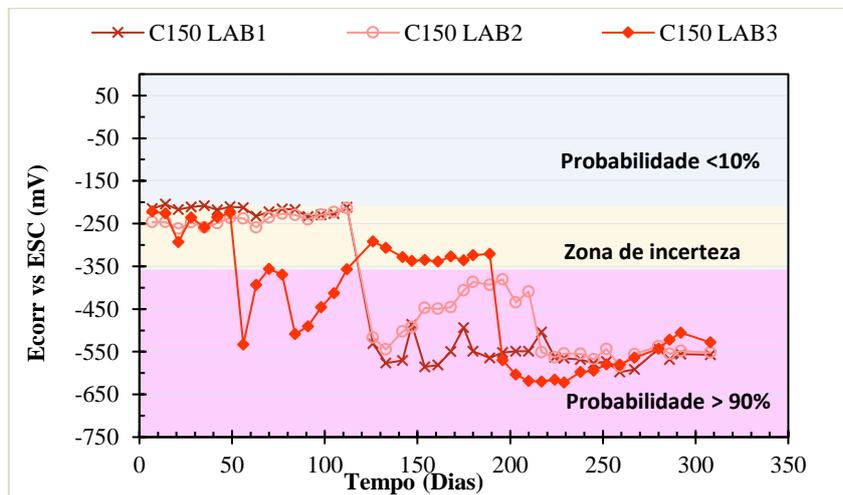


Figura 5. 42 – Potencial de corrosão das amostras embutidas no C150 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação

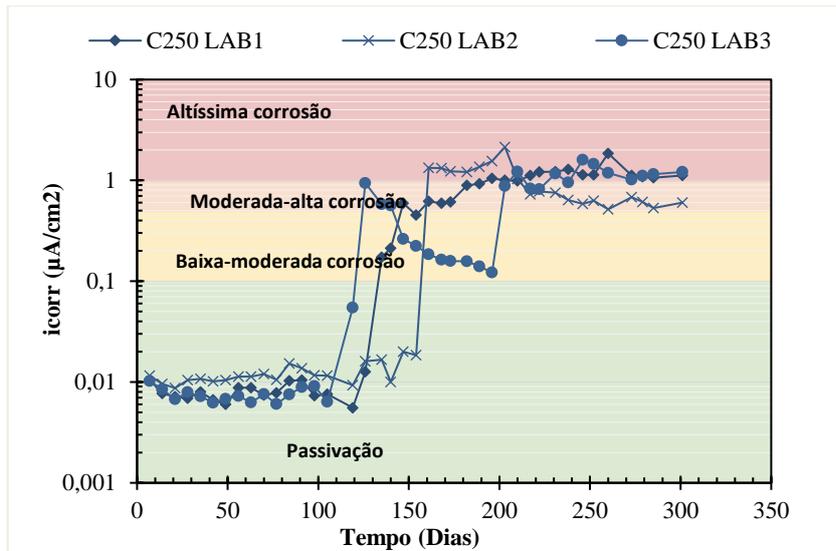


Figura 5. 43 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C250 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação

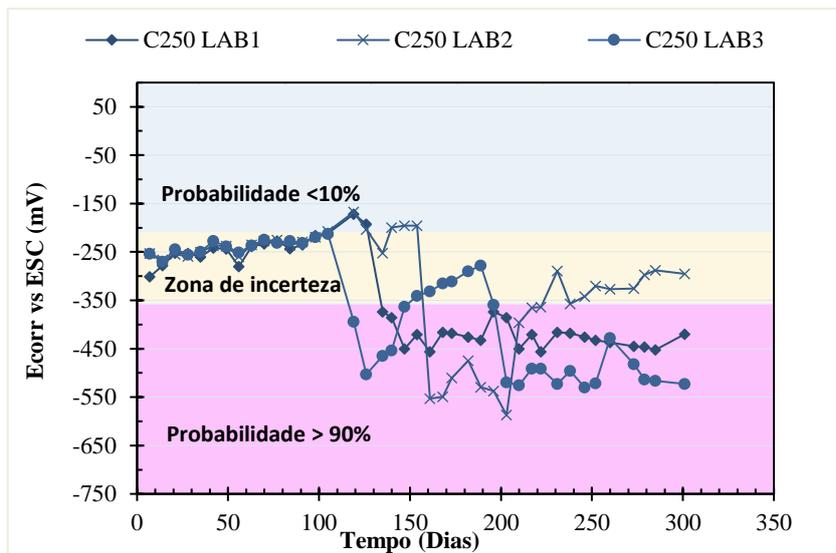


Figura 5. 44- Potencial de corrosão das amostras embutidas no C250 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação

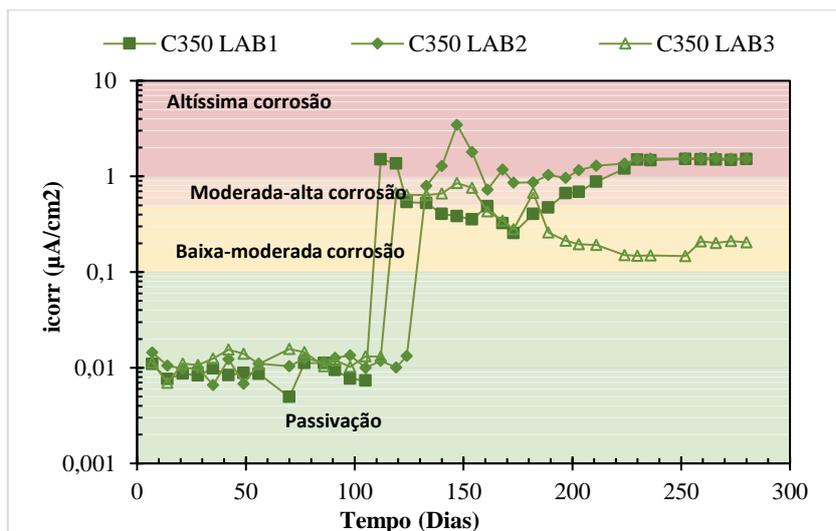


Figura 5. 45 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C350 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação

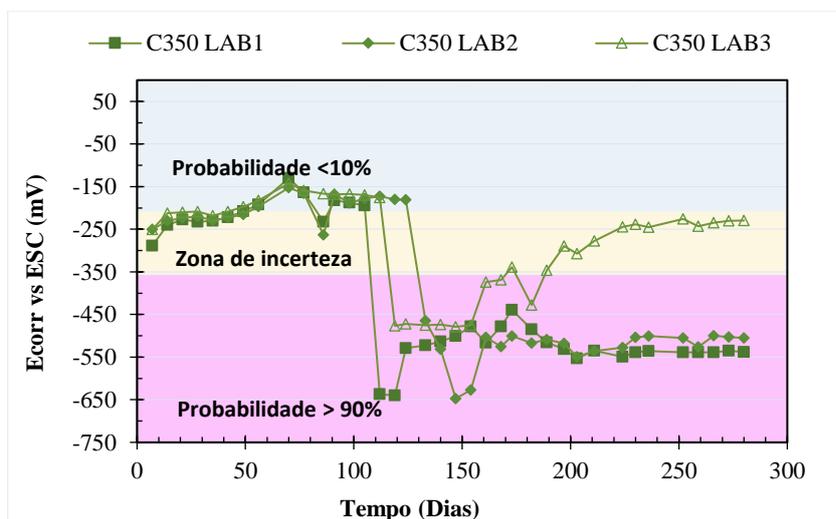


Figura 5. 46 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C350 expostas ao ambiente de laboratório após a despassivação

A Figura 5. 47 ilustra o comportamento relativo entre o potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) e a densidade de corrente de corrosão ( $icorr$ ) dos concretos avaliados no ambiente de laboratório. Apesar da existência de alguma dispersão, inerente ao caráter estocástico do processo de corrosão, pôde-se observar uma relação linear inversa entre o potencial e o logaritmo da corrente, corroborando achados prévios de outros pesquisadores (ANDRADE, 1988; VIEIRA, 2003; ANGST et al., 2011 apud MEIRA et al., 2014b).

Mediante as distintas dosagens utilizadas e a relação linear entre  $E_{corr}$  e o  $icorr$ , conduziram-se análises de regressão linear. Os resultados indicaram um deslocamento

ascendente das retas representativas dos concretos com fíler calcário, o que implica em densidades de corrente de corrosão superiores nesses casos, para um mesmo potencial de corrosão. Esse comportamento indica que há uma melhor formação da película de passivação para o C350.

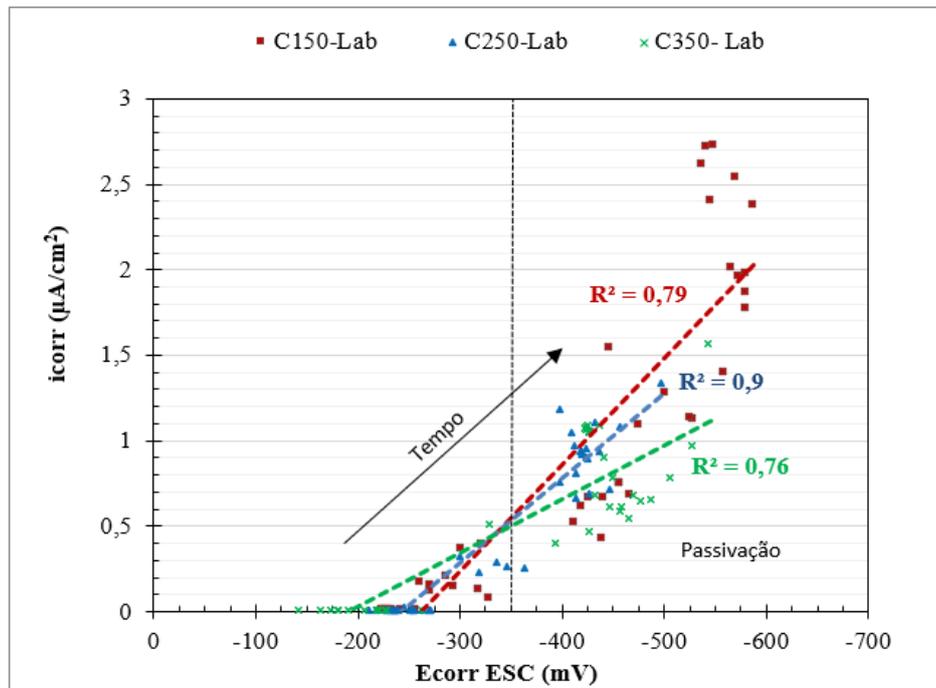


Figura 5. 47 – Relação entre potencial de corrosão e densidade de corrente nas amostras em ambiente de laboratório

As Figura 5. 48 - 5. 53 ilustram o comportamento da densidade de corrente e do potencial de corrosão das amostras que permaneceram em ciclos na solução de 1M de NaCl após a despassivação.

No C150, as medidas de densidade apresentam uma leve tendência de aumento até o momento de início de corrosão. Nas amostras do C250 e C350, esse comportamento não é apresentado. Ou seja, a mudança na densidade de corrente, ocorre de forma mais abrupta.

Diferente das amostram em ambiente de laboratório, nas amostras que permanecem em ciclos durante a propagação da corrosão, mais e mais íons cloretos penetram no concreto. Isso favorece ao aumento da taxa de corrosão devido ao aumento da atividade iônica e de pontos ativos (pites). Conforme pode-se verificar, há uma tendência de incremento nas medidas de densidade de corrente com o passar do tempo, com valores mais elevados do que nas amostras que ficaram em ambiente de laboratório.

Na exposição das amostras à ciclos de imersão e secagem em solução de cloretos, durante a propagação da corrosão, todas as barras apresentaram densidade de corrente na classe de altíssima corrosão. Porém, é possível observar que a taxa de corrosão nas amostras do C150 é maior do que as demais do C250 e C350. Os potenciais de corrosão dessas amostras do C150 também são mais eletronegativos, variando de -550mV a -650mV.

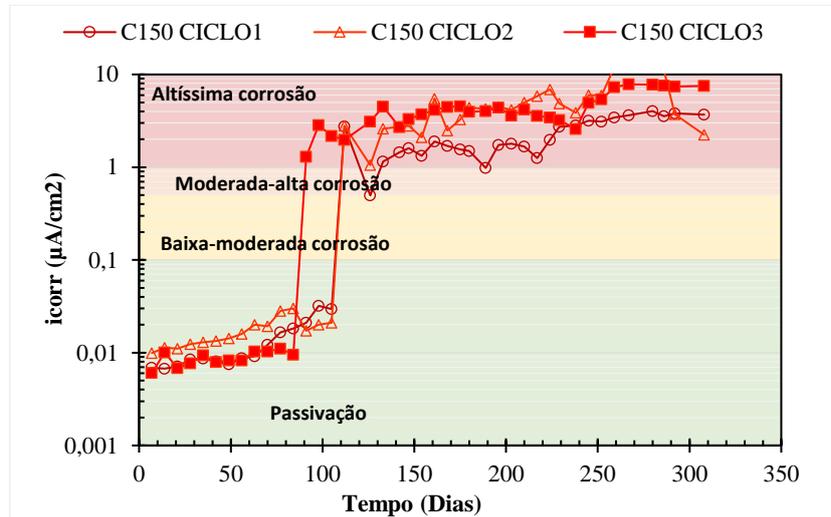


Figura 5. 48 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C150 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação

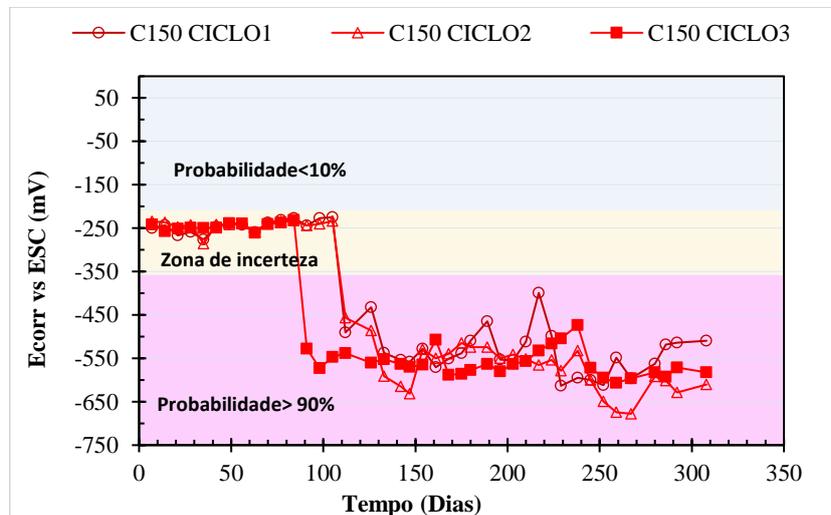


Figura 5. 49 – Potencial de corrosão das amostras embutidas no C150 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação

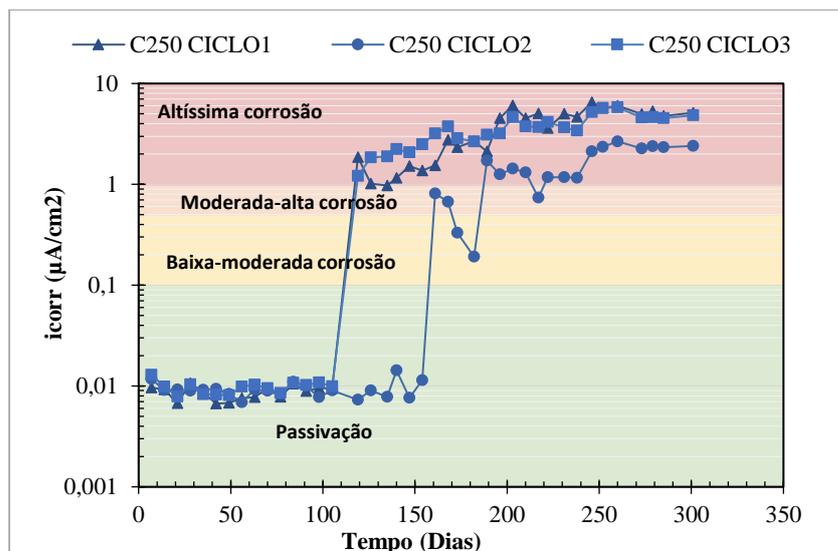


Figura 5. 50 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C250 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação

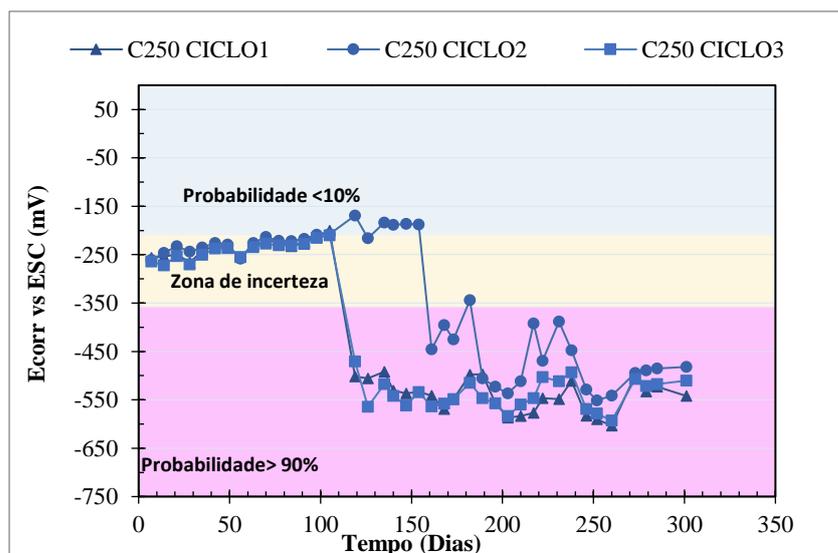


Figura 5. 51 - Potencial de corrosão das amostras embutidas no C250 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação

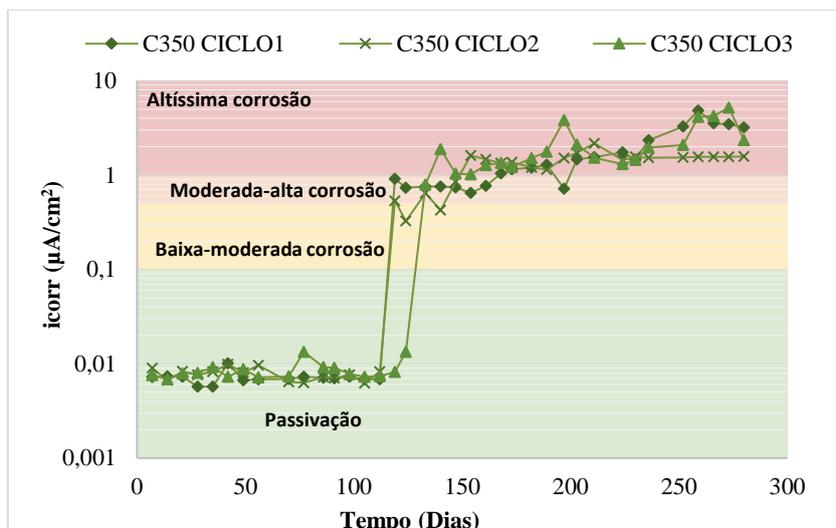


Figura 5. 52 - Potencial de corrosão das amostras embutidas no C350 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação

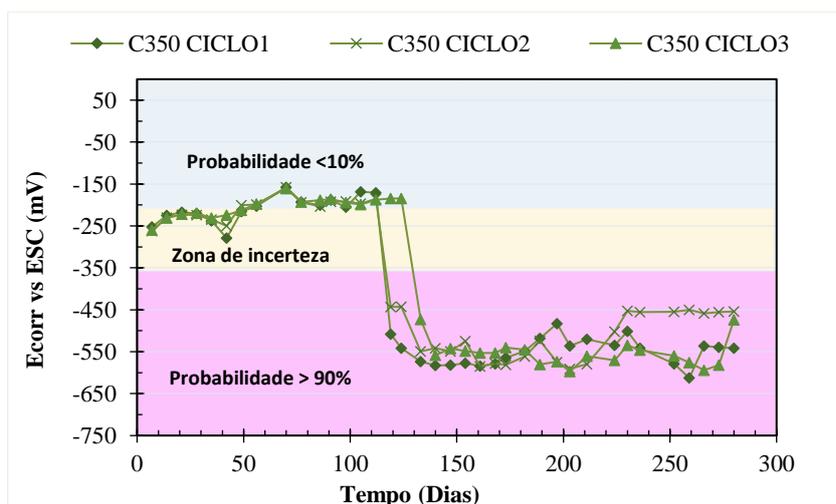


Figura 5. 53 - Densidade de corrente das amostras embutidas no C350 que permaneceram em ciclos de imersão e secagem em solução 1M de NaCl após a despassivação

A Figura 5. 54 ilustra o comportamento relativo entre o potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) e a densidade de corrente de corrosão ( $i_{corr}$ ) dos concretos avaliados em ciclos de imersão e secagem. Os resultados indicaram comportamento semelhante obtido na análise dos corpos de prova em ambiente de laboratório. As retas representativas dos concretos com fíler calcário apresentaram deslocamento para cima da reta do concreto de referência, o que implica em densidades de corrente de corrosão superiores para um mesmo potencial de corrosão.

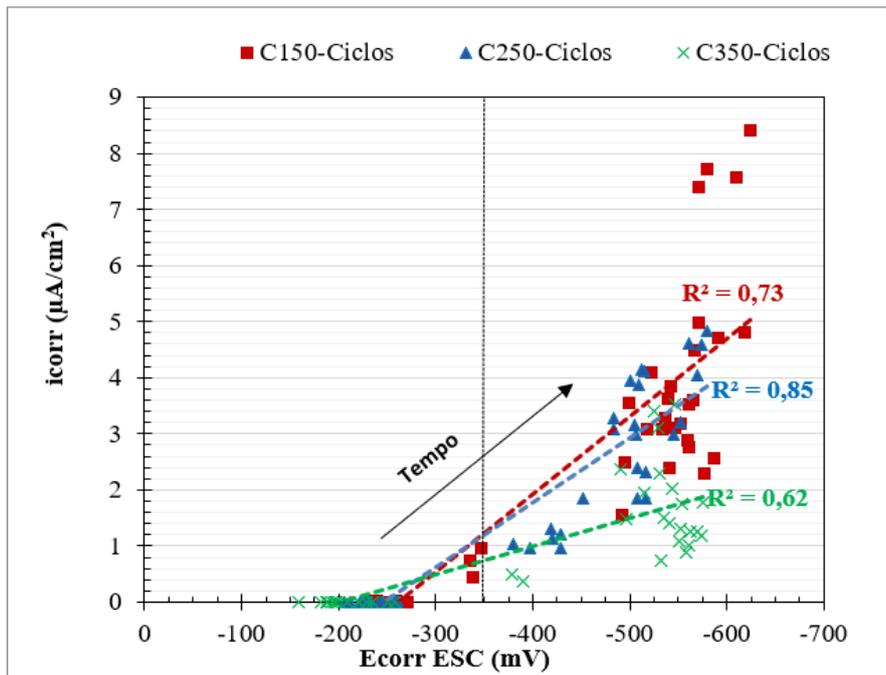


Figura 5. 54 - Relação entre potencial de corrosão e densidade de corrente nas amostras em ciclos de molhagem e secagem

A Figura 5. 55 ilustra a média da densidade de corrente durante a propagação da corrosão nas amostras que ficaram em ambiente de laboratório e em ciclos. No ambiente de laboratório, o C250 e C350 apresentam taxa de corrosão dentro da faixa considerada de moderada a alta corrosão, sendo  $0,9 \pm 0,4 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  para o C250 e  $0,9 \pm 0,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  o C350. Já o C150 apresenta valores dentro da faixa de altíssima corrosão ( $1,8 \pm 0,6 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ). Em ciclos, todas as amostras apresentam altíssima corrosão, sendo  $3,4 \pm 1,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ,  $3,0 \pm 1,45 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  e  $1,7 \pm 0,74 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  para o C150, C250 e C350, respectivamente. Apesar do C250 apresentar menor porosidade, em ciclos, obteve taxa de corrosão maior do que o C350. Provavelmente isso se deve ao aumento no número de pites de corrosão devido à sua menor tolerância ao teor de cloretos, quando comparado ao C350.

Esses resultados indicam que em um ambiente que não está sujeito a molhagem e secagem por respingo de maré ou pela chuva, por exemplo, a propagação da corrosão do aço embutido no C250 seria semelhante à do C350.

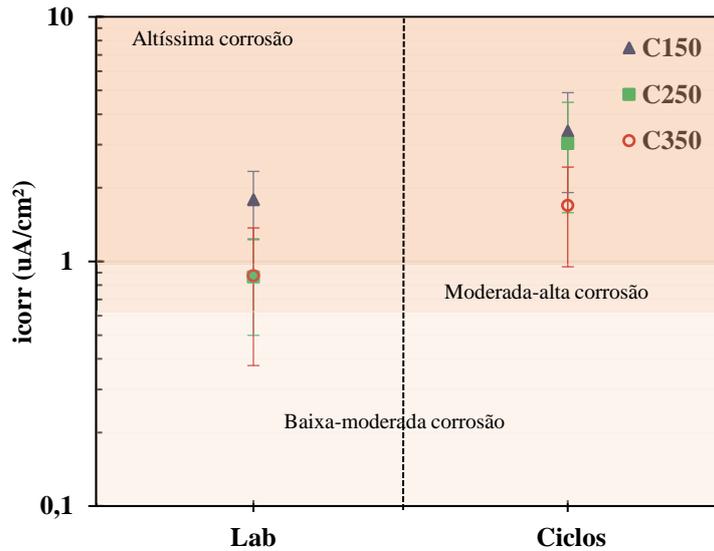


Figura 5. 55– Densidade de corrente média na propagação da corrosão

#### 5.4.4 Relação entre a queda ôhmica e a densidade de corrente

A queda ôhmica é a diferença de potencial observada entre o eletrodo de referência e o aço devido à uma corrente que está passando pelo concreto com uma resistência significativa (BROOMFIELD; DAVIES; HLADKY, 2002). Conforme discutido no item 5.3.4, os valores medidos de queda ôhmica estão relacionados com as propriedades do concreto que influenciam na sua resistividade.

A Figura 5. 56 ilustra todos os pontos de queda ôhmica (IR) e densidade de corrente ( $I_{corr}$ ) medidos durante todo o experimento. Os valores de  $I_{corr}$  abaixo de  $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  foram medidos nos concretos em ciclos na solução 1M de NaCl, durante o seu estado passivo. Nessa situação, os valores de  $I_{corr}$  não variaram significativamente entre os concretos. Destacam-se apenas alguns pontos do C150 com valores ligeiramente superior aos demais. Porém, esses representam as medidas de  $I_{corr}$  com tendência de aumento antes da despassivação.

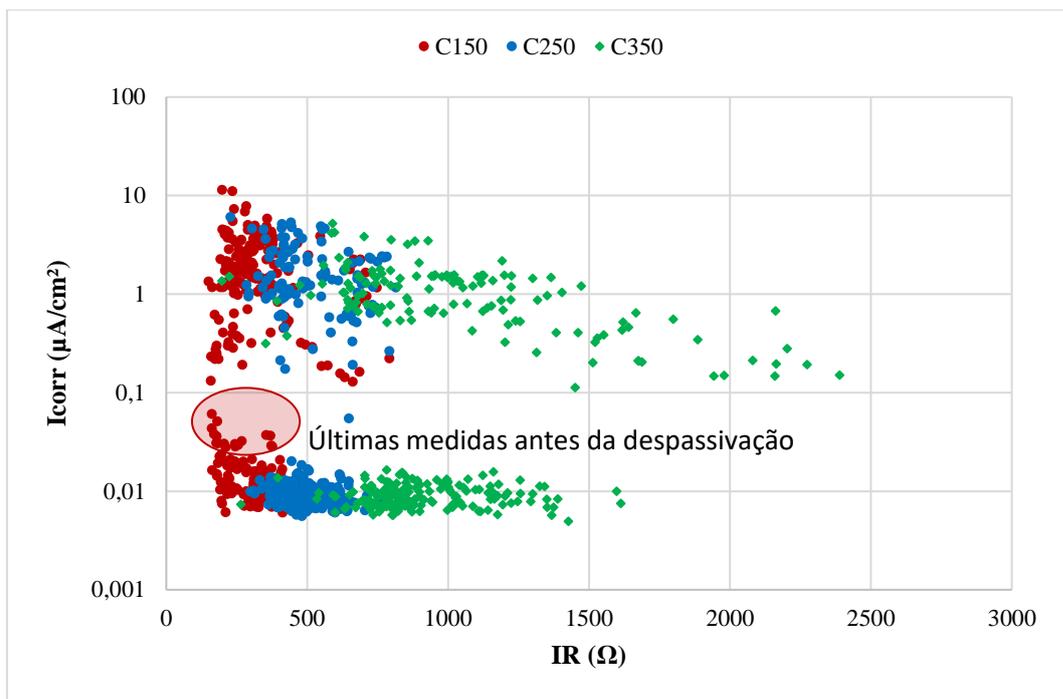


Figura 5. 56 – Densidade de corrente e queda ôhmica nos concretos

Os valores de  $I_{corr}$  medidos durante a propagação da corrosão foram mais dispersos e apresentaram tendência de aumento para menores valores de resistividade, conforme ilustra Figura 5. 57.

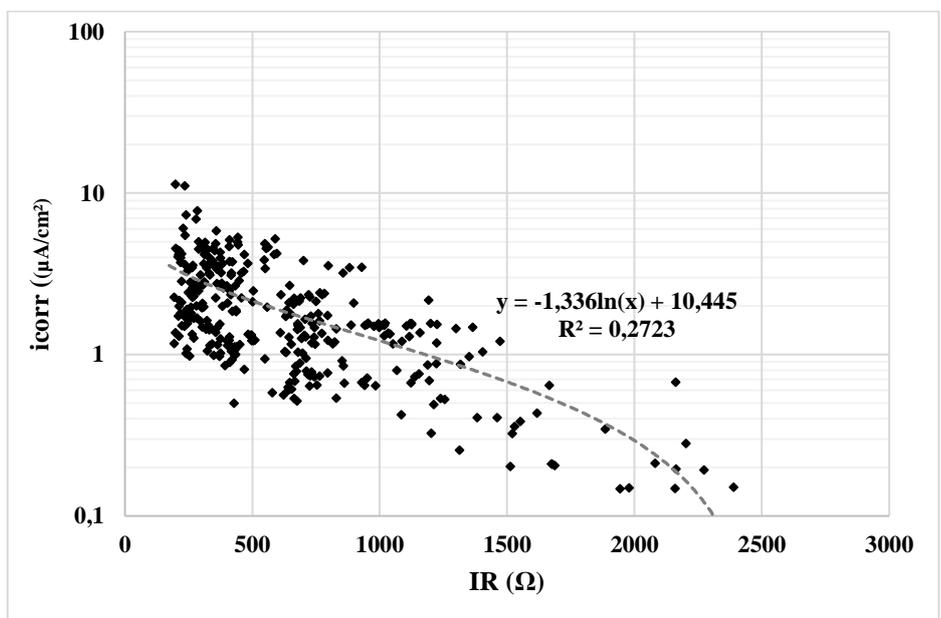


Figura 5. 57 – Queda ôhmica e densidade de corrente nas amostras em corrosão.

Como a resistividade é uma medida sensível à umidade, a variação do ambiente de exposição da amostra durante a propagação da corrosão pode influenciar no seu valor. Como já discutido do item 5.4.3, o Icorr também variou de acordo com o ambiente de exposição. A Tabela 5. 16 apresenta as médias desses valores e seus desvios para as diversas condições avaliadas. Após o início da corrosão, as medidas de IR nas amostras que ficaram expostas as condições de ambiente de laboratório, apresentaram valores maiores do que àquelas em ciclos. Essa variação é função da menor umidade nas amostras nessas condições.

Tabela 5. 16 – Valores médios de IR e Icorr nos concretos nos estados passivo e ativo.

CONDIÇÃO	C150		C250		C350	
	IR ( $\Omega$ )	Icorr ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	IR ( $\Omega$ )	Icorr ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	IR ( $\Omega$ )	Icorr ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )
<b>Passivos – Ciclos</b>	314,85 $\pm$ 70,50	0,014 $\pm$ 0,01	497,98 $\pm$ 69,35	0,009 $\pm$ 0,002	903,88 $\pm$ 164,48	0,009 $\pm$ 0,002
<b>Ativo - Ciclos</b>	285,71 $\pm$ 48,25	3,41 $\pm$ 1,49	510,65 $\pm$ 126,49	3,03 $\pm$ 1,45	865,08 $\pm$ 207,45	1,69 $\pm$ 0,74
<b>Ativo - Lab</b>	383,45 $\pm$ 142,42	1,79 $\pm$ 0,55	542,65 $\pm$ 129,72	0,86 $\pm$ 0,36	1276,89 $\pm$ 368,35	0,87 $\pm$ 0,49

A Figura 5. 58 ilustra os dados da Tabela 5. 16. Independente da condição de exposição, os concretos apresentaram IR na seguinte ordem, do menor para o maior C150 < C250 < C350. Analisado a relação entre o IR e a densidade de corrente para cada condição, é possível obter uma correlação mais forte do que todos os dados unificados.

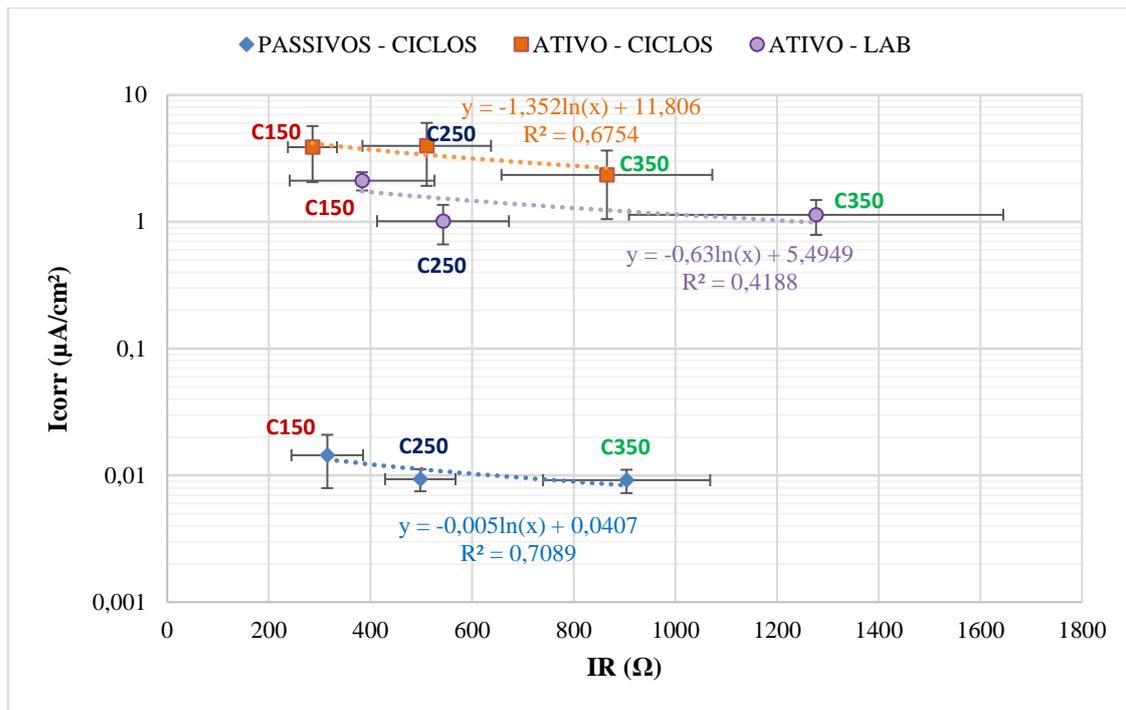


Figura 5. 58 – Queda ôhmica e densidade de corrente de acordo com as condições de exposição.

#### 5.4.5 Espectroscopia de Impedância Eletroquímica

Ao longo de todas as etapas foram realizados ensaios de Espectroscopia de Impedância Eletroquímica nas amostras submetidas aos ciclos de imersão e secagem em solução com cloretos. Os dados apresentados são de uma amostra em cada situação, que representam o comportamento típico das barras embutidas nos concretos analisados. As primeiras medidas foram realizadas após o período de cura, aos 28 dias de idade, e antes do início dos ciclos em solução com cloretos (Figura 5. 59). A Extrapolações dos arcos de frequência mais baixa fornecem as resistências de polarização (RP). Quanto maior esse arco, maior é a RP.

A Figura 5. 59 ilustra a ascensão da curva do diagrama de Nyquist, característica de armaduras passivas. A passivação da armadura pode ser identificada qualitativamente pela ascensão constante dessa curva, sem indício de fechamento na baixa frequência. Na alta frequência observa-se um deslocamento inicial distinto entre os concretos. Esse deslocamento inicial está diretamente relacionado com a resistência elétrica do revestimento das armaduras. Notavelmente o C350 apresenta maior valor, seguido do C250 e C150.

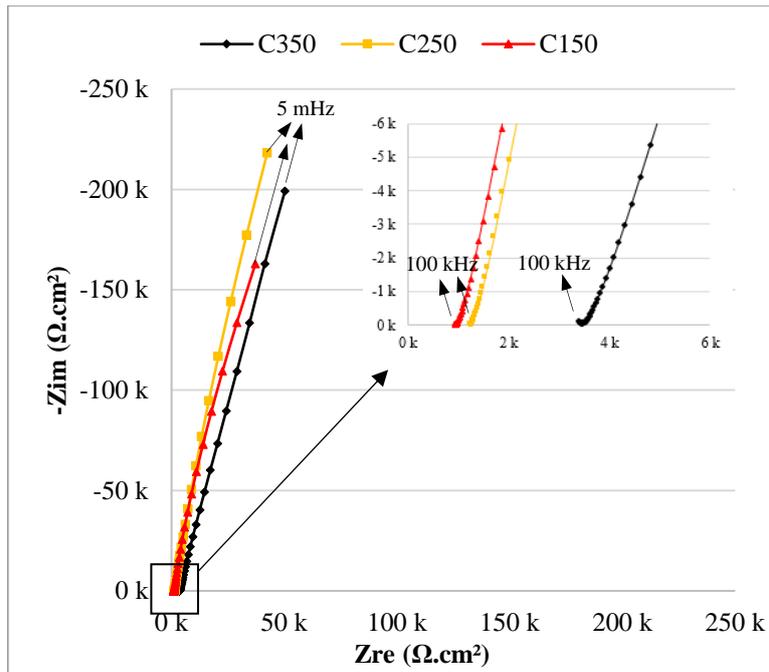


Figura 5. 59 – EIS no estado passivo aos 28 dias de idade.

A Figura 5. 60 ilustra os resultados de EIS logo após a detecção da despassivação nas amostras sujeitas aos ciclos de imersão e secagem. Comparando com a Figura 5. 59, percebe-se a redução dos arcos, indicando menores valores de RP.

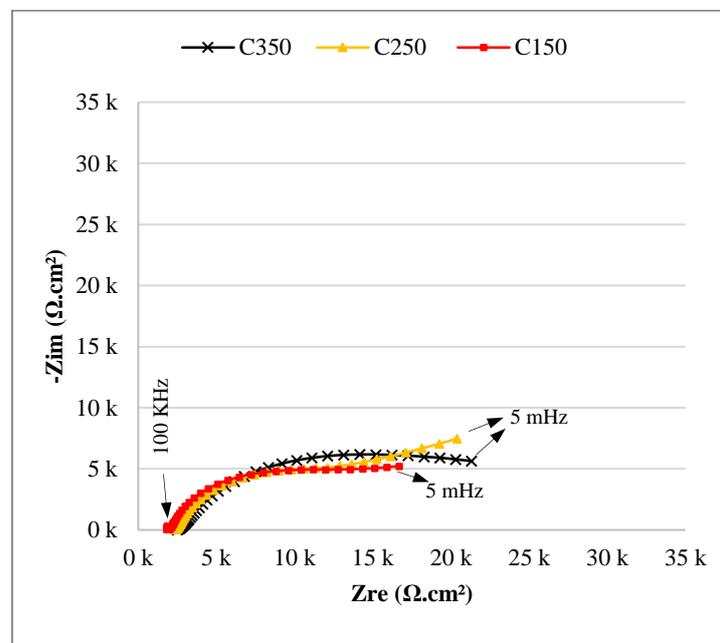


Figura 5. 60 – EIS logo após a despassivação.

As Figura 5. 61 e 5. 62 ilustram o comportamento das barras que ficaram em ambiente de laboratório e das que permaneceram em ciclos em solução de cloreto, durante a propagação da corrosão, respectivamente. É possível perceber que o C150 sempre apresenta menor arco na região de baixa frequência, indicando menor RP em comparação aos demais concretos, independente do ambiente.

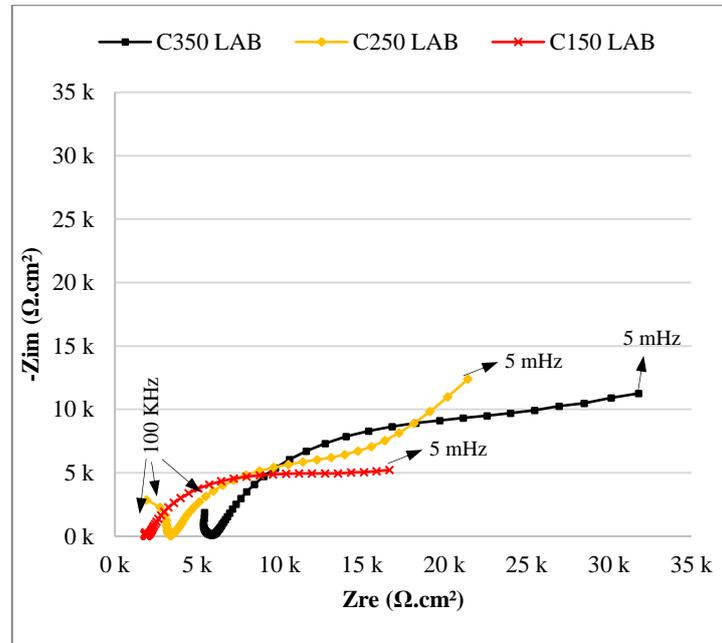


Figura 5. 61 – EIS nas amostras que permaneceram em ambiente de laboratório durante a propagação da corrosão.

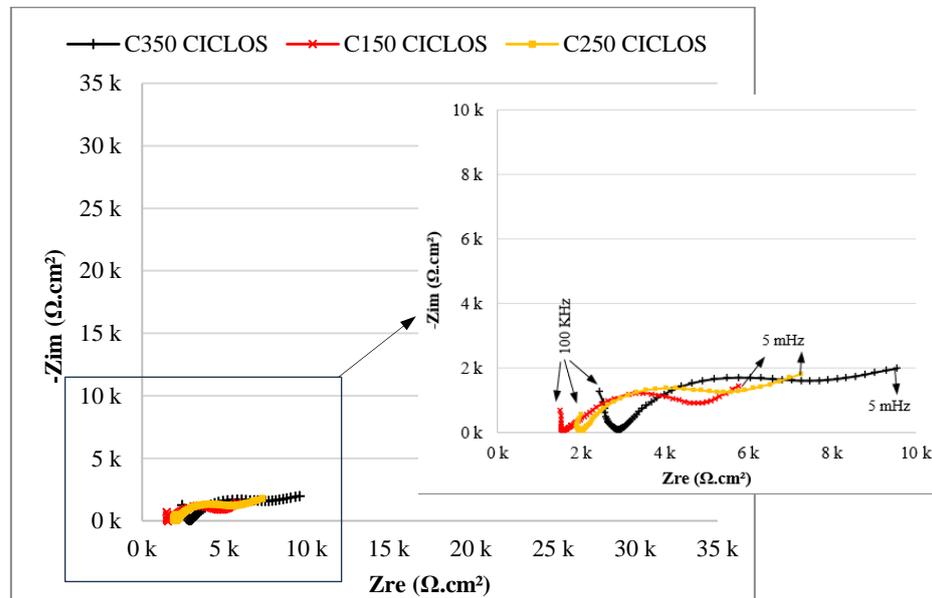


Figura 5. 62 - EIS nas amostras que permaneceram em ciclos de imersão e secagem (solução 1M de NaCl) durante a propagação da corrosão.

A interpretação das medidas é feita pela correlação dos dados de impedância com um circuito elétrico equivalente. Os dados da impedância geram configurações típicas de acordo com o mecanismo eletroquímico predominante. A escolha do circuito elétrico deve levar em consideração a complexidade do sistema aço-concreto e o comportamento do diagrama de Nyquist. A presença de mais de um semicírculo no diagrama de Nyquist está relacionado com a combinação do sistema aço-concreto (JOHN; SEARSON; DAWSON, 1981). Além disso, a falta de homogeneidade da superfície rugosa do aço e a natureza heterogênea do concreto é melhor representada no circuito elétrico por um elemento de fase constante (CPE) do que pelo capacitor ideal (SAGÜÉS; KRANC; MORENO, 1995).

O diagrama pode apresentar, nas frequências mais baixas, uma reta com inclinação de 45°. Ela está relacionada com o processo de transferência de massa envolvendo difusão iônica e motivou a inclusão do elemento de Warburg ( $Z_D$ ) no circuito elétrico equivalente (FELIU et al., 1998). Esse foi o comportamento apresentado em algumas barras quando estavam ativas, conforme ilustra as Figuras 5. 60 - 5. 62.

Os circuitos elétricos equivalentes utilizados para os ajustes dos dados foram os ilustrados na Figura 5. 63, sem o elemento de Warburg quando não verificado a presença da reta inclinada na baixa frequência, e com elemento de Warburg quando necessário. Onde  $R_e$  representa a resistência do cobrimento, no caso do concreto, CPE é o elemento de fase constante representando a capacitância da dupla camada elétrica resultante de íons e moléculas de água adsorvidos e  $R_t$  é a resistência de transferência de carga.

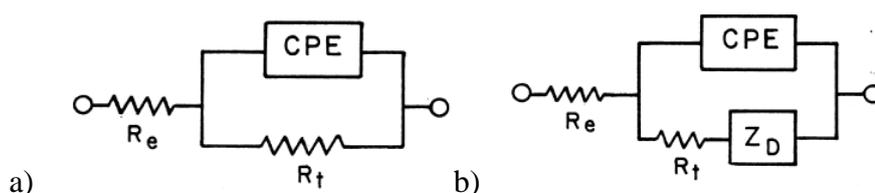


Figura 5. 63 – Circuitos elétricos equivalentes utilizados para o ajuste dos dados a) sem elemento de Warburg b) com elemento de Warburg (FELIU et al., 1998).

Os resultados obtidos com o ajuste dos dados de impedância ao circuito equivalente estão apresentados na Tabela 5. 18. Vale ressaltar que os valores apresentados são resultados de uma amostra distinta para cada condição.

Tabela 5. 18 – Valores dos componentes do modelo de circuito equivalente relacionados aos dados de impedância.

<b>Condição</b>	<b>Re (<math>\Omega</math>)</b>	<b>C (<math>\mu\text{F}/\text{cm}^2</math>)</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b>Rt (<math>\text{k}\Omega.\text{cm}^2</math>)</b>	<b><math>\sigma(\Omega.\text{cm}^2.\text{s}^{-1/2})</math></b>
Passivo					
C350	925,29	54,90	0,90	2688,10	-
C250	228,57	57,48	0,90	4193,70	-
C150	204,46	75,68	0,90	2233,16	-
Início da corrosão					
C350	566,29	126,55	0,61	27,05	-
C250	518,54	104,69	0,72	14,03	1091,99
C150	411,61	166,31	0,74	13,77	573,23
Propagação - Laboratório					
C350	1351,50	106,45	0,73	24,95	1296,80
C250	788,36	97,33	0,82	10,33	1970,79
C150	313,35	119,80	0,70	6,18	469,19
Propagação - Ciclos					
C350	655,58	147,21	0,62	5,88	291,18
C250	455,35	204,77	0,71	4,36	277,73
C150	369,39	177,75	0,71	3,24	213,83

A resistência do eletrólito (Re) está relacionada com a microestrutura e teor de umidade do concreto. As medidas na condição passiva foram realizadas aos 28 dias, antes do início dos ciclos em solução salina. De maneira geral, percebe-se uma tendência de aumento desse parâmetro do C250 e C150 nas demais condições, que foram medidas em idades mais avançadas, indicando que houve maturação dos poros. Comparando esse parâmetro das amostras que permaneceram em ambiente de laboratório e as que permaneceram em ciclos, percebe-se uma tendência de redução nas que ficaram em ciclos. Isso se deve ao maior teor de umidade nessas amostras, e conseqüente menor resistividade do concreto.

Comparando os concretos entre si nas mesmas condições, é observado que o Re tende a reduzir conforme reduz o teor de cimento. Isso está de acordo com o observado no ensaio de resistividade elétrica superficial e com o valor da queda ôhmica obtido no ensaio de Resistência de Polarização Linear, conforme ilustra a Figura 5. 64. Todas essas medidas estão relacionadas à resistência elétrica dos materiais, mas cada uma delas obtidas por diferente técnica.

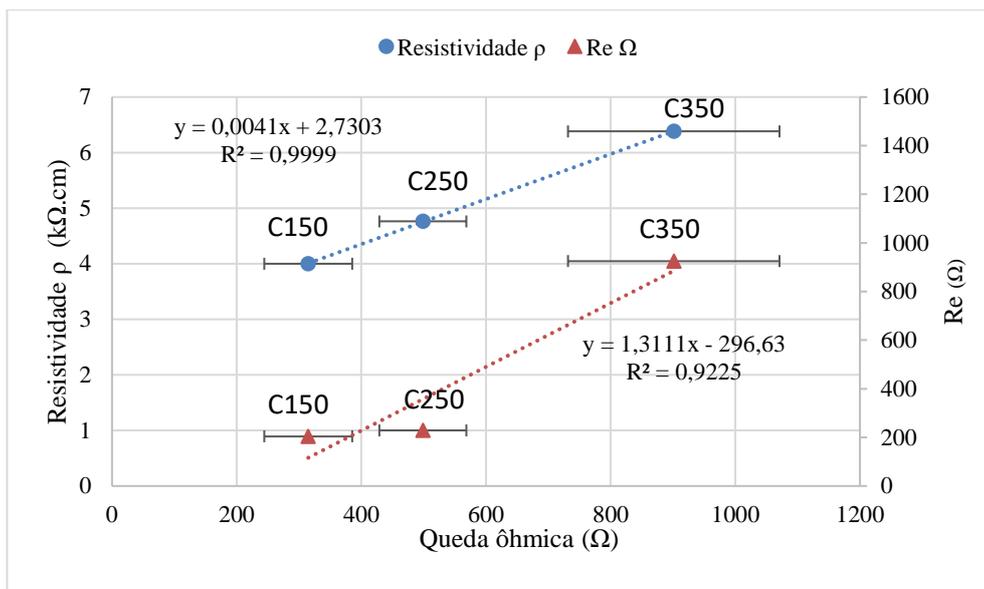


Figura 5. 64 – Relação entre as resistências elétricas obtidas nos diversos ensaios

A resistência de transferência de carga ( $R_t$ ) diminui significativamente quando passa da condição passiva para a condição ativa, o que já era esperado. De maneira geral, a  $R_t$  continua diminuindo durante a propagação da corrosão quando comparado ao início da corrosão. Nas amostras que permanecem em ciclos, esses valores são menores do que nas amostras que permaneceram em ambiente de laboratório. Isso está relacionado com a continuidade de ingresso de cloretos e maior umidade, facilitando o seu transporte no interior do concreto e às maiores taxas de corrosão.

A capacitância apresenta valores mais elevados após o início da corrosão, sendo, portanto, mais um indicador da condição ativa das armaduras. As amostras que permaneceram em ciclos, apresentaram valores de capacitância mais elevado do que as de laboratório e as medidas no início da corrosão. Esse resultado está de acordo com obtido por Carvalho et al. (2022), que observou maiores valores da capacitância relacionados com menores valores de resistência de transferência de carga. Sánchez et al., (2007) observaram uma relação linear e inversamente proporcional entre a capacitância obtida na baixa frequência e o potencial de corrosão. Logo, quanto mais eletronegativo for o potencial, típico de armaduras ativas, maior é o valor da capacitância.

As amostras quando estavam ainda passivas não apresentaram no diagrama de Nyquist a reta com inclinação característica da difusão iônica. Essa situação também ocorreu no início da corrosão para o C350. Nesses casos, os dados apresentaram melhor ajuste com

o circuito equivalente sem o elemento de Warburg. Nas demais amostras, o melhor ajuste foi obtido considerando o elemento de Warburg.

O coeficiente de Warburg ( $\sigma$ ) apresenta valores significativamente mais baixos nos concretos que permaneceram em ciclos do que nos demais. Este coeficiente está relacionado com o processo de transferência de massa envolvendo difusão iônica. A difusividade associada a camada passiva pode aumentar significativamente devido à ação dos íons cloretos nessa camada, que podem modificar o filme passivo e aumentar o transporte de íons nessa região. (MUNDRA et al., 2017). Na condição passiva, o coeficiente de Warburg apresenta ordem de grandeza duas vezes maior do que na condição ativa (FELIU et al., 1998), o que indica que valores mais baixos está relacionado com a corrosão ativa. Portanto, pode-se relacionar os menores valores desse coeficiente nas amostras que permaneceram em ciclos com maiores taxa de corrosão devido ao ingresso contínuo de cloretos.

## **5.5 PREVISÃO DA VIDA ÚTIL**

Foi realizada uma estimativa da vida útil por meio da simulação de um ambiente situado a 100 metros do mar, utilizando os dados climatológicos provenientes da cidade de João Pessoa, na Paraíba, conforme apresentados na Tabela 4.1. É importante destacar que o software se baseia em informações relativas a concretos convencionais, nos quais o consumo de cimento engloba tanto o clínquer quanto as adições. No presente caso, o consumo de cimento adotado para os três tipos de concreto foi de 350 kg/m<sup>3</sup>. A variação na capacidade de retenção de cloretos em tais concretos é obtida por meio da utilização dos coeficientes provenientes das isotermas de Langmuir ou Freundlich.

O software foi alimentado com as características dos materiais e os parâmetros de projeto que compõem a estrutura de concreto armado a ser simulada, conforme descrito na Tabela 5. 19. A escolha do teor crítico no valor de 0,4% se deu por ser o valor recomendado pela norma, sendo esse valor mais conservador do que o obtido no ensaio acelerado.

Tabela 5. 19 – Valores das propriedades dos materiais utilizados na previsão de vida útil

<b>Parâmetro</b>	<b>Média</b>	<b>Obtido por</b>
Cobrimento (cm)	2	Mesmo cobrimento dos corpos de prova ensaiados
Cl,crit (%)	0,4	Valor recomendado pela NBR 12655 (ABNT, 2015)
<b>Transporte de cloretos</b>	$D_{c,ref} \left( \frac{m^2}{s} \right)$	5,38E-11 (C150)
		2,43E-11 (C250)
		1,54E-11 (C350)
Co, ref (%)	0,05	Ajuste dos dados de Meira et al., (2020) ao modelo de Costa e Appleton, (1999)
Fator de idade - m	0,15	(VAL; TRAPPER, 2008)
<b>Transporte de umidade</b>	$D_{h,sec} \left( \frac{m^2}{s} \right)$	$100 \times D_{c,ref}$
	$D_{h,um} \left( \frac{m^2}{s} \right)$	$1.60 \times D_{h,sec}$
<b>Transferência de calor</b>	$\lambda \left( \frac{W}{m \cdot ^\circ C} \right)$	2,5 (ASADI et al., 2018)

Além desses dados, o software recebeu uma alimentação de parâmetros mais detalhados concernentes ao modelo de cálculo. Nesse contexto, foram empregados os mesmos valores previamente utilizados por Ferreira, (2022).

As Figuras 5. 65 - 5. 67 ilustram a probabilidade de iniciar a corrosão durante o período avaliado, calculados pelo software.

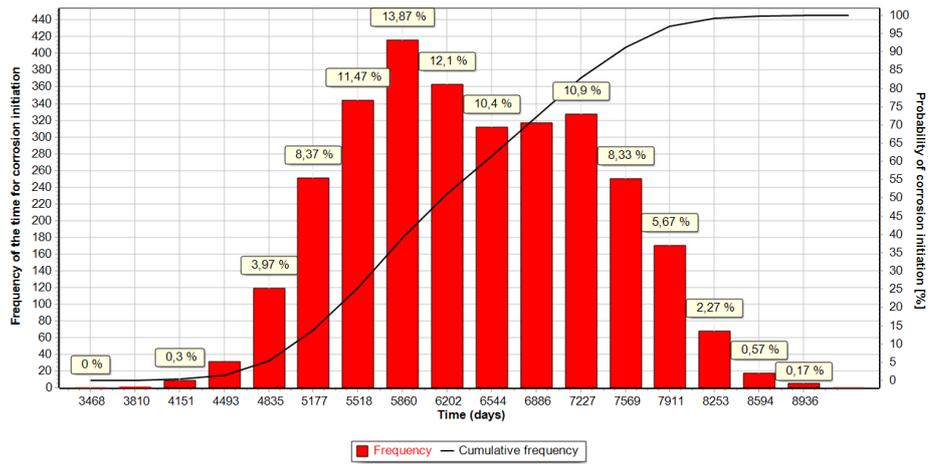


Figura 5. 65 – Probabilidade de início da corrosão nas estruturas com C350

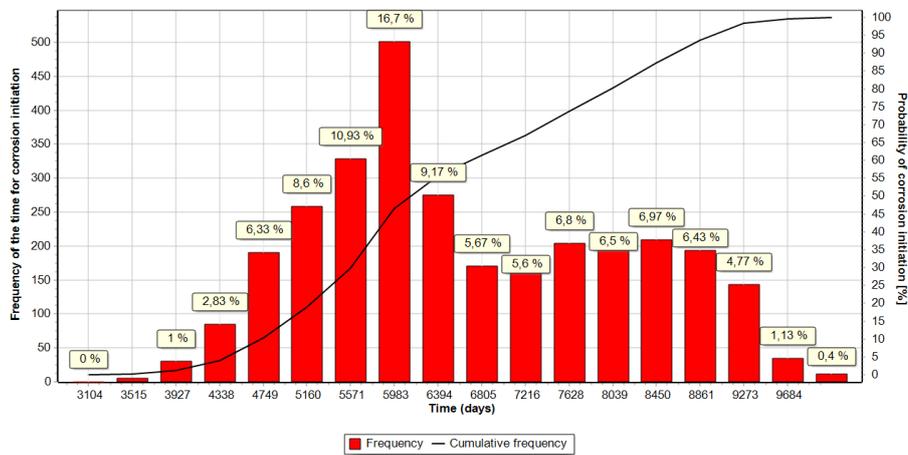


Figura 5. 66 - Probabilidade de início da corrosão nas estruturas com C250

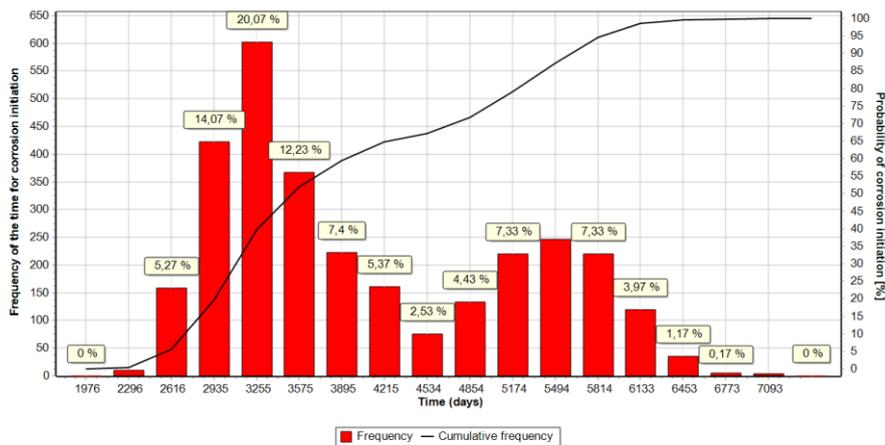


Figura 5. 67 - Probabilidade de início da corrosão nas estruturas com C150

Considerando um teor crítico de cloreto comum a todos os três tipos de concreto (0,4%), foi verificado com 95% de confiança os tempos estimados de início de corrosão. Os resultados indicaram que o concreto C350 apresenta um tempo de até 17,6 anos, o C250 tem um tempo de 18 anos e o C150 demonstra um tempo de 11,3 anos para iniciar a corrosão. Entretanto, os dados experimentais deste trabalho revelaram uma redução de 15% e 20% no teor crítico para os concretos C250 e C150, respectivamente, em comparação com o C350. Devido a isso, realizou-se uma simulação adicional. Nesta simulação, foram considerados teores críticos obtidos no ensaio acelerado, sendo 0,92% para o C350, 0,79% para o C250 e 0,75% para o C150. Nessa simulação, os tempos estimados para a iniciação da corrosão no C350, C250 e C150 foram de até 26,3 anos, 26,2 anos e 15,3 anos, respectivamente.

Notavelmente, percebe-se que, de acordo com a simulação numérica, os tempos de início de corrosão entre o C350 e o C250 tendem a ser próximos, mesmo considerando a redução no teor crítico para o C250. Este resultado coincide com os achados do ensaio acelerado, no qual esses concretos apresentaram tempos de início de corrosão similares.

## **5.6 EXPOSIÇÃO NATURAL**

As amostras foram colocadas em uma área exposta a uma zona de atmosfera marinha, localizada a cerca de 50 metros do mar. Nesse ambiente, a deposição média de cloretos é consideravelmente alta, excedendo os 150 mg/m<sup>2</sup> por dia, conforme documentado por Meira (2004). Ao longo do período de exposição das amostras, a temperatura variou entre 23°C e 31°C, enquanto a umidade oscilou entre 60% e 96%. Essas informações foram obtidas através de dados fornecidos pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET).

As Figuras 5. 68- 5. 70 retratam o comportamento eletroquímico das amostras em exposição natural. É evidente que mesmo após um ano de exposição, não foram observados sinais de despassivação em nenhuma das amostras. As variações nos valores são consideradas normais, sendo resultado da influência sazonal (inverno/verão) do ambiente onde as amostras estão instaladas. O acompanhamento dessas amostras deve prosseguir até o ponto de início da corrosão e representa a continuidade do trabalho aqui apresentado.

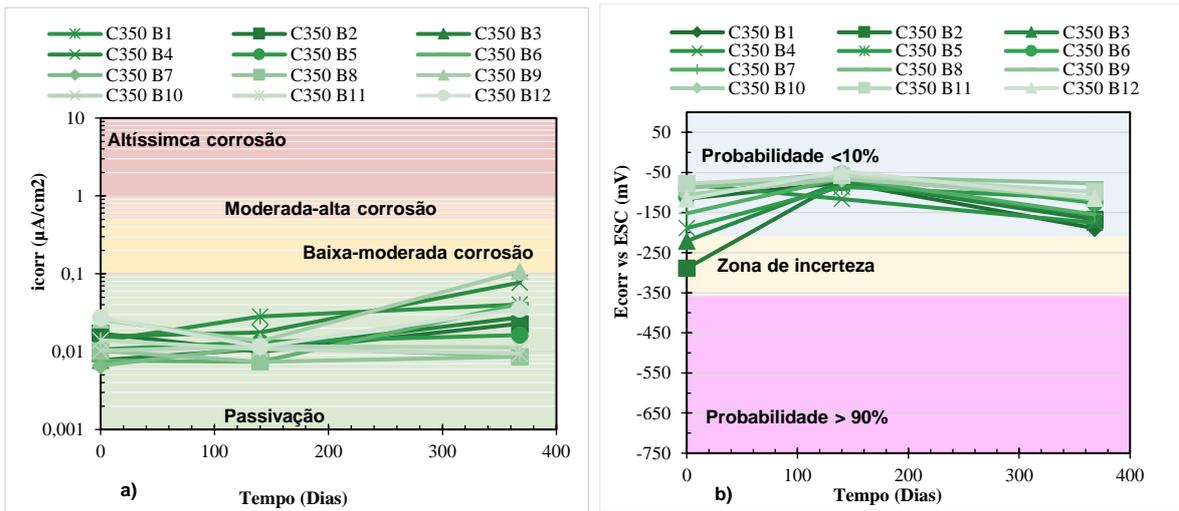


Figura 5. 68 – Densidade de corrente (a) e potencial de corrosão (b) das amostras C350 em exposição natural

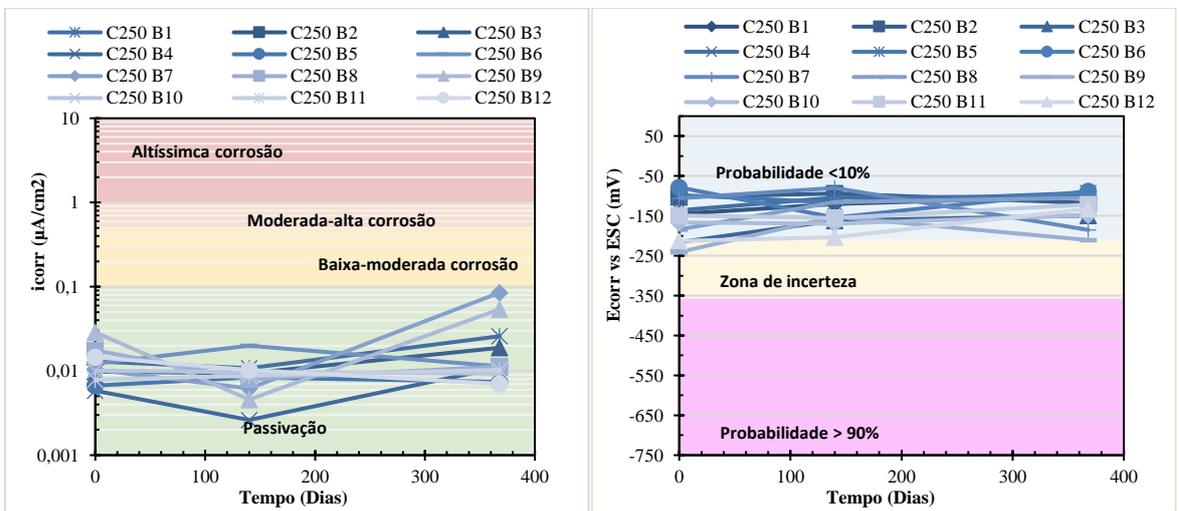


Figura 5. 69 - Densidade de corrente (a) e potencial de corrosão (b) das amostras C250 em exposição natural

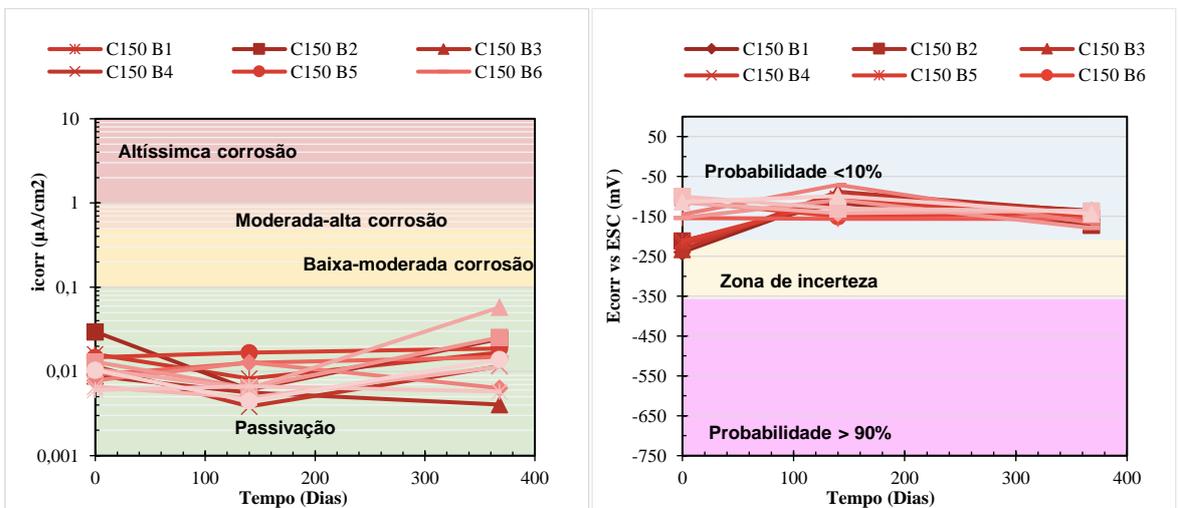


Figura 5. 70 - Densidade de corrente (a) e potencial de corrosão (b) das amostras C150 em exposição natural

## 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo, apresentam-se as conclusões finais referentes ao desenvolvimento deste trabalho, além de fornecer sugestões para futuras pesquisas relacionadas à análise da durabilidade de concretos com baixo consumo de cimento Portland.

### 6.1 CONCLUSÕES

O concreto de referência foi elaborado atendendo aos requisitos mínimos estabelecidos pelas normas brasileiras para ambientes com agressividade marinha, com um consumo de cimento Portland de 350 kg/m<sup>3</sup>. Ao aplicar os conceitos de empacotamento e otimização da pasta, utilizando dois fíleres e um dispersante, foram produzidos concretos com consumos de cimento Portland de 250 kg/m<sup>3</sup> e 150 kg/m<sup>3</sup>, representando uma redução de 29% e 57%, respectivamente.

O C250 demonstrou o maior valor de resistência à compressão, atingindo 42,9 MPa aos 28 dias. O C350, por sua vez, alcançou uma resistência de 34,5 MPa, o que representa uma redução de 20% em relação ao C250. Quanto ao C150, apresentou uma resistência à compressão de 26 MPa para a mesma idade. É importante ressaltar que, apesar da redução no desempenho mecânico, o C150 ainda exibe uma resistência superior a 20 MPa, tornando-o adequado para aplicações estruturais.

Com base no indicador de Intensidade Ligante, tanto o C150 quanto o C250 apresentaram valores semelhantes (<5,3 kg.m<sup>-3</sup>.MPa<sup>-1</sup>). Esses valores ficaram próximos dos mínimos encontrados na literatura, que são ligeiramente inferiores a 5 kg.m<sup>-3</sup>.MPa<sup>-1</sup>, indicando uma maior eficiência no uso do cimento Portland nesses concretos. Por outro lado, o C350 apresentou valor de 9,2 kg.m<sup>-3</sup>.MPa<sup>-1</sup>, encontrando-se dentro da faixa mais comum para concretos nos quais não se buscou uma otimização significativa no uso do cimento Portland.

Embora a porosidade capilar calculada pelo CWF indique menor porosidade para o C350, o ensaio de absorção capilar revela que a porosidade real desse tipo de concreto é, na verdade, superior à estimada, possivelmente devido a falhas no processo de moldagem. Essa porosidade real se assemelha à do C150, ambas sendo maiores do que a do C250, conforme revelado nos testes realizados.

Além das propriedades mencionadas, também foram avaliados os valores de pH dos concretos. Os resultados indicaram pH de 12,9, 13,53 e 13,64 para o C150, C250 e C350, respectivamente. Observa-se que a substituição do cimento Portland por fíler calcário resultou em uma redução do pH do concreto. Essa redução pode ser atribuída ao pH mais baixo do fíler calcário em comparação ao cimento Portland. No entanto, é importante destacar que, apesar da redução em relação ao concreto de referência, o pH do C250 ainda está dentro da faixa comumente encontrada em concretos usuais, que varia entre 13 e 14 (ANDRADE; PAGE, 1986). Além disso, o pH do C150 é suficiente para garantir a passivação do aço carbono. Conforme Meira (2017), pHs acima de 11,5 na solução dos poros do concreto mantêm a estabilidade da película de passivação e evitam a instalação do processo de corrosão.

No que se refere ao transporte de cloretos, tanto os coeficientes de difusão obtidos no ensaio de difusão pura quanto aqueles obtidos das amostras submetidas a ciclos de imersão e secagem em solução de cloreto indicam um melhor desempenho do C350, seguido pelo C250 e, por último, o C150. Isso se deve à maior capacidade aprimorada de fixar cloretos do C350, como confirmado pela análise de ajuste dos dados à isoterma de Langmuir. Essa maior capacidade de fixação de cloretos é principalmente atribuída ao maior teor de C<sub>3</sub>A, resultado de uma quantidade maior de cimento Portland presente na mistura.

Os valores obtidos para o limite crítico de cloretos totais no C150, C250 e C350 foram, respectivamente, 0,75%, 0,79% e 0,93% em relação à massa de cimento, que engloba tanto o cimento Portland quanto o fíler calcário. Nota-se uma relação diretamente proporcional entre o valor do limite crítico e o teor de ligante presente no concreto. Esse comportamento pode ser explicado pela redução na alcalinidade do concreto resultante da substituição do ligante pelo fíler calcário, verificado nas medidas do pH realizadas.

Durante o estudo da propagação da corrosão, verificou-se que, em ciclos, todas as amostras exibiram altas taxas de corrosão, com valores de 3,4  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , 3,0  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  e 1,7  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  para o C150, C250 e C350, respectivamente. Porém, observa-se menor taxa de corrosão no C350, que pode ser atribuída à sua maior reserva alcalina. Nos aços embutido no C250 e C350, sujeitos às condições de laboratório, foram observadas taxas de corrosão moderadas a altas, enquanto o C150 mostrou uma corrosão altíssima. É importante destacar que, além de possuir uma reserva alcalina menor, o C150 também exibe uma porosidade capilar maior. Esses resultados indicam que em ambientes onde não há exposição a molhagem e secagem causadas por respingos de maré ou chuva, como no interior de uma

edificação, por exemplo, a propagação da corrosão do aço embutido no C250 seria semelhante àquela observada no C350.

No geral, o concreto de referência apresentou um melhor desempenho em relação à resistência aos cloretos. Isso se deve à sua capacidade superior de fixar os cloretos e à sua maior reserva alcalina presente, indicando que o efeito químico, como a disponibilidade de aluminatos e hidróxidos, foram determinantes no coeficiente de difusão dos cloretos.

Pode-se concluir que a aplicação dos concretos de baixo teor de cimento Portland pode ser viável, desde que haja uma consideração cuidadosa em relação às suas propriedades de durabilidade. Os resultados indicam que esses tipos de concreto tendem a ser mais apropriados para ambientes internos e com menor exposição à névoa salina.

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Dada a complexidade do fenômeno de corrosão causado por cloretos, há uma necessidade de maior investigação por parte da comunidade científica. Alguns aspectos relevantes que merecem ser abordados incluem:

- Investigar a substituição do cimento Portland por fíler calcário em conjunto com outras adições ativas para aprimorar o desempenho do concreto diante da ação dos cloretos;
- Realizar o estudo de iniciação e propagação da corrosão utilizando armaduras resistentes à corrosão, como aço galvanizado, em concretos com baixo consumo de cimento Portland ( $\leq 250 \text{ kg/m}^3$ );
- Realizar estudos de dosagem de concretos com baixo consumo de cimento Portland com o objetivo de alcançar um coeficiente de difusão inferior a  $1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ;
- Avaliar a durabilidade desses concretos considerando outros ambientes agressivos onde há exposição a fontes de cloretos como degelo de estradas utilizando sal, ambientes industriais com presença de produtos químicos contendo cloretos, etc.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. **NBR9833: CONCRETO FRESCO - DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA, DO RENDIMENTO E DO TEOR DE AR PELO MÉTODO GRAVIMÉTRICO.** , 2008.

\_\_\_\_\_. ABNT. **NBR 12655: Concreto de cimento Portland - preparo, controle e recebimento - Procedimento.** Rio de Janeiro: [s.n.].

\_\_\_\_\_. ABNT. **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro: [s.n.].

\_\_\_\_\_. ABNT. **NBR 16889: Concreto — Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** , 2020.

\_\_\_\_\_. ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** , 2023.

ABRÃO, P. C. R. A. **O uso de pozolanas como materiais cimentícios suplementares: disponibilidade, reatividade, demanda de água e indicadores ambientais.** São Paulo: Universidade de São Paulo, 2019.

ABRÃO, P. C. R. A.; CARDOSO, F. A.; JOHN, V. M. Efficiency of Portland-pozzolana cements: Water demand, chemical reactivity and environmental impact. **Construction and Building Materials**, v. 247, p. 118546, jun. 2020a.

ABRÃO, P. C. R. A.; CARDOSO, F. A.; JOHN, V. M. Efficiency of Portland-pozzolana cements: Water demand, chemical reactivity and environmental impact. **Construction and Building Materials**, v. 247, p. 118546, jun. 2020b.

ABU HASSAN, Z. F. **Rapid assessment of the potential chloride resistance of structural concrete.** United Kingdom: University of Dundee, 2012.

ALVES, H. G. et al. Aplicação da técnica de polarização linear para detectar corrosão em concreto armado atacados por SO<sub>4</sub><sup>-</sup> e Cl<sup>-</sup>. **Revista de Química Industrial**, v. 80, p. 18–26, 2012.

ANDRADE, C. Propagation of reinforcement corrosion: principles, testing and modelling. **Materials and Structures**, v. 52, n. 1, p. 2, fev. 2019.

ANDRADE, C.; ALONSO, C. On-site measurements of corrosion rate of reinforcements. **Construction and Building Materials**, v. 15, n. 2–3, p. 141–145, mar. 2001.

ANDRADE, C.; DÍEZ, J. M.; ALONSO, C. Mathematical Modeling of a Concrete Surface “Skin Effect” on Diffusion in Chloride Contaminated Media. **Advanced Cement Based Materials**, v. 6, n. 2, p. 39–44, ago. 1997.

ANDRADE, C.; PAGE, C. L. Pore solution chemistry and corrosion in hydrated cement systems containing chloride salts: a study of cation specific effects. **British Corrosion Journal**, v. 21, n. 1, p. 49–54, jan. 1986.

ANGST, U. M. et al. Chloride induced reinforcement corrosion: Electrochemical monitoring of initiation stage and chloride threshold values. **Corrosion Science**, v. 53, n. 4, p. 1451–1464, abr. 2011.

ARAUJO, A.; PANOSSIAN, Z. Durabilidade de estruturas de concreto em ambiente marinho: estudo de caso. **Congresso Brasileiro de Corrosão -INTERCOR**, 2010.

ARAÚJO, C. C. **Estudo de correlações entre propriedades do concreto e ensaios não destrutivos**. Dissertação de mestrado—João Pessoa: Universidade Federal da Paraíba, 2018.

ASADI, I. et al. Thermal conductivity of concrete – A review. **Journal of Building Engineering**, v. 20, p. 81–93, nov. 2018.

ASSOULI, B.; BALLIVY, G.; RIVARD, P. Influence of environmental parameters on application of standard ASTM C876-91: half cell potential measurements. **Corrosion Engineering, Science and Technology**, v. 43, n. 1, p. 93–96, mar. 2008.

ASTM. **ASTM C597: Test Method for Pulse Velocity Through Concrete**. West Conshohocken: ASTM International, 2016. Disponível em: <<http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?C597-16>>. Acesso em: 1 nov. 2021.

ASTM. **C114: Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement**. West Conshohocken,: ASTM International, 2018. Disponível em: <<http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?C114-18>>. Acesso em: 1 nov. 2021.

ASTM. **G3-14 (2019). Practice for Conventions Applicable to Electrochemical Measurements in Corrosion Testing**. [s.l.] ASTM International, 2019. Disponível em: <<http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?G3-14>>. Acesso em: 4 mar. 2020.

ASTM. **ASTM C1585: Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes**. [s.l.] ASTM International, 2020. Disponível em: <<http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?C1585-20>>. Acesso em: 1 nov. 2021.

ASTM, A. S. F. T. A. M. **C876 – 15: Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete**. [s.l.] ASTM International, 2015. Disponível em: <<http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?C876-15>>. Acesso em: 4 mar. 2020.

AZARSA, P.; GUPTA, R. Electrical Resistivity of Concrete for Durability Evaluation: A Review. **Advances in Materials Science and Engineering**, v. 2017, p. 1–30, 2017.

BAHMAN-ZADEH, F. et al. Thermodynamic and experimental study on chloride binding of limestone containing concrete in sulfate-chloride solution. **Journal of Building Engineering**, v. 66, p. 105940, maio 2023.

BARBOZA, L. D. S.; STORCH, I. S.; ALMEIDA FILHO, F. M. D. Concreto autoadensável ecoeficiente com baixo consumo de cimento. **Ambiente Construído**, v. 20, n. 2, p. 59–71, jun. 2020.

BARSOUKOV, E.; MACDONALD, J. R. (EDS.). **Impedance spectroscopy: theory, experiment, and applications**. 2nd ed ed. Hoboken, N.J: Wiley-Interscience, 2005.

BELIZARIO-SILVA, F. et al. **Sistema de Informação do Desempenho Ambiental da Construção: uma ferramenta para incorporar indicadores ambientais na construção civil brasileira**. ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO. Anais...Porto Alegre: 2022.

BERODIER, E.; SCRIVENER, K. Understanding the Filler Effect on the Nucleation and Growth of C-S-H. **Journal of the American Ceramic Society**, v. 97, n. 12, p. 3764–3773, dez. 2014.

BEZERRA, W. V. D. DE C. **TEOR CRÍTICO DE CLORETOS PARA O AÇO GALVANIZADO EM MATRIZES DE CONCRETO COM DISTINTAS COMPOSIÇÕES E ALCALINIDADES**. Dissertação de mestrado—[s.l.] Universidade Federal da Paraíba, 2022.

BONAVETTI, V. L.; RAHHAL, V. F.; IRASSAR, E. F. Studies on the carboaluminate formation in limestone filler-blended cements. **Cement and Concrete Research**, v. 31, n. 6, p. 853–859, maio 2001.

BRASIL. **LEI Nº 12.187, DE 29 DE DEZEMBRO DE 2009.** , 2009.

BRASIL. **DECRETO Nº 11.075, DE 19 DE MAIO DE 2022.** , 2022.

BROOMFIELD, J. P. **Corrosion of steel in concrete: understanding, investigation and repair**. 2nd ed. London ; New York: Taylor & Francis, 2007.

BROOMFIELD, J. P.; DAVIES, K.; HLADKY, K. The use of permanent corrosion monitoring in new and existing reinforced concrete structures. **Cement and Concrete Composites**, v. 24, n. 1, p. 27–34, fev. 2002.

BSI. **EN 12390-11: Testing hardened concrete. Part 11: Determination of the chloride resistance of concrete, unidirectional diffusion.** , 2015.

BYFORS, K. Influence of silica fume and flyash on chloride diffusion and pH values in cement paste. **Cement and Concrete Research**, v. 17, n. 1, p. 115–130, jan. 1987.

BYFORS, K.; HANSSON, C. M.; TRITTHART, J. Pore solution expression as a method to determine the influence of mineral additives on chloride binding. **Cement and Concrete Research**, v. 16, n. 5, p. 760–770, set. 1986.

CÂNDIDO, T. G. et al. Mechanical performance and chloride penetration resistance of concretes with low cement contents. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 15, n. 6, p. e15608, 2022.

CAO, Y. et al. Critical chloride content in reinforced concrete — An updated review considering Chinese experience. **Cement and Concrete Research**, v. 117, p. 58–68, mar. 2019.

CARVALHO, M. R. et al. Study of the effectiveness of realkalisation treatment on reinforcement repassivation by using simulated concrete pore solution. **Construction and Building Materials**, v. 321, p. 126318, fev. 2022.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini, 1997.

CASTELLOTE, M.; ANDRADE, C.; ALONSO, C. Chloride-binding isotherms in concrete submitted to non-steady-state migration experiments. **Cement and Concrete Research**, v. 29, n. 11, p. 1799–1806, nov. 1999.

CASTELLOTE, M.; ANDRADE, C.; ALONSO, C. Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part II: Different experimental conditions. Joint relations. **Materials and Structures**, v. 34, n. 6, p. 323–331, jul. 2001.

CASTRO, A. L. DE; PANDOLFELLI, V. C. Revisão: conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil. **Cerâmica**, v. 55, n. 333, p. 18–32, mar. 2009.

CHANG, H. et al. Chloride binding behavior of cement paste influenced by metakaolin dosage and chloride concentration. **Cement and Concrete Composites**, v. 135, p. 104821, jan. 2023.

CHEN, C.-T.; CHANG, J.-J.; YEIH, W. The effects of specimen parameters on the resistivity of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 71, p. 35–43, nov. 2014.

CIGNA, R.; NÜRNBERGER, U; ANDRADE, C (EDS.). **Corrosion of steel in reinforced concrete structures: COST action 521 ; final report**. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities, 2003.

Conselho Brasileiro de Construção Sustentável, Ministério do Meio Ambiente e Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente. **Aspectos da Construção Sustentável no Brasil e Promoção de Políticas Públicas: Subsídios para a promoção da Construção Civil Sustentável**, 2014.

COSTA, A.; APPLETON, J. Análise da Penetração de Cloretos em Estruturas de Betão Armado Expostas ao Ambiente Marítimo. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE)**, n. 46, 1999.

CSI WBCSD. **“Getting the numbers right”**. 2013.

DAMINELI, B. L. et al. Measuring the eco-efficiency of cement use. **Cement and Concrete Composites**, v. 32, n. 8, p. 555–562, set. 2010.

DAMINELI, B. L. **Conceitos para formulação de concretos com baixo consumo de ligantes: controle reológico, empacotamento e dispersão de partículas**. Tese de doutorado—São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2013.

DAMINELI, B. L. et al. Viscosity prediction of cement-filler suspensions using interference model: A route for binder efficiency enhancement. **Cement and Concrete Research**, v. 84, p. 8–19, jun. 2016.

DAMINELI, B. L. et al. Effects of filler mineralogy on the compressive strength of cementitious mortars. **Construction and Building Materials**, v. 299, p. 124363, set. 2021.

DAMINELI, B. L.; PILEGGI, R. G.; JOHN, V. M. Influence of packing and dispersion of particles on the cement content of concretes. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 5, p. 998–1024, set. 2017.

DE LARRARD, F. A Method for Proportioning High-Strength Concrete Mixtures. **Cement, Concrete and Aggregates**, v. 12, n. 1, p. 47, 1990.

DOBISZEWSKA, M. et al. Utilization of rock dust as cement replacement in cement composites: An alternative approach to sustainable mortar and concrete productions. **Journal of Building Engineering**, v. 69, p. 106180, jun. 2023.

ELGALHUD, A. A.; DHIR, R. K.; GHATAORA, G. Chloride ingress in concrete: limestone addition effects. **Magazine of Concrete Research**, v. 70, n. 6, p. 292–313, mar. 2018.

ELGALHUD, A. A.; DHIR, R. K.; GHATAORA, G. S. Carbonation resistance of concrete: limestone addition effect. **Magazine of Concrete Research**, v. 69, n. 2, p. 84–106, jan. 2017.

ELSENER, B. et al. Half-cell potential measurements—Potential mapping on reinforced concrete structures. **Materials and Structures**, v. 36, n. 7, p. 461–471, ago. 2003.

ESMAEILKHANIAN, B.; KHAYAT, K. H.; WALLEVIK, O. H. Mix design approach for low-powder self-consolidating concrete: Eco-SCC—content optimization and performance. **Materials and Structures**, v. 50, n. 2, abr. 2017.

FAGERLUND, G. **Imaginable effects of limestone filler on chloride transport**: Report TVBM. Lund: Lund University, 2005.

FELIU, V. et al. Equivalent circuit for modelling the steel-concrete interface. I. experimental evidence and theoretical predictions. **Corrosion Science**, v. 40, n. 6, p. 975–993, jun. 1998.

FERREIRA, P. R. R. **ANÁLISE DA INDUÇÃO DA CORROSÃO POR CLORETOS EM CONCRETOS ARMADOS COM ADIÇÃO DE RESÍDUO DE TIJOLO MOÍDO A PARTIR DE ENSAIOS ACELERADOS**. Dissertação de mestrado—Recife: Universidade Federal de Pernambuco, 2015.

FERREIRA, P. R. R. **MODELAGEM PROBABILÍSTICA PARA PREVISÃO DO TEMPO DE INICIAÇÃO DA CORROSÃO POR CLORETOS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EXPOSTAS EM ZONAS DE ATMOSFERA MARINHA**. Tese de doutorado—João Pessoa: Universidade Federal da Paraíba, 2022.

G01 COMMITTEE. **Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens**. [s.l.] ASTM International, [s.d.]. Disponível em: <<http://www.astm.org/cgi-bin/resolver.cgi?G1-03R11>>. Acesso em: 1 nov. 2021.

GHAFOORI, N.; SPITEK, R.; NAJIMI, M. Influence of limestone size and content on transport properties of self-consolidating concrete. **Construction and Building Materials**, v. 127, p. 588–595, nov. 2016.

GLASS, G. K.; BUENFELD, N. R. The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. **Corrosion Science**, v. 39, n. 5, p. 1001–1013, maio 1997.

GOMES, P. C. C.; BARROS, A. R. **Métodos de dosagem de concreto autoadensável**. São Paulo: PINI, 2009.

GONZALO VISEDO; MARCELO PECCHIO. **ROADMAP TECNOLÓGICO DO CIMENTO - Potencial de redução das emissões de carbono da indústria do cimento brasileira até 2050**. Rio de Janeiro: [s.n.].

GRAZIA, M. T. DE et al. Investigation of the use of continuous particle packing models (PPMs) on the fresh and hardened properties of low-cement concrete (LCC) systems. **Construction and Building Materials**, v. 195, p. 524–536, jan. 2019.

GUCUNSKI, N.; NATIONAL RESEARCH COUNCIL (U.S.); SECOND STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (U.S.) (EDS.). **Nondestructive testing to identify concrete bridge deck deterioration**. Washington, D.C: Transportation Research Board, 2013.

H. COSTA. **Mechanical performance of concrete with low cement dosage**. Proceedings of the National Meeting of Structural Concrete—BE2016. **Anais...Portugal**: 2016.

HASANBEIGI, A.; PRICE, L.; LIN, E. Emerging energy-efficiency and CO<sub>2</sub> emission-reduction technologies for cement and concrete production: A technical review. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 16, n. 8, p. 6220–6238, out. 2012.

HELENE, P. R. DO L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. Tese de livre docência—São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1993.

HORNAIN, H. et al. Diffusion of chloride ions in limestone filler blended cement pastes and mortars. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 8, p. 1667–1678, dez. 1995.

HUANG, W. et al. v. **Cement and Concrete Composites**, v. 77, p. 86–101, mar. 2017.

HUNKELER, F. The resistivity of pore water solution—a decisive parameter of rebar corrosion and repair methods. **Construction and Building Materials**, v. 10, n. 5, p. 381–389, jul. 1996.

IEA. **Cement**. Paris: [s.n.]. Disponível em: <<https://www.iea.org/reports/cement>>.

IEA. **Cement**. Paris: IEA, 2022. Disponível em: <<https://www.iea.org/reports/cement>>.

IEA; WBCSD. **Technology Roadmap Low-Carbon Transition in the Cement Industry**. Paris and Geneva: IEA and WBCSD, 2018. Disponível em: <<https://webstore.iea.org/technology-roadmap-low-carbon-transition-in-the-cement-industry>>.

INDIAN STANDARD. **IS 113311: NON-DESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE - METHODS OF TESTE. PART 1- ULTRASONIC PULSE VELOCITY**. , 1992.

ISAIA, G. C.; GASTALDINI, A. L. G. Concrete sustainability with very high amount of fly ash and slag. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 2, p. 244–253, set. 2009.

JERÔNIMO, V. L. **Estudo da durabilidade de concretos com adição de resíduos da indústria de cerâmica vermelha com foco na corrosão de armaduras**. Tese de doutorado—Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande Do Sul, 2014.

JERÔNIMO, V. L.; MEIRA, G. R.; DA SILVA FILHO, L. C. P. Performance of self-compacting concretes with wastes from heavy ceramic industry against corrosion by chlorides. **Construction and Building Materials**, v. 169, p. 900–910, abr. 2018.

JOHN, D. G.; SEARSON, P. C.; DAWSON, J. L. Use of AC Impedance Technique in Studies on Steel in Concrete in Immersed Conditions. **British Corrosion Journal**, v. 16, n. 2, p. 102–106, jan. 1981.

JOHN, V. M. et al. Fillers in cementitious materials — Experience, recent advances and future potential. **Cement and Concrete Research**, v. 114, p. 65–78, dez. 2018.

JOHN, V. M. et al. Rethinking cement standards: Opportunities for a better future. **Cement and Concrete Research**, v. 124, p. 105832, out. 2019.

JOHN, V. M. **Microestrutura e Porosidade**. . Aula apresentado em Avanços em corrosão de estruturas de concreto. , 2022.

KNOP, Y.; PELED, A. Setting behavior of blended cement with limestone: influence of particle size and content. **Materials and Structures**, v. 49, n. 1–2, p. 439–452, jan. 2016.

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, n. 3, p. 290–300, mar. 2008a.

KOLEVA, D. A. et al. Correlation of microstructure, electrical properties and electrochemical phenomena in reinforced mortar. Breakdown to multi-phase interface structures. Part II: Pore network, electrical properties and electrochemical response. **Materials Characterization**, v. 59, n. 6, p. 801–815, jun. 2008b.

LEELALERKIET, V. et al. Analysis of half-cell potential measurement for corrosion of reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 18, n. 3, p. 155–162, abr. 2004.

LI, C. et al. Pore structure and permeability of concrete with high volume of limestone powder addition. **Powder Technology**, v. 338, p. 416–424, out. 2018.

LI, C.; JIANG, L.; LI, S. Effect of limestone powder addition on threshold chloride concentration for steel corrosion in reinforced concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 131, p. 106018, maio 2020.

LI, L.; NAM, J.; HARTT, W. H. Ex situ leaching measurement of concrete alkalinity. **Cement and Concrete Research**, v. 35, n. 2, p. 277–283, fev. 2005.

LIMA, E. E. P. **Concreto auto adensável produzido com resíduo de polimento do porcelanato - comportamento em relação à corrosão de armaduras**. Dissertação de mestrado—João Pessoa: Universidade Federal da Paraíba, 2015.

LIN, G.; LIU, Y.; XIANG, Z. Numerical modeling for predicting service life of reinforced concrete structures exposed to chloride environments. **Cement and Concrete Composites**, v. 32, n. 8, p. 571–579, set. 2010.

LOLLINI, F.; REDAELLI, E.; BERTOLINI, L. Effects of portland cement replacement with limestone on the properties of hardened concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 46, p. 32–40, fev. 2014.

LOLLINI, F.; REDAELLI, E.; BERTOLINI, L. Investigation on the effect of supplementary cementitious materials on the critical chloride threshold of steel in concrete. **Materials and Structures**, v. 49, n. 10, p. 4147–4165, out. 2016.

LUPING, T.; NILSSON, L.-O. Chloride binding capacity and binding isotherms of OPC pastes and mortars. **Cement and Concrete Research**, v. 23, n. 2, p. 247–253, mar. 1993.

MEDEIROS, M. H. F. et al. Corrosion potential: influence of moisture, water-cement ratio, chloride content and concrete cover. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 4, p. 864–885, ago. 2017.

MEHDIPOUR, I.; KHAYAT, K. Effect of Supplementary Cementitious Material Content and Binder Dispersion on Packing Density and Compressive Strength of Sustainable Cement Paste. **ACI Materials Journal**, v. 113, p. 361–372, maio 2016.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Ibracon, 2008.

MEIRA, G. et al. **Behaviour of Surface Chloride Concentration in Concretes Subjected to Field Exposure in Marine Atmosphere Zone**. XV International Conference on Durability of Building Materials and Components. eBook of Proceedings. **Anais...** Em: XV INTERNATIONAL CONFERENCE ON DURABILITY OF BUILDING MATERIALS AND COMPONENTS. CIMNE, 2020. Disponível em: <[https://www.scipedia.com/public/Meira\\_et\\_al\\_2020a](https://www.scipedia.com/public/Meira_et_al_2020a)>. Acesso em: 7 ago. 2023

MEIRA, G. R. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão em estruturas de concreto armado**. Tese de doutorado—Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2004.

MEIRA, G. R. et al. Chloride penetration into concrete structures in the marine atmosphere zone – Relationship between deposition of chlorides on the wet candle and chlorides accumulated into concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 29, n. 9, p. 667–676, out. 2007.

MEIRA, G. R. et al. Analysis of chloride threshold from laboratory and field experiments in marine atmosphere zone. **Construction and Building Materials**, v. 55, p. 289–298, mar. 2014a.

MEIRA, G. R. et al. Comportamento de concreto armado com adição de resíduos de tijolo cerâmico moído frente à corrosão por cloretos. **Ambiente Construído**, v. 14, n. 4, p. 33–52, dez. 2014b.

MEIRA, G. R. **Corrosão de armaduras em estruturas de concreto. Fundamentos, Diagnóstico e Prevenção**. João Pessoa: IFPB, 2017.

MEIRA, G. R.; FERREIRA, P. R. R. Revisão sobre ensaios acelerados para indução da corrosão desencadeada por cloretos em concreto armado. **Ambiente Construído**, v. 19, n. 4, p. 223–248, dez. 2019.

MILLER, S. A. et al. Carbon dioxide reduction potential in the global cement industry by 2050. **Cement and Concrete Research**, v. 114, p. 115–124, dez. 2018.

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA; CONSELHO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL. **Sidac - Sistema de Informação do Desempenho Ambiental da Construção**. São Paulo: [s.n.].

MONTEMOR, M. F.; SIMÕES, A. M. P.; FERREIRA, M. G. S. Chloride-induced corrosion on reinforcing steel: from the fundamentals to the monitoring techniques. **Cement and Concrete Composites**, v. 25, n. 4–5, p. 491–502, maio 2003.

MORRIS, W.; MORENO, E. I.; SAGÜÉS, A. A. Practical evaluation of resistivity of concrete in test cylinders using a Wenner array probe. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 12, p. 1779–1787, dez. 1996.

MÜLLER, H. S. et al. Design and Properties of Sustainable Concrete. **Procedia Engineering**, v. 95, p. 290–304, 2014.

MUNDRA, S. et al. Chloride-induced corrosion of steel rebars in simulated pore solutions of alkali-activated concretes. **Cement and Concrete Research**, v. 100, p. 385–397, out. 2017.

OH, B. H.; JANG, S. Y. Effects of material and environmental parameters on chloride penetration profiles in concrete structures. **Cement and Concrete Research**, v. 37, n. 1, p. 47–53, jan. 2007.

OLIVEIRA, V. et al. Estratégias para a minimização da emissão de CO<sub>2</sub> de concretos. **Ambiente Construído**, v. 14, n. 4, p. 167–181, out. 2014.

O'REILLY DÍAZ, V. **Método de dosagem de concreto de elevado desempenho**. São Paulo: Pini, 1998.

PALM, S. et al. Cements with a high limestone content – Mechanical properties, durability and ecological characteristics of the concrete. **Construction and Building Materials**, v. 119, p. 308–318, ago. 2016.

PANESAR, D. K. et al. Effect of cement type and limestone particle size on the durability of steam cured self-consolidating concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 80, p. 175–189, jul. 2017.

POUR-GHAZ, M.; ISGOR, O. B.; GHODS, P. Quantitative Interpretation of Half-Cell Potential Measurements in Concrete Structures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 21, n. 9, p. 467–475, set. 2009.

PREPARED BY Ø. VENNESLAND, M. A. CLIMENT, C. ANDRADE RILEM TECHNICAL COMMITTEE 178-TMC (CARMEN ANDRADE)\*\*. Recommendation of RILEM TC 178-TMC: Testing and modelling chloride penetration in concrete\*: Methods for obtaining dust samples by means of grinding concrete in order to determine the chloride concentration profile. **Materials and Structures**, v. 46, n. 3, p. 337–344, mar. 2013.

PROSKE, T. et al. Eco-friendly concretes with reduced water and cement content – Mix design principles and application in practice. **Construction and Building Materials**, v. 67, p. 413–421, set. 2014.

REBMANN, M. S. **Durabilidade de concretos estruturais com baixo consumo de cimento Portland e alta resistência**. Dissertação de mestrado—São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2011.

RIBEIRO, D. V. et al. Effects of binders characteristics and concrete dosing parameters on the chloride diffusion coefficient. **Cement and Concrete Composites**, v. 122, p. 104114, set. 2021.

RILEM RECOMMENDATIONS. TC 178 TMC: Analysis of total chloride content in concrete. **Materials and Structures**, v. 35, 2002a.

RILEM RECOMMENDATIONS. TC 178 TMC: Analysis of water soluble chloride content in concrete. **Materials and Structures**, v. 35, 2002b.

ROBALO, K. et al. Durability and Time-Dependent Properties of Low-Cement Concrete. **Materials**, v. 13, n. 16, p. 3583, 13 ago. 2020.

ROCHA, F. C. DA. **Leituras de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado: influência da relação água/cimento, da temperatura, da contaminação por cloretos, da espessura de cobrimento e do teor de umidade do concreto**. Dissertação de mestrado—Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2012.

SAGÜÉS, A. A.; KRANC, S. C. On the Determination of Polarization Diagrams of Reinforcing Steel in Concrete. **CORROSION**, v. 48, n. 8, p. 624–633, ago. 1992.

SAGÜÉS, A. A.; KRANC, S. C.; MORENO, E. I. The time-domain response of a corroding system with constant phase angle interfacial component: Application to steel in concrete. **Corrosion Science**, v. 37, n. 7, p. 1097–1113, jul. 1995.

SÁNCHEZ, M. et al. Electrochemical impedance spectroscopy for studying passive layers on steel rebars immersed in alkaline solutions simulating concrete pores. **Electrochimica Acta**, v. 52, n. 27, p. 7634–7641, out. 2007.

SCRIVENER, K. L.; JOHN, V. M.; GARTNER, E. M. Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO<sub>2</sub> cement-based materials industry. **Cement and Concrete Research**, v. 114, p. 2–26, dez. 2018.

SMOL, M. et al. The possible use of sewage sludge ash (SSA) in the construction industry as a way towards a circular economy. **Journal of Cleaner Production**, v. 95, p. 45–54, maio 2015.

SOBOLEV, K.; AMIRJANOV, A. The development of a simulation model of the dense packing of large particulate assemblies. **Powder Technology**, v. 141, n. 1–2, p. 155–160, mar. 2004.

SOLDADO, E. et al. Durability of mortar matrices of low-cement concrete with specific additions. **Construction and Building Materials**, v. 309, p. 125060, nov. 2021.

STARK, J.; FREYBURG, E.; LÖHMER, K. Investigations into the influence of limestone additions to portland cement clinker phases on the early phase of hydration. **Modern Concrete Materials: Binders, Additions and Admixtures**, v. Thomas Telford Ltd, 1999.

STERN, M.; GEABY, A. L. Electrochemical Polarization. **Journal of The Electrochemical Society**, v. 104, n. 1, p. 56, 1957.

STRATFULL, R. F. The Corrosion of Steel In a Reinforced Concrete Bridge. **CORROSION**, v. 13, n. 3, p. 43–48, mar. 1957.

SUN, J.; CHEN, Z. Influences of limestone powder on the resistance of concretes to the chloride ion penetration and sulfate attack. **Powder Technology**, v. 338, p. 725–733, out. 2018.

T. C. POWERS AND T. L. BROWNYARD. Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. **ACI Journal Proceedings**, v. 43, n. 9, 11 jan. 1946.

THE EUROPEAN CEMENT ASSOCIATION (CEMBUREAU). **Cementing the European Green Deal - The roadmap**. , 2020. Disponível em: <[https://cembureau.eu/media/kuxd32gi/cembureau-2050-roadmap\\_final-version\\_web.pdf](https://cembureau.eu/media/kuxd32gi/cembureau-2050-roadmap_final-version_web.pdf)>

TIKKANEN, J.; CWIRZEN, A.; PENTTALA, V. Effects of mineral powders on hydration process and hydration products in normal strength concrete. **Construction and Building Materials**, v. 72, p. 7–14, dez. 2014.

TORABIAN ISFAHANI, F. et al. Effects of Nanosilica on Compressive Strength and Durability Properties of Concrete with Different Water to Binder Ratios. **Advances in Materials Science and Engineering**, v. 2016, p. 1–16, 2016.

TUUTTI, K. Corrosion of steel in concrete. **Sweden: CBI**, p. 468, 1982.

VAL, D. V.; TRAPPER, P. A. Probabilistic evaluation of initiation time of chloride-induced corrosion. **Reliability Engineering & System Safety**, v. 93, n. 3, p. 364–372, mar. 2008.

VOGLIS, N. et al. Portland-limestone cements. Their properties and hydration compared to those of other composite cements. **Cement and Concrete Composites**, v. 27, n. 2, p. 191–196, fev. 2005.

WOO, J. et al. Applying blockchain technology for building energy performance measurement, reporting, and verification (MRV) and the carbon credit market: A review of the literature. **Building and Environment**, v. 205, p. 108199, nov. 2021.

ZANCHETTA, L. D. M. **Efeito do teor de filer calcário na microestrutura de materiais cimentícios: uma análise multiescala**. Doutorado em Engenharia de Construção Civil e Urbana—São Paulo: Universidade de São Paulo, 10 set. 2021.