

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

ANÁLISE EXPERIMENTAL DA DURABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
REFORÇADAS COM FIBRAS DE AÇO E SINTÉTICAS SUBMETIDAS A ENSAIOS DE CORROSÃO
INDUZIDA

por

Mara Bruna Silveira Muniz

Dissertação para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica

Rio Grande, março de 2021

ANÁLISE EXPERIMENTAL DA DURABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
REFORÇADAS COM FIBRAS DE AÇO E SINTÉTICAS SUBMETIDAS A ENSAIOS DE CORROSÃO
INDUZIDA

Por

Mara Bruna Silveira Muniz

Engenheira Civil

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Área de Concentração: Engenharia Costeira

Orientador: Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real

Co-orientador : Prof. Dr. Luis Segura-Castillo

Comissão de Avaliação: (na versão apresentada à banca) ou Aprovada por: (na versão final)

Prof. Dr. Fábio Costa Magalhães, Instituto Federal do Rio Grande do Sul (IFRS)

Prof. Dra. María Noel Pereyra, Universidad de la República (UDELAR)

Prof. Dr. Liércio André Isoldi

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

Rio Grande, 04 de março de 2021

Ficha Catalográfica

M966a Muniz, Mara Bruna Silveira.
Análise experimental da durabilidade de vigas de concreto armado reforçadas com fibras de aço e sintéticas submetidas a ensaios de corrosão induzida / Mara Bruna Silveira Muniz. – 2021. 129 f.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Rio Grande/RS, 2021.
Orientador: Dr. Mauro de Vasconcellos Real.
Coorientador: Dr. Luis Segura-Castillo.

1. Durabilidade do concreto 2. Corrosão 3. Concreto com fibras I. Real, Mauro de Vasconcellos II. Segura-Castillo, Luis III. Título.

CDU 624.012.45

Catologação na Fonte: Bibliotecária Vanessa Ceiglinski Nunes CRB 10/2174

**“ANÁLISE EXPERIMENTAL DA DURABILIDADE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO
REFORÇADAS COM FIBRAS DE AÇO E SINTÉTICAS SUBMETIDAS A ENSAIOS DE
CORROSÃO INDUZIDA”**

Mara Bruna Silveira Muniz

Esta dissertação foi julgada adequada para obtenção do título de:

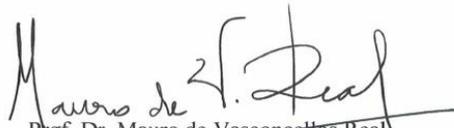
MESTRE EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Tendo sido aprovada em sua forma final pela Coordenação de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

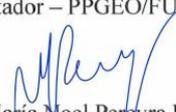


Prof. Dr. Liércio André Isoldi
Coordenador do PPGEO/FURG

Banca Examinadora:



Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real
Orientador – PPGEO/FURG



Prof. Dra. Maria Noel Pereyra Dominguez
Membro Externo – UDELAR



Prof. Dr. Luis Segura-Castillo
Coorientador – UDELAR



Prof. Dr. Fábio Costa Magalhães
Membro Interno – PPGEO/FURG

DEDICATÓRIA

“Sé firme en tus actitudes y perseverante en tu ideal. Pero sé paciente, no pretendiendo que todo te llegue de inmediato. Haz tiempo para todo, y todo lo que es tuyo vendrá a tus manos en el momento oportuno.”

Mahatma Gandhi

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a Energia e a Força advindas do Universo, pois graças a isso consegui terminar mais essa etapa da minha carreira, em meio a um cenário tão conturbado de Pandemia e Covid-19. Portanto, estou muito agradecida e além do mais, agradecida a mim, pela perseverança e coragem de concluir o mestrado da melhor maneira possível.

Também gostaria de agradecer ao carinho de meus familiares e amigos que estão no Brasil, que nunca deixaram de me enviar boas vibrações. Em especial minha mãe, pelo incentivo de sempre, do qual me ajudou a concluir essa etapa. A minha tia Isabel, seus filhos e meus primos Neto e Júnior, pelo apoio e suporte que me foi dado. Ao meu amigo Emanuel Cunha, pelo apoio, incentivo, desabafos, carinho e intercambio de vivências lindas, meu muito obrigada! A minha grande amiga Carmen, pelo incentivo, pelo carinho e apoio moral que sempre me deu nesse período tão intenso e conturbado. A minha amiga Natalia, pelo carinho e aos lindos momentos compartilhados.

A CAPES, pelo fomento da bolsa, visto que graças a isso pude me dedicar de maneira integral no desenvolvimento dessa dissertação. A Universidade Federal do Rio Grande (FURG), pelo suporte que me foi dado como discente e pela oportunidade da mobilidade de fazer um mestrado sanduíche. Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) e a Escola de Engenharia pelo suporte que me foi dado. Ao meu orientador, Dr. Mauro Real, pelo apoio em todos os momentos que lhe foi pedido e pela orientação. Ao prof. Fábio por sua colaboração em aceitar fazer parte da banca examinadora.

A *Universidad de la República* de Uruguai e a *Facultad de Ingeniería* pelo financiamento da pesquisa experimental. Ao Instituto de Estruturas e Transportes, onde foi desenvolvida a campanha experimental do presente trabalho. Gostaria de enfatizar meu imenso agradecimento ao meu co-orientador, Dr. Luis Segura-Castillo, pela paciência, orientação, dedicação e as aprendizagens. Ao Prof. Miguel Petrón e a Prof. Patricia Vila, pela colaboração e dedicação em fazer esse trabalho possível. A todos que fazem parte do *Grupo de pesquisa en Hormigón Estructural (GHE)*, em especial Enzo Gonzales e Andrés Clavijo, pelo apoio e colaboração na campanha experimental. Ao pessoal que faz parte do Laboratório de Construção do Instituto de Estruturas e Transportes, pela colaboração nas concretagens e ensaios. A Cinthia Planton, pela colaboração na campanha experimental. A Ana Abreu, pelo apoio e incentivo, até mesmo antes de chegar a Montevideu. A prof. Maria Noel Pereira, por sua colaboração em aceitar fazer parte da banca examinadora.

Gostaria de agradecer também a SIKA pela doação das fibras sintéticas; a empresa Saima pela doação das fibras de aço; a *Cielo Azul Hormigón*, por ter proporcionado a concretagem das vigas do experimento teste; a empresa *Stiler*, pelas barras de aço.

RESUMO

Um dos maiores problemas na durabilidade das estruturas de concreto armado é a corrosão das armaduras por contaminação com cloretos em ambiente marinho. Com base nesse contexto, o objetivo do presente trabalho é analisar a durabilidade de vigas de concreto armado sem fibras em comparação às amostras com adição de fibras de aço e fibras sintéticas sob corrosão induzida, verificando a influência da adição de fibras na matriz do concreto em relação ao início de propagação da corrosão. Avaliando se as fibras retardam o início de propagação em relação as amostras de referência. Portanto, o programa experimental tem por finalidade analisar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com fibras sob corrosão induzida, bem como contribuir com a regulamentação e o controle para aplicação do material. Inicialmente foram realizados ensaios de caracterização do compósito, quais sejam: consistência, absorção capilar, porosidade, densidade, resistência à compressão axial, resistência à tração na flexão e tenacidade do concreto. Foram produzidas 24 vigas de concreto armado sem armadura transversal e com seção transversal de 150 mm x 300 mm de comprimento; as amostras foram divididas em 3 séries: concreto armado (CA), concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) e concreto reforçado com fibras sintéticas (CRFS); 8 amostras por série, onde as armaduras longitudinais foram submetidas a ensaios de indução à corrosão. Foi adotado um teor de fibra de 0,5% em volume de concreto. Estão sendo analisados dois parâmetros diretamente ligados à durabilidade, a relação água/cimento e a abertura de fissura. As vigas foram confeccionadas com os parâmetros relação água/cimento e limite de abertura de fissura normatizados segundo a classe de agressividade ambiental e com esses mesmos parâmetros sendo irregulares, ou seja, fora de norma, como forma de verificar a eficácia da adição de fibras no controle de início de propagação da corrosão. Diante dos resultados obtidos, analisados segundo os parâmetros adotados, foi observado que o início de propagação da corrosão começou mais cedo para as amostras com abertura de fissura de 0,5 mm em relação às amostras com abertura de fissura de 0,2 mm. Em referência ao parâmetro relação a/c não foi observado diferenças significativas tanto para a série sem fibras quanto para a série com fibras. Verifica-se também que, as amostras com fibras demoraram mais tempo a dar indícios de corrosão em relação às vigas de referência. Destacando um melhor comportamento para a série CRFS. Portanto, indicando melhor comportamento em relação à durabilidade para as vigas reforçadas com fibras sintéticas.

Palavras-chaves: Durabilidade do concreto, corrosão, concreto com fibras.

ABSTRACT

One of the biggest problems with the durability of reinforced concrete structures is the corrosion of reinforcement by contamination with chlorides in the marine environment. Based on this context, the objective of the present work is to analyze the durability of reinforced concrete compared to concrete reinforced with steel fibers and synthetic fibers under induced corrosion, verifying the influence of the addition of fibers in the concrete matrix in relation to the beginning of propagation corrosion, that is, to evaluate if the fibers delay the beginning of propagation in comparison to the reference samples. Therefore, the experimental program aims to analyze the behavior of reinforced concrete beams reinforced with fibers under induced corrosion, and to contribute to the regulation and control for the application of the material. Initially, tests were carried out to characterize the composite: consistency, capillary absorption, porosity, density, axial compression strength, flexural tensile strength and concrete toughness. Twenty-four reinforced concrete beams were produced without transverse reinforcement and with a cross section of 150 mm x 300 mm in length; the samples were divided into three series: reinforced concrete (RC), concrete reinforced with steel fibers (SFRC), and concrete reinforced with synthetic fibers (PFRC); 8 samples per series, where the longitudinal reinforcements were subjected to corrosion induction tests. The fiber content of 0.5% by volume of concrete was adopted. Two parameters directly linked to durability are being analyzed, the water/cement ratio and the crack opening. The beams were made with the parameters water-cement ratio and crack opening limit standardized according to the class of environmental aggressiveness and with these same parameter being irregular, that is, out of the norm, as a way of verifying the effectiveness of the addition of fibers in the control of corrosion spread. In view of the obtained results, analyzed according to the adopted parameters, it was observed that the beginning of the corrosion propagation started earlier for the samples with a crack opening of 0.5 mm in relation to the samples with a crack opening of 0.2 mm. Regarding the w/c relation parameter, no significant differences were observed for both the series without fibers and the series with fibers. It's also noted that the samples from the PFRC series took longer to show signs of corrosion compared to the RC and SFRC series. Therefore, indicating better behavior concerning durability for beams reinforced with synthetic fibers.

Keywords: Durability of concrete, corrosion, fiber-reinforced concrete.

Sumário

DEDICATÓRIA	5
AGRADECIMENTOS	6
RESUMO	7
ABSTRACT	8
LISTA DE FIGURAS	12
LISTA DE TABELAS	14
LISTA DE ABREVIATURAS	15
1. INTRODUÇÃO	16
1.1 Limitações do trabalho	18
2. OBJETIVOS	20
2.1 Objetivo Geral	20
2.2 Objetivos Específicos	20
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
3.1 Durabilidade do concreto armado em ambiente marinho	21
3.2 Corrosão em estruturas de concreto armado	26
3.2.1 Ensaios para monitorar e medir o potencial de corrosão em estruturas de concreto armado 31	
3.3 Influência do concreto fissurado na propagação da corrosão	36
3.4 Concreto Reforçado com Fibras (CRF)	37
3.4.1 Comportamento mecânico e caracterização residual do CRF	41
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL	49
4.1 Planejamento da Campanha Experimental	49
4.2 Materiais	52
4.2.1 Cimento	52
4.2.2 Agregados	53
4.2.3 Aditivo	54
4.2.4 Água	55
4.2.5 Fibras	55
4.2.6 Dosagem	56
4.2.7 Preparação, moldagem e cura dos protótipos	57
4.2.8 Pré-fissuração das vigas	63
4.3 Métodos de Ensaio	65
4.3.1 Ensaio para determinação da consistência do concreto através do abatimento do	

tronco de cone (UNIT NM – 67:1998)	65
4.3.2 Determinação da quantidade de ar no concreto em estado fresco: Método de pressão (UNIT-NM 47:2002)	65
4.3.3 Ensaios de durabilidade para caracterização da matriz	67
4.3.3.1 Ensaio para determinação da absorção capilar do concreto (IRAM 1871: 2004) ...	67
4.3.3.2 Ensaio para determinação da porosidade e densidade do concreto (ASTM C 642 - 06, 1997) 70	
4.3.4 Método de ensaio para medir a indutância em CRFA	72
4.3.5 Tenacidade à flexão do concreto através do ensaio de Montevideo (MVD).....	74
4.3.6 Ensaio de migração de cloreto através do <i>Salt ponding test</i> ou ensaio da piscina	75
4.3.7 Medições de Potencial de meia-célula.....	76
4.3.8 Ensaio de resistência à compressão.....	80
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	81
5.1 Resultados dos ensaios no estado fresco do concreto	81
5.2 Ensaios de durabilidade.....	83
5.2.1 Resultados dos ensaios de porosidade e densidade no estado endurecido	83
5.2.2 Resultados do ensaio de absorção capilar/velocidade de sucção capilar.....	85
5.3 Resultados dos Ensaios mecânicos	86
5.3.1 Resultados do ensaio à compressão do concreto.....	86
5.3.2 Resultados do ensaio à tenacidade do CRF (<i>MVD Test</i>)	87
5.4 Resultados dos potenciais de corrosão nas vigas	88
5.4.1 Comportamentos encontrados	88
5.4.2 Análise do início de propagação da corrosão.....	91
5.4.3 Influência das fibras no início de propagação da corrosão	95
5.4.4 Análise da diferença de potencial entre os 3 pontos analisados	95
5.4.5 Análise de propagação da corrosão – Potencial final.....	99
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	103
6.1 Conclusões gerais.....	103
6.2 Conclusões específicas.....	103
6.3 Sugestões para trabalhos futuros.....	104
REFERÊNCIAS.....	106
APÊNDICES.....	112
APÊNDICE A.....	113
APÊNDICE B.....	128

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Modelo de vida útil de Tuutti (TUUTTI, 1977 apud BERROCAL et al., 2013).....	25
Figura 3.2 - Diagrama de Pourbaix simplificado para ferro (Fe) em água a 25°C (atividade iônica 10 ⁻⁶ mol /l) (BERROCAL, 2017)	25
Figura 3.3 - Cenários hipotéticos que mostram o efeito das fibras de aço na degradação de estruturas de concreto armado. O modelo apresentado assume concreto inicialmente fissurado (TUUTTI, 1977; fib Model Code Concr. Struct. 2010, 2013 apud BERROCAL et al., 2016)	31
Figura 3.4 - Faixa de potencial determinada experimentalmente indicando corrosão ativa em diferentes tabuleiros de ponte em comparação com o padrão ASTM C876; 1 Cugnertobel, 2 San Bernardino, 3 Rhinebridge Tamins, 4 Caslertobelbrücke, 5 ponte Morbio, 6 coluna na água do mar,.....	33
Figura 3.5 - Esquema de concentração de tensões (MIGLIORINI, 2011)	38
Figura 3.6 - Representação esquemática da Zona de Transição Fibra-Matriz (BENTUR; MINDESS, 2006)	38
Figura 3.7 - Distribuição de tensões para uma seção: (a) de CA e (b) CRF com armadura (ALVAREZ et al., 2010).....	41
Figura 3.8 - Diagrama constitutivo do comportamento a compressão e tração do CRF (BLANCO ALVAREZ et al., 2010).....	42
Figura 3.9 - Carga típica (P) - curva de deslocamento (δ) para uma estrutura de CRF (FIB MODEL CODE, 2012).....	43
Figura 3.10 - Curva típica da tensão nominal versus CMOD para CRF (PRISCO, DI et al., 2009).....	44
Figura 3.11 - Leis constitutivas simplificadas: tensão-abertura de fissura (linhas contínuas e tracejadas referem-se a materiais de amolecimento e endurecimento, respectivamente) (PRISCO, DI et al., 2009)	45
Figura 3.12 - (a) resultados típicos a partir de um teste de flexão em um material de amolecimento e (b) pós-fissuração linear lei constitutiva (PRISCO, DI et al., 2009).....	47
Figura 3.13 - Simplificações feitas ao teste MVD em comparação com o WEST: (a) para a amostra de concreto; (b) para o dispositivo de carga (SEGURA-CASTILLO et al., 2018)	48
Figura 4.1 - Ensaio para determinação da umidade dos agregados: (a) agregado miúdo; (b) agregado graúdo	54
Figura 4.2 - Fibras empregadas no concreto: (a) fibras de aço; (b) fibras plásticas	56
Figura 4.3 – Detalhamento das vigas da pesquisa: (a) experimento oficial; (b) experimento teste	56
Figura 4.4 - Barras de reforço para a concretagem teste: (a) barras prontas para concretagem; (b) barras posicionadas no molde para futura concretagem.	597
Figura 4.5 - Concretagem teste: (a) moldagem das vigas; (b) moldagem dos corpos-de-prova para ensaio de resistência à compressão; (c) moldagem dos corpos-de-prova para ensaio de resistência à tração.	60
Figura 4.6 Cura dos protótipos: cura em câmara úmida dos corpos-de-prova	61
Figura 4.7 - Barras de reforço para a concretagem oficial: (a) barras prontas para concretagem; (b) barras posicionadas no molde para concretagem.	62
Figura 4.8 - Concretagem (experimento oficial): (a) vigas da série CRFS; (b) cilindros para ensaios de durabilidade e compressão; (c) cubos para ensaio de tenacidade do concreto (MVD test).....	63
Figura 4.9 - Abertura de fissura através do Ensaio de Montevideo: (a) Equipamentos utilizados no ensaio; (b) Imagem gerada através do programa da câmera microscópica; (c) Fissura 0,2 mm; (d) Fissura 0,5 mm.	64
Figura 4.10 - Ensaio para determinar a consistência do concreto através do abatimento do tronco de cone (UNIT NM – 67: 1998)	65
Figura 4.11 - Ensaio para determinação da quantidade de ar no concreto em seu estado fresco: (a) diagrama esquemático do medidor de pressão tipo B (UNIT-NM 47:2002); (b) realização do ensaio	66
Figura 4.12 - Detalhamento do corpo-de-prova usado no ensaio (IRAM 1871: 2004).....	68
Figura 4.13 - Configuração do ensaio para determinar a capacidade e a velocidade de sucção capilar de água no concreto (corpos-de-prova das séries CRFA e CRFS)	68

Figura 4.14 - Determinação do peso em g.....	69
Figura 4.15 - Procedimento do ensaio para determinação da porosidade e densidade do concreto (ASTM C 642 - 06, 1997): (a) corpos-de-prova submergidos no recipiente; (b) aparatos para realização do ensaio.....	71
Figura 4.16 - Configuração do ensaio para medição de indutância em amostras cúbicas de concreto reforçado com fibras de aço.....	73
Figura 4.17 - Configuração do Ensaio de Montevideo.....	74
Figura 4.18 - Configurações de ensaio de salt ponding test: (a) localização da fissura; (b) reservatório com 5% de NaCl.....	75
Figura 4.19 - Vigas da série concreto reforçado com fibras sintéticas (CRFS) prontas para serem submetidas ao ensaio da piscina.....	76
Figura 4.20 - Princípio e componentes principais das medições de potencial de meia célula: Eletrodo de referência, voltímetro de alta impedância, conexão ao vergalhão. (Elsener, 2003).	77
Figura 4.21 - Medidas de Potenciais de Meia-Célula.....	78
Figura 4.22 - Ficha com escalas e valores de conversão de diferentes tipos de eletrodos eletroquímicos (POURBAIX, 1987).....	79
Figura 5.1 - Resultados de consistência do concreto a partir do abatimento do tronco de cone	82
Figura 5.2 - Resultados da resistência residual característica do CRF através do Montevideo Test.....	88
Figura 5.3 – Comportamentos encontrados em relação ao potencial de corrosão em vigas de CA, CRFA e CRFS: (a) comportamento monótono; (b) comportamento decrescente-crescente; (c) comportamento constante.....	90
Figura 5.4 – Posição das barras no momento da concretagem: Concreto sem fibras/concreto com fibras	93
Figura 5.5 - Resultados início de propagação da corrosão relacionando com potencial final: (a) $a/c = 0,45$; $w = 0,2$; (b) $a/c = 0,45$; $w = 0,5$; (c) $a/c = 0,60$; $w = 0,2$; (d) $a/c = 0,60$; $w = 0,5$	94
Figura 5.6 – Desenvolvimento da fissura: concreto armado comum/concreto armado com adição de fibras.	97
Figura 5.7 - Diferença entre os pontos de medição para os diferentes parâmetros analisados: (a) $a/c = 0,45/w = 0,2$ mm; (b) $a/c = 0,45/w = 0,5$ mm; (c) $a/c = 0,60/w = 0,2$ mm; (d) $a/c = 0,60/w = 0,5$ mm.....	98
Figura 5.8 – Potencial final de corrosão para todas as amostras e parâmetros analisados	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores limites dos parâmetros de durabilidade segundo a classe de agressividade ambiental (CAA) (EHE-08, 2010)	22
Tabela 3.2 – Classe de agressividade ambiental (CAA) (NBR 6118, 2014)	23
Tabela 3.3 - Valores limites dos parâmetros de durabilidade segundo a classe de agressividade ambiental (CAA) (NBR 6118, 2014)	23
Tabela 3.4 - A magnitude da redução na resistência de união residual para reforço corroído (FIB MODEL CODE, 2012)	30
Tabela 4.1 - Esquema do Programa Experimental e número de vigas por série	41
Tabela 4.2 – Corpos-de-prova para ensaios mecânicos e de durabilidade	42
Tabela 4.3 – Resistência à compressão do cimento CPN 40 (UNIT 20)	43
Tabela 4.4 Caracterização dos Materiais	44
Tabela 4.5 – Características das fibras	46
Tabela 4.6 – Dosagem do concreto da série “experimento oficial”	46
Tabela 4.7 - Dosagem do concreto da série “experimento teste”	47
Tabela 5.1 - Resultados das propriedades do concreto no estado fresco	73
Tabela 5.2 – Resultados dos ensaios de porosidade e densidade	76
Tabela 5.3 – Resultados referente ao ensaio de absorção capilar	77
Tabela 5.4 – Resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão	79
Tabela 5.5 – Potencial de corrosão final: $a/c = 0,45$; $w = 0,2$ mm	90
Tabela 5.6 - Potencial de corrosão final: $a/c = 0,45$; $w = 0,5$ mm	91
Tabela 5.7 – Potencial de corrosão final: $a/c = 0,60$; $w = 0,2$ mm	92
Tabela 5.8 – Potencial de corrosão final: $a/c = 0,60$; $w = 0,5$ mm	92
Tabela 5.9 - Potencial final de corrosão para todas as amostras e parâmetros analisados	93

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a/c	Água/cimento
PPGEO	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
CO ₂	Dióxido de carbono
CA	Concreto Armado
CRF	Concreto Reforçado com Fibras
CRFA	Concreto Reforçado com Fibras de aço
CFRS	Concreto Reforçado com Fibras Sintéticas
NaCl	Cloreto de Sódio
FRC	Fiber Reinforced Concrete
MVD	Montevideo Test
UNIT	Instituto Uruguaio de Normas Técnicas
CPN	Cimento Portland Normal
ASTM	American Society for Testing and Materials
w	Abertura de fissura
PVA	Polyvinyl alcohol

1. INTRODUÇÃO

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), durabilidade consiste na capacidade que a estrutura tem de resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto. A normatização Espanhola de concreto estrutural (EHE-08, 2010) define como durabilidade, a capacidade que uma estrutura de concreto tem de resistir, durante a vida útil para a qual foi projetada, às condições físicas e produtos químicos aos quais está exposta e que podem levar à sua degradação como consequência de outros efeitos além de cargas e tensões consideradas na análise estrutural. Uma estrutura durável deve ser alcançada com uma estratégia capaz de considerar todos os possíveis fatores de degradação e agir de acordo em cada uma das fases de projeto, execução e utilização da estrutura.

Deste modo, a durabilidade não é uma propriedade inerente ou intrínseca à estrutura, à armadura ou ao concreto. Uma mesma estrutura pode ter diferentes comportamentos, ou seja, diferentes funções de durabilidade no tempo, segundo suas diversas partes, até dependente da forma de utilizá-la (MEDEIROS, ANDRADE; HELENE, 2011).

De acordo com Araújo (2016), a corrosão das armaduras por contaminação com cloretos é considerada um dos maiores problemas na durabilidade das construções civis em ambientes agressivos, como o marinho. A corrosão pode ser entendida como uma interação destrutiva de um material com o ambiente, seja por reação química, ou eletroquímica. Basicamente, são dois os processos principais de corrosão que podem sofrer as armaduras de aço no concreto armado: a oxidação e a corrosão propriamente dita. Por corrosão propriamente dita entende-se o ataque de natureza preponderantemente eletroquímica, que ocorre em meio aquoso. A corrosão acontece quando é formada uma película de eletrólito sobre a superfície da barra de aço. Esta película é formada pela presença de umidade no concreto (HELENE, 1997).

De acordo com o modelo de vida útil de Tuutti (1977), a corrosão se dá em dois principais estágios: iniciação e propagação. O período de iniciação ocorre pela ação de vários agentes deletérios, presentes em ambientes agressivos, tal como o CO₂, que levam à corrosão pela carbonatação do concreto, e os cloretos, que causam a corrosão pela ação direta na camada química protetora das armaduras, ou seja, a camada passivadora. A propagação seria o estágio onde a armadura já está corroída. O contato com a água do mar é uma exposição muito agressiva para o concreto, podendo até mesmo ser comparado aos mecanismos de degradação dos ambientes industriais, devido à presença de gás carbônico, íons sulfato, íons cloreto, chuvas ácidas, fuligens, bactérias e fungos

(HELENE, 1993). A comunidade técnica nacional e internacional tem dedicado em grande parte sua atenção nos últimos anos ao estudo da corrosão das armaduras, buscando os melhores caminhos para especificação e o projeto de novas obras, assim como a execução de reparos, reforços e reconstruções de um grande número de obras com problemas patológicos (NUNES E GUIMARÃES, 2006).

O concreto reforçado com fibras (CRF) pode ser considerado como um compósito onde a matriz é o concreto de cimento Portland e o reforço é constituído pelas fibras distribuídas aleatoriamente nesta matriz. Quando as fibras são adicionadas à massa do concreto, permitem a transferência uniforme das tensões e, conseqüentemente, contribuem para o controle da abertura de fissuras nas peças. As fibras inibem a propagação de fissuras no compósito cimentício, atuando como obstáculo ao interceptarem as microfissuras – neste caso, proporcionam um aumento na resistência do compósito – e evitam o aparecimento prematuro das microfissuras, conferindo a estas um aumento significativo da energia associada à ruptura do material, e incrementam a ductilidade e a tenacidade do mesmo. No concreto endurecido, limitam o comprimento e a abertura das fissuras, diminuindo também a permeabilidade do concreto e, melhorando assim sua durabilidade (MIGLIORINI, 2011).

O CRF pode ser usado adequadamente para garantir uma distribuição de fissuras mais favoráveis e além do mais para limitar a abertura da fissura nos Estados Limites de Serviço (ELS). As fibras também podem ser usadas como substituição parcial de armaduras convencionais (vergalhões ou malha soldada) e, em algumas estruturas, podem substituir totalmente os vergalhões. Essas estruturas são, em geral, caracterizadas por um alto grau de redundância estrutural e representam um tipo de aplicação onde as fibras podem ser um sistema de reforço mais eficaz, uma vez que pode ser alcançada uma economia de custos (PRISCO, DI et al., 2009).

Se tratando do desempenho do concreto reforçado com fibras em relação à corrosão, Berrocal (2017) afirma que, apesar do grande potencial do CRF, um uso generalizado desse material como reforço do concreto em grandes estruturas de Engenharia Civil ainda hoje é limitado a algumas aplicações. Tal fato pode ser justificado pela quantidade relativamente pequena de pesquisa e experiência em relação ao desempenho e durabilidade a longo prazo das estruturas de concreto armado reforçada tanto com fibras sintéticas quanto com fibras de aço. No entanto, durante as últimas décadas grandes esforços foram direcionados para compreender melhor a durabilidade dos elementos de concreto com reforço híbrido (concreto armado convencional com adição de fibras). Diante desse contexto, o *Model Code 2010* da *fib* é uma recomendação normativa internacional sobre concreto estrutural e nela encontra-se um capítulo sobre materiais onde há especificações de novos tipos de concreto, incluso o concreto com fibras. A presente recomendação normativa tem um papel importante não só para nortear os pesquisadores da área, como também para motivar o desenvolvimento de mais estudo relacionados ao concreto reforçado com fibras.

É sabido que a adição de fibras no concreto, seja fibra de aço ou fibras sintéticas, ambas têm um efeito positivo no que se refere ao controle de abertura de fissuras. Visto que, as fissuras geralmente são o caminho preferido para a penetração de íons cloreto, portanto, sendo um facilitador para a propagação da corrosão. Com base nesse contexto, o objetivo da campanha experimental é analisar o comportamento do concreto com adição de fibras de aço e fibras sintéticas no que se refere ao controle de início de propagação da corrosão em vigas de concreto armado.

1.1 Limitações do trabalho

Na etapa de planejamento do presente trabalho foram tomadas algumas decisões específicas, muitas vezes com a finalidade de proporcionar mais praticidade no momento da metodologia dos ensaios experimentais. Em seguida, apresenta-se um resumo destacando as principais limitações deste trabalho:

- Para a confecção de um concreto que cumpra os requisitos de durabilidade em ambiente marinho, as normas adotadas para o presente trabalho preconizam valores limites que devem ser cumpridos em relação a alguns parâmetros, como a relação a/c, abertura de fissura, teor de cimento, recobrimento, etc. Para o presente trabalho foram limitados os parâmetros relação a/c e abertura fissura como principais parâmetros analisados em relação ao início de propagação da corrosão em vigas de concreto armado sem fibras e com adição de fibras de aço e sintéticas;
- A vida útil de uma estrutura de concreto armado em termos de corrosão é dividida em dois períodos, o tempo de início de propagação e o tempo de propagação da corrosão. O presente trabalho limitou-se a analisar o período de início de propagação nas vigas estudadas;
- Normalmente a resistividade do concreto é considerada um parâmetro importante para descrever a taxa de corrosão em estruturas de concreto armado, bem como é um ensaio utilizado para caracterizar o material. Para o presente trabalho não foi adotada a resistividade para caracterizar o material devido ao concreto com adição de fibras de aço, visto que as fibras de aço são condutoras e conseqüentemente pode-se obter resultados equivocados. Portanto, para a caracterização da matriz foi adotado os ensaios de porosidade e absorção capilar;
- A água do mar possui aproximadamente 3,5% de sal (NaCl), porém para o presente trabalho optou-se por adotar um teor de 5% para induzir as vigas à corrosão, bem como

para reduzir o período de exposição. Apesar da água do mar possuir outras reações químicas além dos íons cloretos, para o presente trabalho foi limitado ao uso de NaCl para expor as amostras à corrosão.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Apesar da possibilidade do uso de fibras no concreto, tanto no que se refere a fibras de aço e sintéticas, para aplicações estruturais, existem limitações ao seu uso como reforço primário, devido à falta de normas técnicas específicas no Brasil. Com base nesse contexto, o objetivo do presente trabalho é analisar a durabilidade de vigas de concreto armado convencional em comparação às amostras com adição fibras de aço e fibras sintéticas sob corrosão induzida, verificando a influência da adição de fibras na matriz do concreto em relação ao início de propagação da corrosão, ou seja, avaliar se as fibras retardam o início de propagação em comparação as amostras de referência. Bem como estudar a complexa problemática atual em relação à durabilidade do concreto reforçado com fibras, destacando os parâmetros fissuração, relação a/c e o cobrimento, tratando de dar uma visão analítica e crítica da mesma.

2.2 Objetivos Específicos

Com base nos parâmetros escolhidos para analisar a eficiência da adição de fibras na matriz do concreto em vigas de concreto armado sob corrosão induzida, o objetivo da campanha experimental é:

- Verificar a influência das fibras no que se refere ao início de propagação da corrosão, analisando se as fibras retardam o período de início de propagação em relação as amostras de referência (sem fibras), através da variação do parâmetro abertura de fissura de 0,2 mm para 0,5 mm;
- Averiguar se há influência da matriz do concreto em relação ao início de propagação da corrosão através da mudança do parâmetro relação a/c de 0,45 para 0,60;
- Analisar os diferentes pontos de medições do potencial de corrosão presente nas amostras, constatando se há diferenças significativas em relação ao potencial de corrosão entre eles, principalmente avaliando o caminho que os íons cloretos percorrem, ou seja, se entram através da fissura ou entram pela matriz do concreto;
- Analisar o desenvolvimento da corrosão na barra de reforço, no que se refere a corrosão uniforme ou localizada entre as séries estudadas: CA, CRFA e CRFS;

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Durabilidade do concreto armado em ambiente marinho

A durabilidade do concreto pode ser definida como a capacidade do material de se comportar satisfatoriamente contra ações físicas ou químicas agressivas e de proteger adequadamente as armaduras e outros elementos metálicos embutidos no concreto durante a vida útil da estrutura. A seleção de matérias-primas e a dosagem do concreto devem sempre atender às características particulares da obra ou de parte dela, bem como à natureza das ações ou agressões que se preveem em cada caso (EHE-08, 2010). Segundo a normativa Espanhola de concreto estrutural (EHE-08, 2010) o projeto de uma estrutura de concreto deve incluir as medidas necessárias de modo que a estrutura atinja a duração da vida útil para qual foi projetada, dependendo das condições de agressividade ambiental a que o elemento estrutural pode estar sujeito. Para isso, deve-se incluir uma estratégia de durabilidade, de acordo com os critérios estabelecidos na seção 37.2 desta mesma norma, dos quais:

- Seleção de formas estruturais adequadas;
- Obtenção de uma qualidade adequada do concreto e, principalmente de sua camada externa;
- Adoção de uma espessura de cobrimento adequada para proteção dos reforços;
- Controle do valor máximo de abertura de fissura;
- Fornecimento de proteções de superfície no caso de ambientes muito agressivo;
- Adoção de medidas de proteção de reforço contra corrosão.

Caso, devido às características da estrutura, o autor do projeto considere adequado estimar a vida útil da estrutura verificando o Estado Limite de durabilidade, poderá utilizar os métodos contemplado no Anexo 9 da mesma instrução normativa. Por Estado Limite de Durabilidade entende-se aquele produzido pelas ações físicas e químicas, diferente das cargas e ações da análise estrutural, que podem degradar as características do concreto ou da armadura a limites inaceitáveis. A verificação do Estado Limite de Durabilidade consiste em verificar se a condição é satisfeita:

$$t_L \geq t_d \quad (3.1)$$

t_L – tempo necessário para que um agente agressivo produza um ataque ou degradação significativa;

t_d – valor de cálculo da vida útil.

A agressividade a que a estrutura está submetida será identificada pelo tipo de ambiente, como apresentado na Tabela 2.1. Na mesma tabela também é apresentado os valores limites dos parâmetros de durabilidade. Vale ressaltar que, a tabela 3.1 representa uma compilação de dados retirados a partir da normativa EHE-08 (2010).

Tabela 3.1 – Valores limites dos parâmetros de durabilidade segundo a classe de agressividade ambiental (CAA) (EHE-08, 2010)

CAA	Agressividade	Área	a/c	Quant. de cimento (kg/m ³)	Resistência (f _{ck} – MPa)	W(mm)	Rec. (mm)
I	Não agressivo	-	0,65	250	25	0,4	15
IIa	Normal	Umidade	0,60	275	25	0,3	15
IIb		alta	0,55	300	30		20
IIIa	Ambiente Marinho	Aérea	0,50	300	30	0,2	25
IIIb		Submergida	0,50	325	30		30
IIIc		Zona de respingo	0,45	350	35	0,1	35
IV		*	0,45	325	30	0,2	35

*cloretos com origem diferente do ambiente marinho.

Os valores dos parâmetros apresentados na normativa Espanhola são bem similares aos valores estabelecidos pela normatização Brasileira de concreto armado. Na tabela 3.2 são apresentadas as características de cada classe de agressividade ambiental, segundo a NBR 6118: 2014. Bem como na tabela 3.3 são apresentados os parâmetros de durabilidade segundo a CAA.

Tabela 3.2 – Classe de agressividade ambiental (CAA) (NBR 6118, 2014)

CAA	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingo de maré	

a – Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjunto comerciais ou ambientais com concreto revestido com argamassa e pintura).

b - Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

c – ambientes quimicamente agressivos tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes e indústrias químicas.

Tabela 3.3 - Valores limites dos parâmetros de durabilidade segundo a classe de agressividade ambiental (CAA) (NBR 6118, 2014)

CAA	Agressividade	a/c	Quant. de cimento (kg/m ³)	Resistência (f _{ck} – MPa)	W (mm)	Rec. (mm)	
						Laje	Vigas /pilar
I	Fraca	0,65	260	20	0,4	20	25
II	Moderada	0,60	280	25	0,3	25	30
III	Forte	0,55	320	30	0,3	35	40
IV	Muito Forte	0,45	360	40	0,2	45	50

Nas últimas décadas foram desenvolvidos muitos estudos acerca da difusão de cloretos no concreto, visto que, a penetração de íons cloreto na armadura de reforço até uma certa concentração chamada “limite”, produz a corrosão do aço, portanto, afetando a segurança da estrutura. Todos os estudos até o momento, mostram que os modelos de cálculo existentes tanto na Norma Espanhola (EHE 08, 2010) quanto no *Model Code* (FIB, 2011), são modelos de cálculo para determinar o tempo de vida útil (sem corrosão) de uma determinada estrutura. Entretanto, esses modelos são bastante genéricos e imprecisos, pois, não é possível determinar com exatidão o tempo em que começa a corrosão na armadura de reforço. Logo, o tempo até o início da corrosão, depende da concentração externa de cloretos e do fenômeno chamado “envelhecimento”, entre outros fatores. (TORRES; ANDRADE; SÁNCHEZ, 2020).

Os modelos disponíveis até o momento são bem simples, visto que, estão sempre relacionados com estruturas ou amostras não fissuradas, devido às dificuldades experimentais em trabalhos com elementos fissurados. Em uma estrutura real haverá elementos fissurados e outros não, portanto, as zonas fissuradas se corroem mais rápido em relação à zona que não está fissurada, talvez porque as zonas que se corroem antes dependem também da concentração exterior e da espessura do revestimento que pode ser diferente para cada elemento. Em todo caso, é bastante útil conhecer se existe alguma relação constante entre a abertura da fissura e o coeficiente de difusão de cloretos em nível de laboratório e posteriormente tratar de comprovar sua validade em estruturas reais (TORRES; ANDRADE; SÁNCHEZ, 2020).

De forma conceitual, o aparecimento de fissuras no concreto reduz a barreira de proteção, ou seja, o revestimento e, conseqüentemente, pode modificar a vida útil da estrutura, tanto no período de início quanto no período de propagação (TORRES; ANDRADE; SÁNCHEZ, 2020). Em termos de corrosão, a vida útil total de uma estrutura de concreto com reforço convencional pode ser dividida em dois períodos de tempo: iniciação e propagação. O período de iniciação é considerado como o tempo exigido pelos agentes agressivos externos para penetrar no concreto e causar a despassivação do aço de reforço. Durante o período de propagação, o reforço de aço corrói, e a segurança da estrutura é reduzida. Na figura 3.1, é apresentada uma representação esquemática da vida útil de uma estrutura, de acordo com o modelo de Tuutti (TUUTTI, 1977).

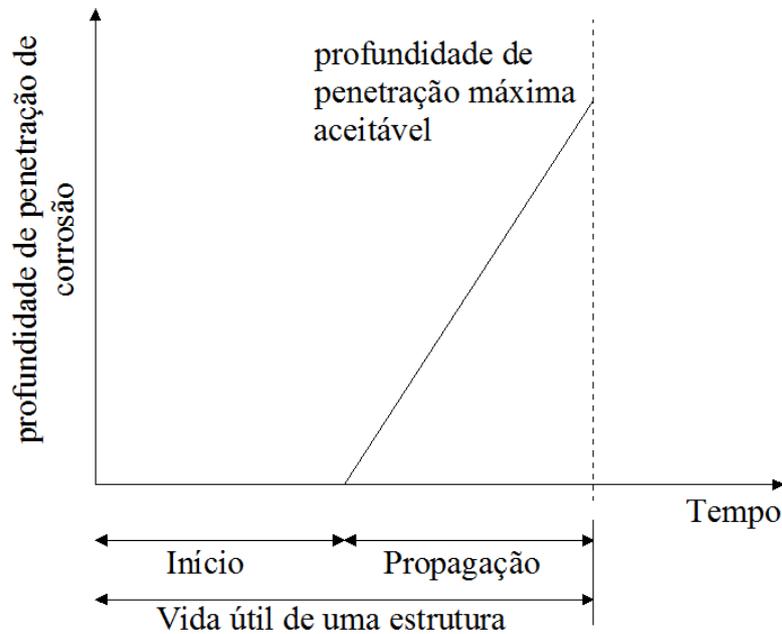


Figura 3.1 - Modelo de vida útil de Tuutti (TUUTTI, 1977 *apud* BERROCAL et al., 2013)

Berrocal (2013) analisou vários aspectos da durabilidade do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA). Através dos resultados de pesquisas publicadas o autor constatou que, devido ao comprimento limitado das fibras e às condições de moldagem, as fibras de aço incorporadas ao concreto não apresentam sinais de corrosão, mesmo que esteja presente uma alta concentração de cloretos. Também foi relatado que, devido à capacidade das fibras de controlar a abertura das fissuras, a permeabilidade do concreto foi afetada positivamente em relação ao concreto sem fibras.

Segundo Berrocal (2013), com base em estudos anteriores, para um concreto dito sadio, ou seja, sem fissuras, as fibras têm um efeito insignificante no que se refere ao transporte de íons cloreto. Por outro lado, para um concreto fissurado, a adição das fibras mostra um efeito menos significativo para fissuras menores que 0,2 mm, no entanto, mostrou-se bastante significativo quando a abertura da fissura está acima de 0,5 mm. Em relação à dosagem das fibras, segundo Berrocal (2017), quando se adota dosagens relativamente altas de reforço de fibra ($\geq 1,5\%$ vol.), a formação de fissuras induzidas por corrosão pode ser significativamente retardada. Entretanto, resultados experimentais em relação ao potencial de corrosão com dosagens pequenas de fibras ($< 1\%$ vol.), foi observado que não houve esse retardo na formação de fissuras induzidas pela corrosão. Vale ressaltar que, as fissuras induzidas pela corrosão são fissuras provocadas pela armadura corroída, ou seja, quando o aço em seu estado de despassivação começa a dilatar e conseqüentemente esse processo ocasiona o surgimento de fissuras no cobrimento de concreto.

Em termos de durabilidade do CRFA, a maior resistência e tenacidade residual média foi relacionada à adição de fibras de aço com extremidade em gancho em comparação com fibras de polipropileno e álcool polivinílico (FAROOQ et al., 2018). Vaishali e Rao (2012) mostraram que o uso de fibras de aço, vidro e polipropileno reduz a permeabilidade do concreto em relação à penetração de íons cloretos em cerca de 42%, 36% e 40%, respectivamente, e a permeabilidade aos íons cloretos em amostras contendo fibras de aço é menor em comparação as fibras de polipropileno e fibras de vidro. Anandan et al. (2014), constataram que em 180 dias de ensaios de indução à corrosão com ciclos alternados de umedecimento e secagem, em vigas de concreto armado com adição de fibras de aço, a resistência a flexão (fr) aumentou de 8% a 18%. A fr de amostras que foram curadas em solução salina, aumentou de 8 a 15%. Abbas et al. (2016) descobriram que após a exposição aos íons de cloreto, as fibras de aço na superfície das amostras CRFA foram corroídas até uma profundidade especificada (3 mm) e não encontraram evidência de fibras corroídas em uma profundidade maior. Eles investigaram que o comprimento da fibra não tem efeito importante nas propriedades de durabilidade dos espécimes, mas um maior volume de fibra melhora as propriedades de durabilidade.

3.2 Corrosão em estruturas de concreto armado

A extensão da costa brasileira de 7048 km banhada pelo Oceano Atlântico por si, justifica a grande importância que representa o estudo da adequabilidade e durabilidade dos materiais de construção destinados ao desenvolvimento das construções na orla marítima. São inúmeras obras importantes como complexos portuários, indústrias, obras de arte, barragens, edificações residenciais e comerciais, etc. O concreto nestas obras se caracteriza como material de uso fundamental. Diante desse contexto, o fenômeno da corrosão das armaduras em concreto passou a ser, nas últimas três décadas, o problema econômico de maior importância na área da construção civil da maioria dos países desenvolvidos, sendo observado que estruturas com 5 a 10 anos de idade apresentavam sérios problemas de corrosão, quando foram projetadas para a vida útil de 50 a 100 anos (Nunes e Guimarães, 2006).

O contato com a água do mar é uma exposição muito agressiva para o concreto, podendo até mesmo ser comparado aos mecanismos de degradação dos ambientes industriais, devido à presença de gás carbônico, íons sulfato, íons cloreto, chuvas ácidas, fuligens, bactérias e fungos. A situação torna-se ainda mais agravante quando esses ambientes marítimos, industriais e densamente urbanizados aparecem combinados (HELENE, 1993). O ambiente marítimo apresenta de 30 a 40

vezes maior velocidade de corrosão em relação ao ambiente com atmosfera rural (MIGLIORINI, 2011). A intensidade do ataque é aumentada conforme a localização da estrutura de concreto (GUIMARÃES, 2000) e obedece a seguinte ordem (HELENE, 1997):

- zona constantemente submersa;
- zona de névoa;
- zona da variação da maré;
- zona de respingo.

O fenômeno da corrosão é um processo eletroquímico que pode ser entendido como duas reações de meia célula, anódica e catódica, ocorrendo na superfície de um metal em contato com uma solução aquosa contendo oxigênio. No caso do reforço de aço, essas reações podem ser descritas pelas equações 3.2 e 3.3, que representam a oxidação anódica do ferro e a redução catódica de oxigênio. Ambas as reações ocorrem simultaneamente e são necessárias para a continuação do processo de corrosão (BERROCAL, 2017).



O diagrama de Pourbaix é uma representação gráfica das regiões termodinamicamente estáveis de um sistema eletroquímico aquoso para diferentes combinações de potencial e pH de acordo com a equação de Nernst. A Fig. 3.2 ilustra o diagrama de Pourbaix para ferro (Fe), no qual três diferentes regiões termodinâmicas de corrosão podem ser identificadas: uma região de imunidade, uma região passiva e uma região de corrosão ativa (BERROCAL, 2017).

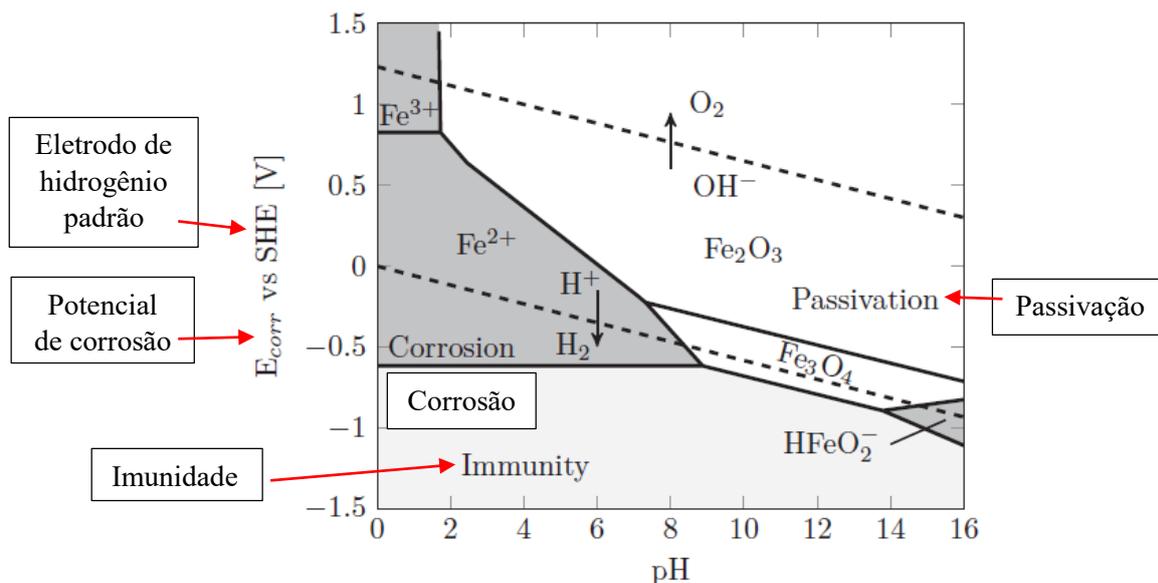


Figura 3.2 - Diagrama de Pourbaix simplificado para ferro (Fe) em água a 25°C (atividade iônica 10^{-6} mol/l) (BERROCAL, 2017)

A partir desse diagrama pode-se observar que em potenciais muito baixos, o aço está na região de imunidade, o que significa que a corrosão não é termodinamicamente favorecida. Quando os potenciais aumentam, para valores de pH muito elevados, como é o caso da solução de poros do concreto, o aço fica na região da passividade. Isso significa que sob condições de alta alcalinidade, uma película de óxido de ferro muito fina, densa e estável é formada na superfície do aço. Este filme, muitas vezes referido como a camada passiva, reduz bastante a mobilidade iônica entre o aço e o concreto circundante; assim, a taxa de corrosão cai drasticamente e se torna insignificante. Portanto, na maioria das condições, estruturas de concreto armado bem projetadas e executadas apresentarão boa durabilidade, pois o concreto oferece proteção contra a corrosão das armaduras (BERROCAL, 2017).

De acordo com o potencial de equilíbrio/diagrama de pH (ou diagrama de Pourbaix), o aço de reforço comum submerso no ambiente altamente alcalino como é o caso do concreto, é protegido da corrosão por uma fina película de óxido (a película passiva). Este filme passivo protetor pode ser destruído pela penetração de cloretos na cobertura de concreto até a superfície do aço e/ou pela carbonatação do concreto, logo a perda de alcalinidade devido à reação com o CO₂ da atmosfera leva a despassivação da camada protetora do aço. A corrosão ativa ocorrerá quando o aço for despassivado e quando entra em contato com o oxigênio e a umidade. A corrosão de um metal implica em processos anódicos e catódicos separados ocorrendo simultaneamente na mesma superfície metálica. O aço corroído no concreto atua como um eletrodo misto com reações anódicas e catódicas acopladas (RILEM TC 154-EMC, 2003).

A forma mais simples de um processo de corrosão é aquela em que as reações anódicas e catódicas são acopladas para formar várias micro-células na superfície do aço, onde ocorrem nas mesmas áreas. Para o aço de reforço em concreto, a corrosão uniforme é normalmente encontrada quando o aço perde seu estado passivo devido à carbonatação ou concentração muito alta de cloretos, e quando a umidade e o oxigênio estão presentes em quantidades suficientes para sustentar a reação catódica. Em ambientes onde a disponibilidade de oxigênio é muito limitada, como no caso onde o concreto armado está totalmente submerso ou enterrado, a densidade de corrente catódica pode ser muito baixa para manter o filme passivo no aço. A taxa de dissolução do metal é muito baixa devido à densidade de corrente catódica ser muito baixa. Na corrosão chamada de macrocélula ou localizada, as áreas anódicas e catódicas do processo de corrosão são separadas em espaços. Portanto, para o aço submerso em concreto, a corrosão macrocélula ocorre de maneira localizada devido à ação de níveis significativos de cloretos no concreto (RILEM TC 154-EMC, 2003).

Dois tipos diferentes de processos de corrosão podem ser identificados em estruturas de concreto armado, corrosão localizada e uniforme. A despassivação localizada na armadura de aço não é necessariamente o fim teórico da vida útil de um membro de concreto, onde uma redução localizada insignificante da seção transversal de aço deve ser permitida no estado limite de serviço (ELS). A corrosão uniforme ao longo de um determinado comprimento da barra de reforço ocorre principalmente pelo transporte de cloretos através da parte não fissurada da superfície de concreto, entre as fissuras principais. O autor ressalta que o nível máximo de carga de serviço rege o desenvolvimento da corrosão do aço, ao invés do nível de carga de serviço frequente ou quase permanente, como é prescrito nos códigos (BLAGOJEVIC, 2016).

A corrosão das armaduras embutidas no concreto pode afetar a capacidade residual das estruturas de concreto armado. Os efeitos da corrosão no concreto endurecido difere daqueles associados à corrosão antes da concretagem. Pequenas quantidades de corrosão, até o nível necessário para induzir fissuras, não causam perda de capacidade de ligação e podem até aumentar a resistência de ligação em um grau modesto, particularmente onde a barra está em uma posição de fundição "ruim". Em níveis mais elevados de corrosão, a resistência da ligação residual é fortemente influenciada pelo grau de confinamento fornecido pelo reforço secundário na forma de elos e pela estrutura circundante. A pressão transversal das reações de suporte aumenta a resistência da união (FIB MODEL CODE, 2012).

A magnitude da redução na resistência de aderência residual é altamente dependente do confinamento da barra de reforço e também é afetada pela qualidade do concreto e pelo ambiente. Os valores na Tabela 3.4 podem ser tomados como indicativos, mas uma orientação detalhada deve ser buscada nos casos em que a resistência residual de uma estrutura em corrosão é uma preocupação. A fissura superficial equivalente indica a largura da fissura longitudinal induzida por corrosão que se correlaciona com a resistência residual indicada em condições típicas. Deve ser levado em consideração que a resistência residual das estruturas de concreto também é afetada pela perda da seção transversal de aço e concreto (FIB MODEL CODE, 2012).

Tabela 3.4 - A magnitude da redução na resistência de união residual para reforço corroído (FIB MODEL CODE, 2012)

Penetração da corrosão (mm)	Fissura superficial equivalente (mm)	Confinamento barra de aço	Capacidade Residual (% de A_s p/ f_{bd}^*) – tipo de barra de aço	
			Rugosa	Plana
0,05	0,2-0,4	Não Ancorada	50-70	70-90
0,10	0,4-0,8		40-50	50-60
0,25	1,0-2,0		24-40	30-40
0,05	0,2-0,4	Ancorada	95-100	95-100
0,10	0,4-0,8		70-80	95-100
0,25	1,0-2,0		60-75	90-100

f_{bd} = tensão de aderência

Em termos de corrosão do CRFA, em um estudo realizado por Janotka et al. (1989), os autores constataram que, enquanto a barra de reforço apresenta indícios de corrosão com um teor de cloreto de 2%, as fibras não indicam qualquer corrosão prejudicial até que o teor de cloreto seja de 6%. Eles investigaram que a adição de cloreto ao concreto pode ser menos prejudicial no CRFA em comparação ao concreto armado convencional. No estudo realizado por Granju e Balouch (2005), os autores mostraram que, no caso do CRFA, a fibra de aço é menos ativa a corrosão em relação à barra de reforço. Farooq et al. (2018) afirma que a adição de fibras de aço em corpos-de-prova cilíndricas mostraram menos danos em relação à corrosão em comparação as amostras cilíndricas reforçadas com barras de aço. Além disso, o desempenho à flexão das amostras com fibra de aço corroída não é diminuído pelo ataque de corrosão. A taxa de corrosão da barra de reforço em concreto reforçado com fibras de vidro e polipropileno é maior que o CRFA em corpos-de-prova cilíndricos (SÖYLEV; ÖZTURAN, 2014).

A partir de uma pesquisa relacionada com CRF em ambiente corrosivo, realizada por Berrocal et al. (2016), a partir dos resultados obtidos os autores constataram que, as próprias fibras de aço não afetam significativamente o processo de corrosão das armaduras de aço embutidas no concreto. No entanto, elas podem retardar e reduzir a degradação da armadura por meio de mecanismos de controle de fissuras. Em relação à vida útil total de uma estrutura de concreto armado, ela pode ser dividida em termos de corrosão, em dois períodos de tempo: iniciação e propagação. Isso é esquematicamente ilustrado na Fig. 3.3. O período de iniciação é considerado o tempo exigido para os agentes agressivos externos penetrarem no concreto e causarem a despassivação da armadura. Durante o período de propagação, o reforço de aço corrói e a natureza expansiva da corrosão causam

tensões de tração que podem originar fissuras e estilhaços do cobrimento de concreto, aumentando a taxa de corrosão e reduzindo a segurança da estrutura.

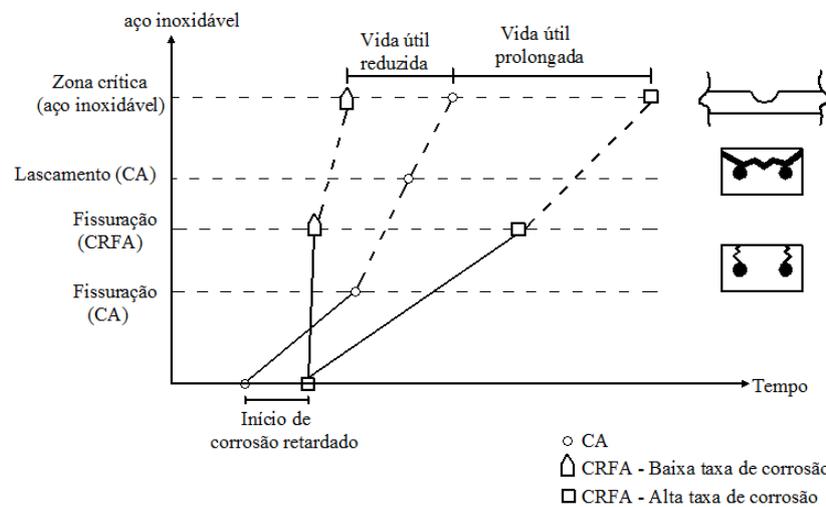


Figura 3.3 - Cenários hipotéticos que mostram o efeito das fibras de aço na degradação de estruturas de concreto armado. O modelo apresentado assume concreto inicialmente fissurado (TUUTTI, 1977; fib Model Code Concr. Struct. 2010, 2013 *apud* BERROCAL et al., 2016)

3.2.1 Ensaios para monitorar e medir o potencial de corrosão em estruturas de concreto armado

Atualmente, na maioria dos países industrializados, o reparo e a restauração de estruturas de concreto armado são quase tão importantes quanto as novas construções. Devido à importância do problema, a RILEM (*International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures*) estabeleceu um comitê inicial de estudo da corrosão do aço em 1960. Um segundo comitê relacionado ao problema, TC 60-CSC (Corrosão do aço no concreto), foi criado em 1980, apresentando um relatório de ponta em 1988 sobre o conhecimento geralmente aceitável sobre os processos que causam corrosão e o próprio mecanismo de corrosão. Para garantir uma boa decisão sobre o tipo de trabalho de reparo, é essencial obter antes de tudo avaliação exaustiva das condições da estrutura, incluindo a avaliação de:

- causa de dano ou perda de proteção;
- grau e quantidade de dano;
- progresso esperado de danos com o tempo;
- efeito dos danos no comportamento estrutural e manutenção.

A aquisição de informações confiáveis sobre nível e taxa de deterioração é realizada durante inspeções principais regulares contando com o exame visual de toda a estrutura. Se nenhuma conclusão confiável sobre o estado da estrutura ou parte dela puder ser obtida, uma inspeção adicional (verificação) incluindo testes não destrutivos, deve ser realizada até a causa do dano está claramente identificada. Existe um Projeto de Recomendação Técnica do RILEM sobre medições de potencial de meia célula, é um ensaio para medir o potencial de corrosão em estruturas de concreto armado, essa recomendação pretende fornecer uma descrição geral das medições potenciais para avaliar o risco de corrosão de uma estrutura existente (inspeção), ou seja, para localizar vergalhões precisamente corroídos antes e durante os trabalhos de reparo e para avaliar a eficácia e durabilidade do trabalho de reparo. Para essa recomendação normativa, foi dada atenção especial aos fatores que influenciam as possíveis medições e à interpretação de possíveis leituras.

As medições de potencial de meia célula são recomendadas e podem ser usadas para uma das seguintes finalidades principais:

- Localizar os vergalhões corroídos e, assim, avaliar a condição de corrosão do reforço durante a inspeção;
- Definir a posição para análises destrutivas adicionais (núcleos para análise de cloretos, janelas de inspeção para examinar visualmente o estado de corrosão dos vergalhões, etc.) e sensores incorporados para monitoramento adicional com base nos resultados de medições potenciais;
- Avaliar o estado de corrosão dos vergalhões após o trabalho de reparo e, assim, avaliar a eficiência e a durabilidade do trabalho de reparo.

As medições de potencial de meia célula, tomadas da superfície do concreto são influenciadas não apenas pelo estado de corrosão dos vergalhões (ativo ou passivo), mas pelo cobrimento de concreto e pela resistividade do concreto. A resistividade em si, varia com a temperatura, com a umidade do concreto e teor de cloreto ou carbonatação. Assim, o estado da superfície e o teor de umidade do concreto afetam o valor numérico das leituras de potencial, conforme documentado por muitos trabalhos de pesquisa e aplicação prática de mapeamento de potencial onde o estado de corrosão dos vergalhões (corroído e/ou passivo) foi relacionado ao potencial medido na superfície de concreto. Na Fig. 3.4 são ilustradas faixas de potenciais de corrosão determinadas experimentalmente por diferentes autores (1 a 6), indicando corrosão ativa em diferentes plataformas de ponte ou subestruturas, comparando-as com o padrão da norma norte americana ASTM C876 (7) (RILEM TC 154-EMC, 2003).

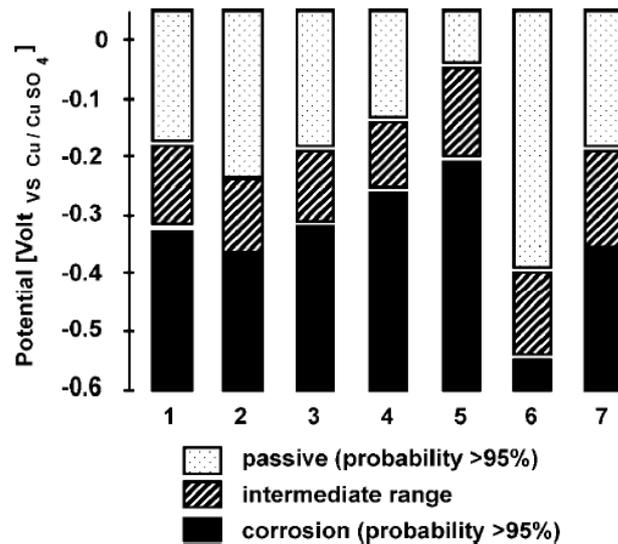


Figura 3.4 - Faixa de potencial determinada experimentalmente indicando corrosão ativa em diferentes tabuleiros de ponte em comparação com o padrão ASTM C876; 1 Cugmertobel, 2 San Bernardino, 3 Rhinebridge Tamins, 4 Caslertobelbrücke, 5 ponte Morbio, 6 coluna na água do mar, 7 Padrão ASTM C876.

Em relação à norma ASTM C678 (1995), essa normativa estabelece os seguintes valores de referências para interpretação das leituras potenciais em relação ao eletrodo de referência de sulfato de cobre (Cu/CuSO₄):

- Potencial < -200 mV – zona de passivação do aço
- -200 > Potencial < -350 mV – zona de incerteza que iniciou a corrosão
- Potencial > -350 mV – zona de grande probabilidade de início da corrosão

As medições de potencial de meia célula não fornecem informações quantitativas sobre a taxa de corrosão real dos vergalhões. Eles devem ser interpretados no contexto de dados complementares da estrutura de concreto (teor de cloretos, carbonatação, porosidade, etc.) por especialistas ou engenheiros qualificados, experientes no campo de testes de corrosão e avaliação estrutural (ELSENER et al., 2003).

Várias propostas podem ser encontradas na previsão do tempo de corrosão do reforço e na duração da vida útil. O modelo proposto por Andrade (2005) é baseado na medição de resistividade elétrica, onde é feito uso deste parâmetro como o principal determinante dos períodos t_i (tempo de início) e t_p (tempo de propagação). Isso se deve ao abrangente caráter da resistividade em relação à microestrutura do concreto. Assim, a resistividade elétrica do concreto saturado com água é uma medida indireta da conectividade dos poros do concreto. A diferença de potencial elétrico ou a

corrente aplicada por meio de dois eletrodos externos a uma peça de concreto é transportada através da rede de poros do concreto pelos portadores elétricos (íons). Quanto maior a porosidade, menor é a resistividade devido à maior fração volumétrica de poros. Por outro lado, enquanto a resistividade está relacionada à porosidade e conectividade, no concreto não saturado com água, ela também é uma indicação do seu grau de saturação.

A autora propôs sobre o uso da resistividade elétrica para calcular tanto o período de iniciação quanto o de propagação da corrosão. Durante o período de início da corrosão, a resistividade tem a finalidade de modelar a porosidade e sua conectividade e, portanto, pode ser usada para calcular os processos de transporte. Em resumo, a resistividade elétrica fornece indicações sobre a conectividade dos poros e, portanto, na resistência do concreto à penetração de substâncias líquidas ou gasosas e, portanto, a resistividade é um parâmetro que explica as principais propriedades relacionadas à durabilidade do reforço (ANDRADE, 2005).

Em ambientes com cloretos, a resistividade está diretamente relacionada à difusividade iônica em concreto saturado por meio da lei de Einstein:

$$D_e = \frac{k_{Cl}}{\rho_{es}} = k_{Cl} \cdot \sigma \quad (3.4)$$

onde D_e é igual ao coeficiente de difusão efetivo, k_{Cl} é um fator que depende da concentração iônica externa, ρ_{es} é a resistividade, neste caso, do concreto saturado com água e σ a condutividade (inverso da resistividade).

Quando se refere a propagação da corrosão, ou seja, quando os reforços sofrem corrosão, a autora propõe uma relação entre a taxa de corrosão e a resistividade elétrica do tipo:

$$I_{corr} = \frac{k_{corr}}{\rho_{ef}} \quad (3.5)$$

onde k_{corr} é uma constante com um valor de $3 \times 10^4 \mu A/cm^2 \cdot k\Omega \cdot cm$. A resistividade, ρ_{ef} , neste caso é a do concreto em seu grau real de saturação e portanto, pode ser em condições saturadas de água ou não. Para calcular o t_p , pode-se supor um determinado ano de teor médio de umidade do concreto em cada classe de exposição e em função disso, valores médios de I_{corr} e ρ podem ser atribuídos a cada um (considerando ambos, umidade e temperatura) (ANDRADE, 2005).

O uso da resistividade como parâmetro chave para modelar a durabilidade dos reforços pode ser feito: a) estabelecendo certos valores característicos a serem alcançados em condições padronizadas como requisito de desempenho ou indicador de durabilidade ou b) calculando espessuras de cobertura de concreto de acordo com a agressividade da exposição por meio de certas equações como forma de modelo. Por ser uma medição não destrutiva, ela resulta ideal para o controle de qualidade de rotina no local (ANDRADE, 2005). De acordo com (TROCÓNIS, 2000), não existe um acordo de caráter geral entre os diferentes investigadores acerca do nível limite de resistividade

elétrica, acima do qual o risco de corrosão das armaduras pode ser considerado insignificante. No entanto, a prática tem demonstrado que se pode utilizar como critério geral:

- $\rho > 200 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$ - pouco risco de corrosão
- $200 > \rho > 10 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$ – risco moderado
- $< 10 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$ – Alto risco

Em estruturas com corrosão induzida por cloreto, as áreas de corrosão geralmente coincidem com áreas de baixa resistividade. Isto deve-se ao fato dos cloretos serem transportados mais facilmente para o concreto com uma resistividade mais baixa, ou seja, com uma estrutura de poros mais aberta, sendo as elevadas concentrações de cloreto que despessam os vergalhões e os potenciais ativos. Pontos com baixa resistividade, mas com potenciais passivos, podem ser interpretados como áreas com alto risco de corrosão no futuro. Áreas com alta resistividade e potenciais de concreto na faixa passiva não são afetadas pela entrada de cloreto. O teor de umidade do concreto pode variar de um ponto da estrutura para outro, e, essa distribuição de umidade não homogênea aumenta as diferenças de potencial entre as zonas corrosivas e passivas (ELSENER et al., 2003).

Segundo Berrocal (2017), a resistividade de um material descreve sua capacidade de suportar o fluxo de corrente elétrica. Em materiais cimentícios, a corrente elétrica decorre da transferência de íons eletricamente carregados dissolvido na solução porosa. Como resultado, a resistividade do concreto pode ser usada como um indicador da resistência à entrada de cloreto e transferência iônica entre o ânodo e o cátodo na corrosão macrocelular de reforço. Conseqüentemente, a resistividade do concreto está inerentemente ligada ao processo de corrosão da armadura no concreto, onde baixos valores de resistividade costumam estar associados a uma entrada mais rápida de cloretos e a taxas de corrosão mais altas.

Estudos experimentais investigando a relação entre taxa de corrosão e resistividade no concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), revelaram algumas descobertas que contradizem a tendência geral observada para o concreto comum. Embora se tenha relatado que as fibras de aço diminuem significativamente a resistividade do concreto, o autor afirma que, observou taxas de corrosão semelhantes ou até menores no CRFA em relação ao concreto comum. A origem da discrepância entre o comportamento do concreto comum e o CRFA pode surgir do uso generalizado de corrente alternada (CA) em certas frequências fixas como a técnica preferida para medir a resistividade do concreto (TORRENTS et al., 2001). De fato, alguns estudos mostraram que as fibras de aço e qualquer fibra condutora, em geral, pode alterar significativamente a resposta de impedância de materiais à base de cimento, essa mudança foi atribuída ao comportamento dependente da frequência das fibras

de aço, que conduzem a corrente de média a altas frequências, mas permanecem isoladas pela camada passiva em baixas frequências. (BERROCAL, 2017).

3.3 Influência do concreto fissurado na propagação da corrosão

No que se refere à influência das fissuras na penetração de cloretos no concreto fissurado, a abertura da fissura superficial é considerada o parâmetro mais importante por muitos autores. Por outro lado, alguns autores afirmam que as fissuras não influenciam o comportamento no período de propagação (BLAGOJEVIC, 2016), enquanto, por outro lado, Otieno et al. (2009) afirma que as fissuras não afetam o comportamento tanto no período de iniciação como no período de propagação.

Considerando um concreto não fissurado, o revestimento atua como uma barreira física contra a entrada de agentes indutores de corrosão. Portanto, a profundidade do revestimento e a qualidade do concreto são fatores cruciais influenciando o processo de corrosão do reforço de aço. Na prática, contudo, as fissuras originárias da retração, gradientes térmicos e/ou carga mecânica podem ser encontradas na grande maioria de estruturas de concreto armado. Essas fissuras costumam se tornar caminhos preferenciais para a entrada de agentes externos. Como resultado, as propriedades de transporte do concreto são significativamente alteradas e a durabilidade das estruturas de concreto é afetada negativamente (BERROCAL, 2017).

O parâmetro fissura pode ser considerado um fator preponderante quando se está falando de corrosão em um elemento de concreto armado, visto que, através de estudos realizados por outros autores, indicam que fissuras mais amplas tendem a acelerar o início da corrosão, mas os pesquisadores ainda estão divididos naqueles que argumentam que a largura da fissura influencia a taxa de corrosão durante o período de propagação e aqueles que afirmam que uma relação entre a largura da fissura e a taxa de corrosão só pode ser observada no curto prazo (DANG; FRANÇOIS, 2013; BERROCAL, 2017).

Em um estudo a longo prazo realizado por François e Arliguie (1998), os autores analisaram o processo de corrosão em relação à fissuras mecânicas e o comportamento mecânico em relação à intensidade de corrosão. Verificaram que o desenvolvimento da corrosão não tem correlação com a largura da fissura, considerando aberturas menores que 0,5 mm. Em um estudo realizado por Mohammed et al. (2001), o autor constatou que a relação entre a largura da fissura e a taxa de corrosão é óbvia até a segunda semana de exposição, onde a fissura mais ampla está relacionada à maior densidade de corrente, ou seja, a taxa de corrosão. No entanto, a relação muda após a quarta semana de exposição. Levando em consideração a vida útil de projeto de uma estrutura de concreto que é

baseada no período de iniciação, a presença de fissuras é mais importante que suas larguras em relação à corrosão do reforço de aço.

Através de um estudo realizado por Schiessl e Raupach (1997), os autores constataram que embora fissuras mais amplas levem ao aumento da corrosão do aço, o cobrimento de concreto e a composição do concreto têm uma influência maior no processo da corrosão do que a abertura da fissura. No presente estudo, eles observaram que no concreto fissurado o mecanismo de corrosão mais comum é a corrosão por macrocélula, onde a zona anódica está localizada na interseção entre a fissura e o vergalhão, áreas catódicas estão localizadas ao longo do vergalhão embutido no concreto não fissurado. Sob a corrosão de macrocélulas, argumenta-se que o espaçamento ou a frequência da fissura podem ter uma influência significativa na taxa de corrosão devido a variações na razão ânodo/cátodo. A orientação da fissura em relação ao reforço, as propriedades de autocura da fissura ou o nível de tensão no reforço também foram identificados como parâmetros potencialmente influentes. (POURSAEE; HANSSON, 2008; BERROCAL, 2017).

3.4 Concreto Reforçado com Fibras (CRF)

Na última década, estudos em busca de novas tecnologias, otimizando concretos de desempenho elevado, vêm sendo realizados. Busca-se não apenas um ganho de resistência, como também, uma melhoria em outras propriedades, tais como: tenacidade, ductilidade, restrição à formação de fissuras, melhora na resistência ao impacto e à fadiga e deformabilidade do concreto (MIGLIORINI, 2011).

O concreto reforçado com fibras (CRF) é um material composto caracterizado por uma resistência residual à tração pós-fissuração aprimorada, devido aos mecanismos de reforço fornecidos pelas fibras que fazem a ponte sobre as superfícies da fissura. Para aumentar a tenacidade do concreto para aplicações estruturais, fibras de alto módulo podem ser utilizadas para substituir, parcial ou totalmente, o reforço convencional. Outros tipos de fibras, geralmente tendo um baixo módulo e um tamanho pequeno (comprimento de alguns milímetros e diâmetro de alguns microns) pode ser usado para redução de fissuras e para aumentar a resistência ao fogo (PRISCO, DI et al., 2009).

Analisando um concreto simples (sem fibras), como apresentado na Figura 3.5, uma fissura irá formar uma barreira à propagação das tensões, representada simplificada pelas linhas de tensões. O desvio dessas linhas irá implicar numa concentração de carregamento nas extremidades das fissuras, podendo ocasionar a ruptura inesperada do material quando esta tensão superar a resistência da matriz, caracterizando assim, um comportamento tipicamente frágil. Devido à

utilização das fibras, estas acabam servindo de ponte para a transferência de tensões pelas fissuras e, a concentração das tensões é minimizada (MIGLIORINI, 2011).

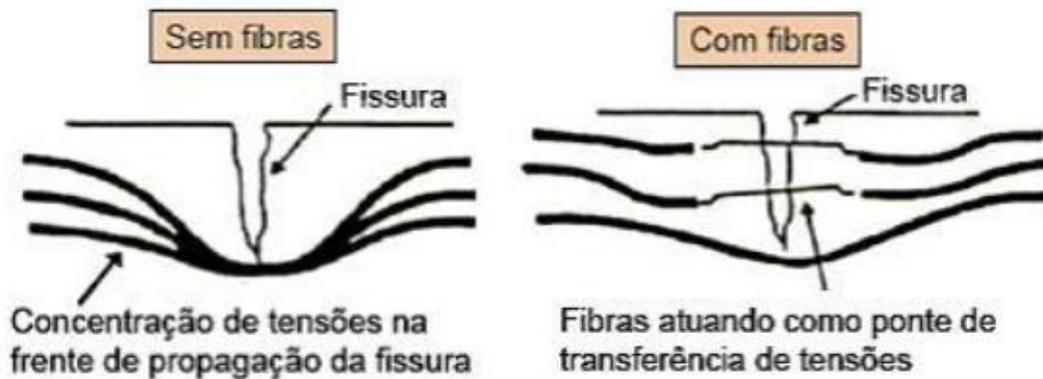


Figura 3.5- Esquema de concentração de tensões (MIGLIORINI, 2011)

Uma representação esquemática da zona de transição fibra-matriz, mostrando suas diferentes camadas, é apresentada por Bentur e Mindess (2006), representação esta mostrada na Figura 2.6.

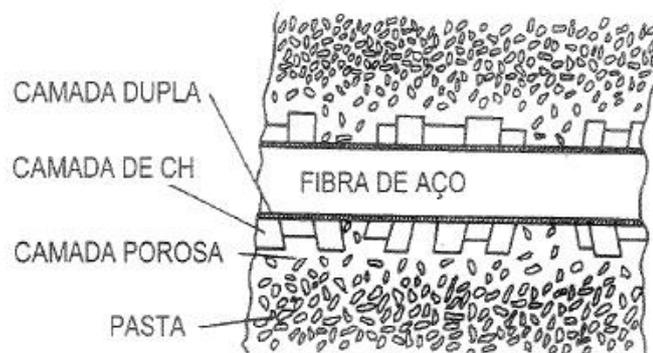


Figura 3.6 - Representação esquemática da Zona de Transição Fibra-Matriz (BENTUR; MINDESS, 2006)

A interação fibra-matriz, que governa o processo de transferência de tensões e consequentemente a tenacidade do compósito, é influenciada pelos seguintes parâmetros:

- Fator de forma das fibras (relação l/d);
- Ancoragem das fibras na matriz;
- Resistência à tração das fibras;
- Resistência de aderência;

- Teor de fibras incorporado.

O Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA) surgiu como uma alternativa ao concreto armado tradicional. As fibras dispersas na mistura do concreto atuam sobre as tensões de tração e promovem ductilidade para a estrutura (NBR 15530, 2019). Assim, deve-se ressaltar o fato de que uma fibra que atenda a norma não terá garantido o desempenho final no CRFA, dado que isto depende de uma série de fatores ligados às características das fibras e do concreto e de sua interação (FIGUEIREDO, 2005 *apud* FIGUEIREDO, 2008).

Segundo Di Prisco et al. (2009) o sistema híbrido de fibras, definido como concreto armado com adição de fibras, (CA&CRF) é um desenvolvimento mais recente na tecnologia à base de cimento reforçado com fibras, com o objetivo de otimizar o desempenho de vários materiais. Em um CA&CRF, dois ou mais tipos diferentes de fibras podem ser combinados adequadamente para produzir um compósito, cujo desempenho mecânico e físico se beneficiam de cada tipo de fibra e de uma possível resposta sinérgica. Ao se referir ao concreto comum, os projetistas escolhem suas classes de resistência, trabalhabilidade ou exposição que devem ser fornecidas pelos produtores de concreto. Ao usar o CRF, a resistência à compressão não é particularmente influenciada pela presença de fibras (até uma fração de volume de 1%); portanto, a classificação para concreto simples também pode ser adotada para CRF. É sabido que as fibras reduzem a trabalhabilidade do concreto fresco, porém as classes de trabalhabilidade adotadas para concreto simples também podem ser adotadas para CRF.

O CRF tem sido usado como material estrutural por muitos anos. No entanto, novas aplicações nas quais as fibras substituem parcial ou totalmente o reforço convencional, surgiram nos últimos anos. Um marco importante no desenvolvimento do CRF foi a publicação de códigos e recomendações de projetos relevantes que forneceram uma estrutura cientificamente fundamentada, consistente e coerente para projetar elementos CRF. Na maioria das aplicações, as fibras são usadas para melhorar o comportamento à tração na flexão do concreto. No entanto, as fibras também são conhecidas por melhorar o comportamento de cisalhamento, proporcionando melhor desempenho aos elementos submetidos a cargas altas e concentradas ou a carga sísmica (SEGURA-CASTILLO et al., 2015).

Devido à simplicidade de construção e versatilidade do concreto reforçado com fibra de aço (CRFA), seu uso aumentou significativamente nos últimos anos. O CRFA é atualmente usado em muitos campos da engenharia civil, como em pavimentos de aeroportos, pisos industriais, estruturas hidráulicas, túneis em subsolo, revestimentos com concreto projetado ou concreto pulverizado (APERADOR-CHAPARRO; CARRILLO; CÁRDENAS-PULIDO, 2017).

Existem no mercado vários tipos de fibras, no entanto, as fibras de aço e as fibras sintéticas são as mais utilizadas. Estudos experimentais demonstraram a adequação dessas fibras para aplicações estruturais, como reforço de cisalhamento em vigas e reforço de lajes planas suspensas e segmentos de túneis pré-moldados. (CASTOLDI; SOUZA; SILVA, 2019). Apesar da possibilidade do uso dessas fibras em aplicações com maior responsabilidade estrutural, existem limitações ao seu uso como reforço primário, principalmente devido à falta de normas técnicas específicas, como é o caso do Brasil.

A utilização de macrofibras plásticas em concretos vem crescendo progressivamente. Sua aplicação é particularmente interessante em ambientes onde há maior nível de agressividade, pelo fato de serem mais quimicamente inertes, ou seja, as macrofibras poliméricas não sofrem com a corrosão eletrolítica, ao contrário das fibras de aço, pode-se ter um ganho de durabilidade potencial do compósito com sua utilização. Além disso, por serem mais flexíveis, as macrofibras não prejudicam tanto a trabalhabilidade do material. Por se tratar de uma tecnologia relativamente recente, é necessário avaliar seu comportamento mecânico, de forma a caracterizar seu desempenho (FIGUEIREDO, 2011).

Através de um estudo realizado por Abbas et al. (2016), com concretos de ultra-alto desempenho com adição de fibras de aço, os autores observaram que, devido à sua alta resistência e homogeneidade, o concreto de ultra-alto desempenho (*Ultra-High Performance Concrete - UHPC*) é muito frágil, com o incremento das fibras de aço o material apresentou um comportamento mais dúctil. Para esse tipo de concreto o tamanho das fibras mais utilizado é de fibras de aço com 13 mm de comprimento e 0,20 mm de diâmetro; recomenda-se um uso de 2% por volume de mistura de fibras de aço para uma mistura UHPC econômica e um projeto viável. Foi observado pelos autores que a adição de fibras de aço altera o modo de falha de espécimes UHPC de dano completo ou explosão repentina a um comportamento um tanto dúctil onde os espécimes podem permanecer intactos sem lascas e/ou fragmentar.

Em um estudo realizado por Berrocal (2017), o autor afirma que além dos reconhecidos mecanismos benéficos de controle de abertura de fissuras fornecidos pelas fibras, também é importante e necessário para garantir que as regiões onde o concreto não está fissurado não sejam adversamente afetadas pela adição de fibras em termos de início de corrosão precoce ou taxa de corrosão acelerada. A maioria das pesquisas publicadas relatam que as fibras de aço não afetam significativamente a difusão de íons cloretos em concreto. O coeficiente de migração e difusão determinado experimentalmente na presente investigação validam os resultados disponíveis, não só no que diz respeito às fibras de aço, mas também para concretos contendo fibras de PVA (*Polyvinyl alcohol*). Além disso, a partir dos testes de difusão, a dependência do tempo do coeficiente de difusão

não parece ser influenciada pelas fibras. Consequentemente, os resultados da literatura e do presente estudo indicam que a zona de transição interfacial formada na interface entre as fibras e a pasta de cimento, que apresenta uma maior porosidade em comparação com a matriz em massa, não representa um caminho preferencial para o ingresso de íons de cloreto em CRF. A partir dos testes de corrosão de longo prazo, o período de iniciação da corrosão do vergalhão em CRF não fissurado foi considerado semelhante ou mesmo um pouco mais longo em comparação com o concreto simples, proporcionando assim indicação adicional de que as fibras não afetam negativamente a entrada de íons cloreto. Em particular, o retardo de corrosão mais significativo foi observado para a série híbrida combinando as microfibras de aço e PVA, seguida pela série sintética com apenas fibras de PVA. Isso pode ser explicado pelo menor comprimento das microfibras e pela ligação mais forte das fibras de PVA com a matriz que pode ser mais eficaz do que as fibras de aço sozinhas no controle de microfissuras induzidas por retração causadas pela restrição interna da armadura.

3.4.1 Comportamento mecânico e caracterização residual do CRF

Em relação aos comportamentos mecânicos do CRF, ao contrário do que ocorre na tração, o comportamento de compressão do CRF não responde de maneira diferente ao concreto convencional. É por isso que um dos desafios mais importantes é desenvolver um modelo de equação constitutiva que permita caracterizar adequadamente o comportamento à tração do concreto reforçado com fibras. Para se analisar uma seção com CRF é usado o mesmo método tradicional de análise de seção para o concreto armado (CA) como ilustrado na Figura 3.7 (a). A única diferença é que o modelo tensão-deformação (σ - ϵ) usado no projeto do CRF considera a contribuição de tração devido ao efeito de ponte das fibras, conforme ilustrado na Figura 3.7 (b) (ALVAREZ et al., 2010).

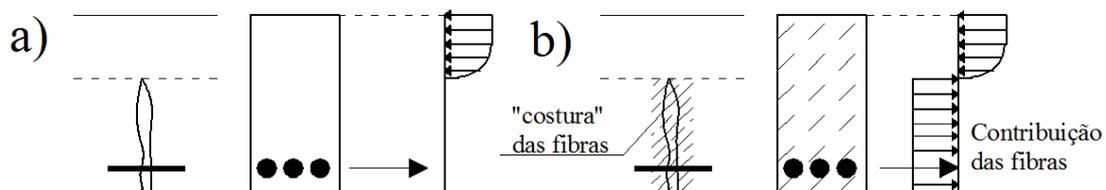


Figura 3.7 - Distribuição de tensões para uma seção: (a) de CA e (b) CRF com armadura (ALVAREZ et al., 2010)

A descrição do comportamento à tração do concreto reforçado com fibra pode ser feita, entre outros, por meio da relação σ - ϵ , relacionado ao conceito do modelo de “fissura fictícia” (fictitious

crack model) ou a relação tensão deformação σ - ϵ ambos representados esquematicamente na figura 3.8. O diagrama σ - ϵ permite a definição do comportamento à tração do material nos mesmos termos de compressão, levando a um único diagrama para a representação do comportamento do CRF. Da mesma forma, esse tipo de diagrama resulta de interesse especial por sua compatibilidade com a do aço, permitindo aplicar uma metodologia voltada à visão conjunta do material (CRF) como concreto estrutural.

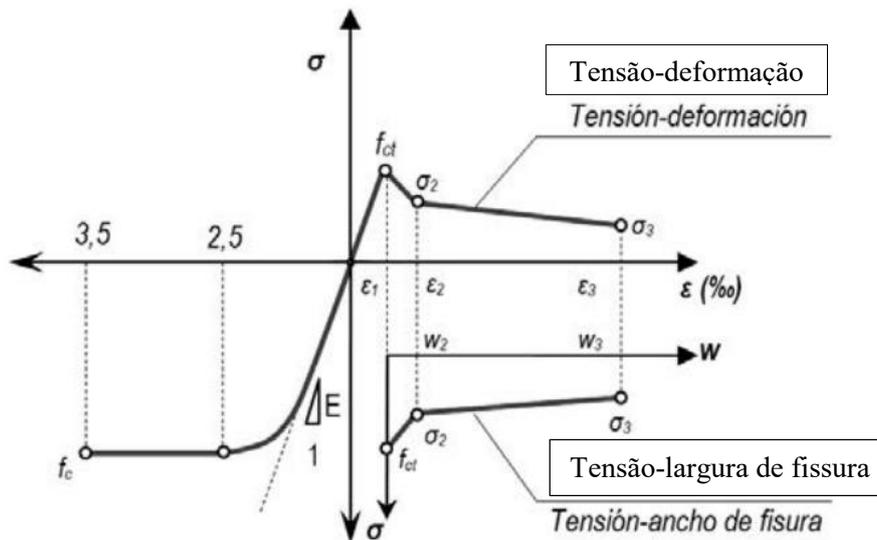


Figura 3.8 - Diagrama constitutivo do comportamento a compressão e tração do CRF (BLANCO ALVAREZ et al., 2010)

Segundo a normativa *FIB Model Code* (2012), o projeto estrutural deve satisfazer os requisitos de resistência e facilidade de manutenção durante a vida útil esperada dos elementos CRF. O requisito de ductilidade na flexão pode ser satisfeito por uma armadura convencional mínima. Na Figura 3.9 é apresentado um gráfico com a carga típica (P) vs. curva de deslocamento (δ) para uma estrutura CRF. Em todas as estruturas CRF sem o mínimo de reforço convencional, uma das seguintes condições deve ser satisfeita:

$$\delta_u \geq 20 \delta_{ELS} \quad (3.6)$$

$$\delta_{pico} \geq 5 \delta_{ELS} \quad (3.7)$$

onde δ_u é o deslocamento final, δ_{pico} é o deslocamento na carga máxima e δ_{ELS} é o deslocamento na carga de serviço máxima calculada por meio da realização de uma análise elástica linear com as premissas de um concreto não fissurado e módulo de elasticidade inicial. Normalmente, δ_u está relacionado ao requisito de deformação máxima da estrutura. A carga final P_u deve sempre ser maior do que a carga no início da fissura P_{cr} e maior do que a carga máxima de serviço P_{ELS} .

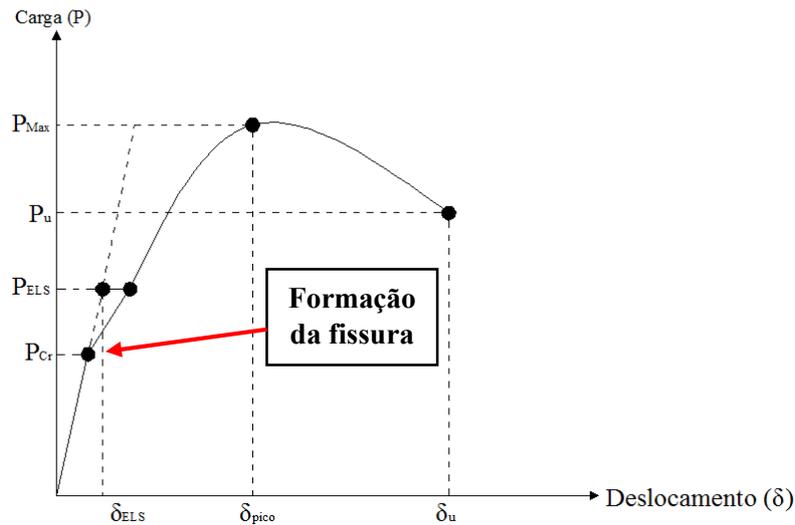


Figura 3.9 - Carga típica (P) - curva de deslocamento (δ) para uma estrutura de CRF (FIB MODEL CODE, 2012)

A publicação do *fib Model Code 2010* tem sido um passo importante para o uso de concretos reforçados com fibras (CRF) em aplicações estruturais. Esta normativa selecionou o teste de três pontos para uma viga (EN 14651 2005), com a finalidade de caracterizar o comportamento constitutivo de tração de CRF (di PRISCO, et al., 2009). Uma desvantagem do teste EN 14651 é que, devido à sua forma, é quase impossível aplicar o teste a um material extraído de um elemento existente no local. Isso pode ser útil para avaliar a resposta do material em uma aplicação real, onde a distribuição e orientação das fibras podem diferir significativamente das obtidas na viga fundida. (SEGURA-CASTILLO et al., 2018). Três testes compactos (com espécime de tamanho pequeno), que podem superar este problema, têm sido usados recentemente: o método de teste de divisão em cunha (WST), patenteado por (ELSER et al., 1996); o teste de Barcelona (BCN) (MOLINS et al., 2009) desenvolvido na *Universitat Politècnica de Catalunya*; e o *Double Edge Wedge Test* (DEWS) (di PRISCO, et al., 2013) originado na *Politecnica di Milano*.

A classificação do material para CRF é baseada em propriedades nominais que caracterizam sua resistência à tração pós-fissuração. Essas propriedades são determinadas através de testes de flexão de acordo com EN 14651 (2005), mas outros tipos de testes (com amostras de viga ou placa) podem ser aceitos, contanto que haja uma demonstração de correlação entre os fatores adotados com os parâmetros da EN 14651. A resistência pós-fissuração em materiais de endurecimento ou amolecimento varia com o aumento da deformação ou abertura de fissura. Uma vez que a resistência residual varia com a deflexão imposta (ou deslocamento da abertura da boca da fissura) na amostra, pelo menos dois valores de deformações devem ser considerados: o primeiro deve ser significativo

para as verificações ELS, enquanto o segundo deve ser significativo para verificações ELU (PRISCO, DI et al., 2009).

Di Prisco et al. (2009), afirma que o padrão europeu EN 14651 (2005) requer quatro valores diferentes de resistência residual (f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} , f_{R4} ; Fig. 2.10), correspondendo a diferentes valores do deslocamento de abertura de boca de fissura (CMOD = 0,5, 1,5, 2,5 e 3,5 mm, respectivamente) da amostra entalhada. Para o projeto estrutural, o uso de quatro valores diferentes pode ser um obstáculo para a aceitação da formulação do projeto CRF. Portanto, foi assumido que f_{R1} e f_{R3} podem caracterizar a resistência residual CRF para análise ELS e ELU, respectivamente. Para simplificar ainda mais a classificação, o comportamento do material em ELU pode ser relacionado ao comportamento em ELS usando a relação f_{R3}/f_{R1} . Portanto, a tenacidade CRF pode ser classificada usando alguns parâmetros: o primeiro é um número que representa a classe f_{R1} , enquanto o segundo é uma letra que representa a razão f_{R3}/f_{R1} . Vale ressaltar que, CMOD representa a medida da abertura da fissura em mm, bem como a força utilizada para abrir dado tamanho de fissura. As classes de resistência para f_{R1k} (valor característico de f_{R1}) são definidas pelos seguintes valores: 1:0; 1:5; 2:0; 2:5; 3:0; 4:0; 5:0; 6:0; 7:0; 8:0 (MPa).

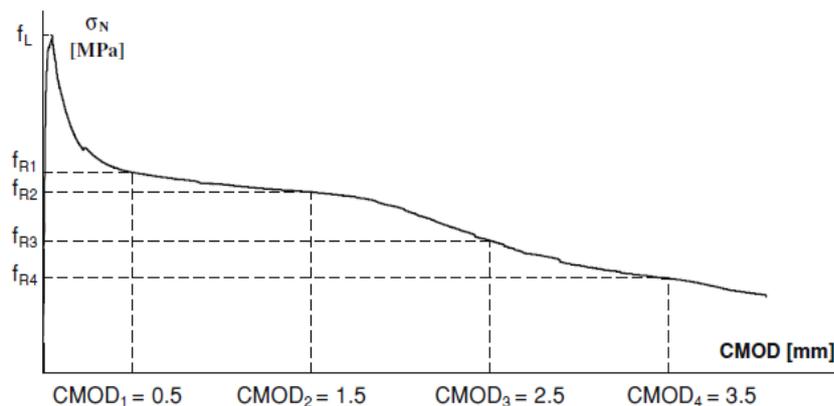


Figura 3.10 - Curva típica da tensão nominal versus CMOD para CRF (PRISCO, DI et al., 2009)

A razão f_{R3k} / f_{R1k} pode ser representada pelas letras a, b, c, d, correspondendo aos valores:

- “a” se $0.5 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 0.8$
- “b” se $0.8 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 1.1$
- “c” se $1.1 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 1.4$
- “d” se $1.4 \leq f_{R3k}/f_{R1k}$

O comportamento de tração pós-fissuração CRF é modelado no modo I de propagação de fissura por uma lei de abertura de fissura por tensão. Duas leis constitutivas simplificadas de abertura de fissura por tensão podem ser deduzidas dos resultados do teste de flexão, a fim de simular um comportamento plástico-rígido ou um comportamento pós-fissura linear (endurecimento ou amolecimento), como mostrado esquematicamente na Fig. 3.11. Nesta figura f_{Fts} representa a resistência residual de utilização, definida como a resistência pós-fissuração para um valor de abertura de fissura representativo da análise ELS, e f_{Ftu} é a resistência residual representativa da análise ELS. Na Fig. 3.11, w_u é a abertura de fissura correspondente ao ELS considerado, enquanto a abertura de fissura associada a f_{Fts} é igual a zero (PRISCO, DI et al., 2009).

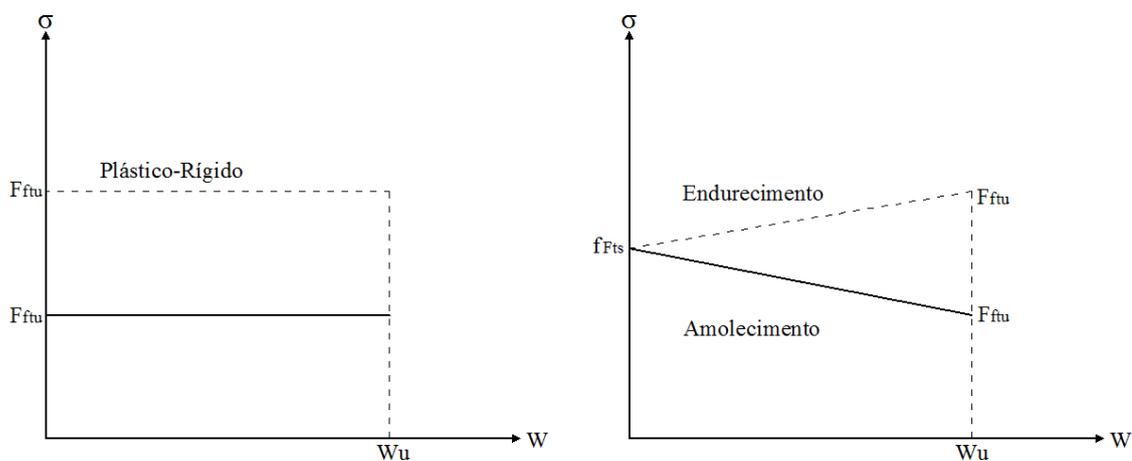


Figura 3.11 - Leis constitutivas simplificadas: tensão-abertura de fissura (linhas contínuas e tracejadas referem-se a materiais de amolecimento e endurecimento, respectivamente) (PRISCO, DI et al., 2009)

A Equação 3.8 define f_{Ftu} como a resistência residual associada a uma abertura de fissura final w_u que não coincide necessariamente com $CMOD_3$, e é obtido considerando uma lei constitutiva linear entre pontos com abscissa $CMOD_1$ e $CMOD_3$, até o ponto com abscissa w_u (Fig. 3.11).

$$f_{Ftu} = \frac{fR3}{3} \quad (3.8)$$

A Equação 3.8 é obtida pelo equilíbrio rotacional em ELU, assumindo $w_u = CMOD_3$ (Fig. 3.12a), e um bloco de tensão constante ao longo da seção. O parâmetro de resistência residual $fR3$ da Eq. 3.8 é obtido a partir do equilíbrio rotacional, assumindo uma distribuição linear de tensão elástica

ao longo da seção transversal entalhada, como na condição pré-pico, para um deslocamento de abertura de fissura correspondente ao ELU:

$$f_{R3} = \frac{3F(CMOD3)*L}{2b*hs_p^2} \quad (3.9)$$

sendo $F(CMOD_3)$ a força em $CMOD_3$ (Fig. 3.12a), L , b e h_{sp} o comprimento do vão, a largura e a profundidade da seção transversal entalhada da amostra. O modelo linear pós-fissuração é caracterizado pelos parâmetros f_{FTs} e f_{FTu} . Ambos os parâmetros devem ser definidos através de valores residuais de resistência à flexão usando as seguintes equações:

$$f_{FTs} = 0,45*f_{R1} \quad (3.10)$$

$$f_{FTu} = f_{FTs} - \frac{wu}{CMOD3} (f_{FTs} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0 \quad (3.11)$$

O valor de resistência f_{FTs} correspondente à abertura de fissura $CMOD_1$ é determinado a partir do equilíbrio, com a suposição de que a distribuição da tensão de compressão é linear e que o comportamento de tração é elasto-plástico até um deslocamento de abertura de fissura correspondente ao ELS. A variabilidade introduzida nos resultados pelo módulo de elasticidade é considerada desprezível e um valor comum é assumido. O valor da tensão correspondente à abertura da fissura $CMOD_3$ é determinado a partir do equilíbrio, com a suposição de que o estresse compressivo resultante é aplicado no banzo extradorso e que o comportamento à tração é rígido-linear (PRISCO, DI et al., 2009).

O parâmetro de resistência residual f_{R1} das Eqs. 3.10 e 3.11 é obtido a partir do equilíbrio rotacional, assumindo uma distribuição linear de tensão elástica ao longo da seção transversal entalhada, como na condição pré-pico, para um deslocamento de abertura de fissura correspondente ao ELS:

$$f_{R1} = \frac{3F(CMOD1)*L}{2b*hs_p^2} \quad (3.12)$$

sendo $F(CMOD_1)$ a força em $CMOD_1$ (Fig. 3.12a).

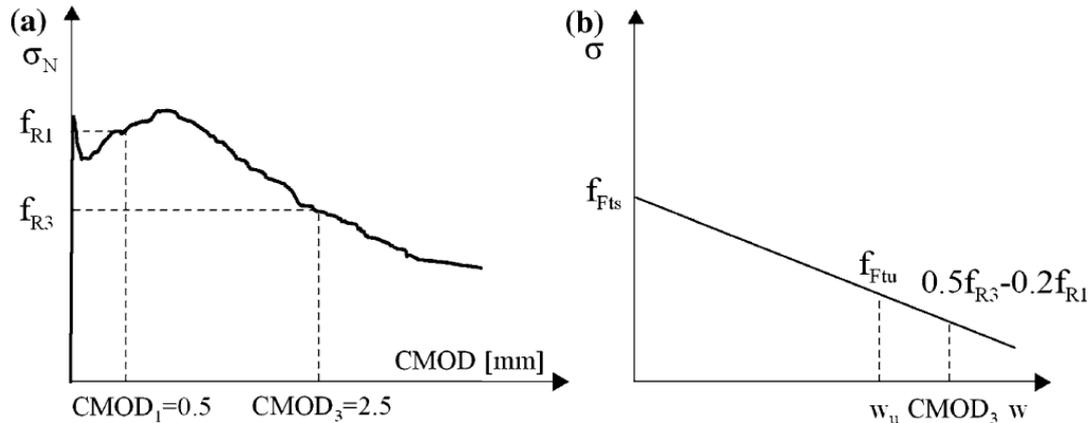


Figura 3.12 - (a) resultados típicos a partir de um teste de flexão em um material de amolecimento e (b) pós-fissuração linear lei constitutiva (PRISCO, DI et al., 2009)

Segura-Castillo et al. (2018), desenvolveram uma nova técnica de teste experimental a ser usada em amostras de CRF. O novo teste, assim chamado “*Teste de Montevideo (MVD)*”, é capaz de determinar o comportamento constitutivo à tração de amostras compactas de CRF. O principal objetivo de sua pesquisa foi obter um teste simples, capaz de ser realizado em núcleos extraídos ou, em conjunto com os atuais aceitos EN1465, no controle de rotina do CRF. O teste é baseado no “teste de penetração de cunha” (WST), porém foram necessárias algumas alterações na preparação da amostra e no dispositivo de carregamento, a fim de se obter simplificações que permitam seu uso no controle de qualidade. Primeiro, o dispositivo de carregamento de três peças do WST é substituído por uma cunha sólida. Cada lado da cunha tem uma inclinação de 15° em relação à vertical (ou seja, o ângulo da cunha é de 30°). A amostra é preparada simplesmente cortando um entalhe, reduzindo a preparação da amostra. Para realização do ensaio foi escolhida uma amostra cúbica com seção de 150 mm, com um entalhe de 25 mm de profundidade e 5 mm de largura. A geometria da amostra e do entalhe foi selecionada para replicar a superfície da fratura do teste EN14651. Além disso, a configuração do ensaio também permite avaliar amostras cilíndricas ($\phi 150 \times 150$ mm) com superfície de falha semelhante. O teste foi desenvolvido por um esforço conjunto de professores da Universidade de São Paulo (USP), Brasil, e *Universidad de la República*, Uruguai. A configuração do ensaio é ilustrada na Fig. 3.13.

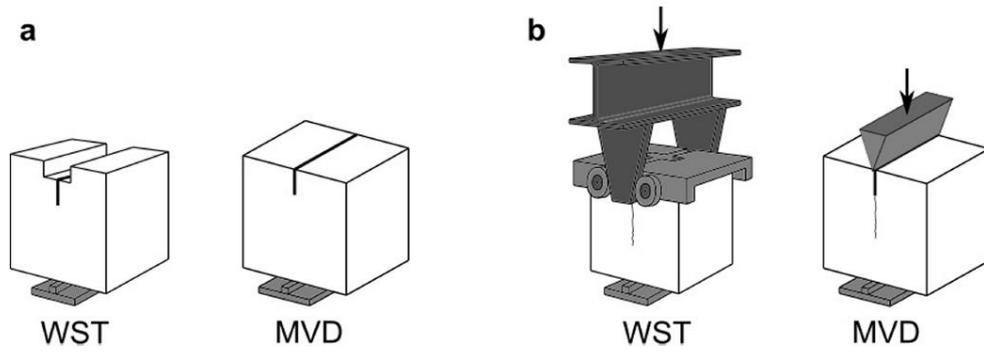


Figura 3.13 - Simplificações feitas ao teste MVD em comparação com o WEST: (a) para a amostra de concreto; (b) para o dispositivo de carga (SEGURA-CASTILLO et al., 2018)

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 Planejamento da Campanha Experimental

Tanto as fibras de aço quanto as fibras sintéticas incorporadas ao concreto, têm a finalidade de controlar o surgimento de fissuras no elemento estrutural. Com base nesse contexto, para o presente trabalho, foram adotados três parâmetros diretamente relacionados a durabilidade do concreto, a relação água cimento, o limite de abertura de fissura e o cobrimento. Os valores dos seguintes parâmetros são limitados por norma, levando em consideração a classe de agressividade ambiental (CAA). Como apresentado nas tabelas 3.1 e 3.2, os valores dos respectivos parâmetros são bastante similares quando comparado a Normatização Espanhola de Concreto Estrutural (EHE, 2010) com a norma Brasileira de estruturas de concreto armado (NBR 6118, 2014). Portanto, para a relação a/c foram adotados os valores de 0,45 (valor limite estabelecido por norma) e 0,60 (valor irregular); para abertura de fissura (w) foi adotado o valor limite de 0,2 mm (valor limite estabelecido por norma), e uma abertura de fissura de 0,5 mm (valor irregular); para o cobrimento adotou-se o valor de 40 mm (valor limite estabelecido por norma), e um cobrimento de 25 mm (valor irregular). Vale ressaltar que, os valores adotados para os parâmetros chamados de valores normatizados, equivalem a classe de agressividade ambiental IIIb segundo a norma espanhola (EHE-08, 2010), equivalente a classe de agressividade ambiental IV da normatização brasileira. Os valores ditos irregulares, equivalem a valores negligenciados, ou seja, valores contrários aos sugeridos pela norma segundo a classe de agressividade para ambiente marinho. Essa metodologia de adotar valores normatizados e irregulares tem a finalidade de analisar e comparar o efeito das fibras no controle de início de propagação da corrosão.

Primeiramente foi realizado um estudo preliminar intitulado como experimento teste, com a finalidade de esquematizar uma metodologia adequada para a confecção dos protótipos, bem como para facilitar a realização dos ensaios do programa experimental. Para o estudo preliminar foram realizadas duas concretagens com relação a/c de 0,45, uma concretagem sem fibras e outra com adição de fibras sintéticas. Foram confeccionadas 4 vigas de concreto armado (com armadura longitudinal), 2 amostras sem a adição de fibras (vigas de referência) e 2 amostras com adição de fibras sintéticas. O cobrimento adotado para essas amostras foi de 25 mm. Na tabela 4.1 são apresentados os detalhes dessa campanha experimental.

Para o experimento oficial foram confeccionadas 24 vigas de concreto armado, 8 amostras sem fibras (CA - Referência), 8 amostras com fibras de aço (CRFA) e 8 protótipos com fibras sintéticas (CRFS). Para o concreto com fibras foi adotado um volume de fibras de 0,5% em volume

de concreto. Em relação aos parâmetros adotados, relação a/c e abertura de fissura, as vigas foram divididas entre a relação a/c de 0,45 (valor normalizado) e relação a/c de 0,60 (valor irregular); em referência ao parâmetro abertura de fissura as amostras foram divididas em fissuras de 0,2 e 0,5 mm. O cobrimento adotado para essas amostras foi de 40 mm. Na tabela 4.1 são apresentados os parâmetros, bem como o planejamento da pesquisa experimental.

Tabela 4.1 - Esquema do Programa Experimental e número de vigas por série

Séries	Protótipos	Parâmetros Analisados		Rec. (mm)	Tipos de fibras	Quantidade de vigas
		a/c	w (mm)			
Protótipos – Experimento Teste						
CA	VT1-CA	0,45	0,2	25	-	1
	VT2-CA		0,5	25	-	1
CRFS	VT3-CRFS	0,45	0,2	25	Sintéticas	1
	VT4-CRFS		0,5	25		1
Protótipos – Experimento Oficial						
CA	V1-CA	0,45	0,2	40	-	2
	V2-CA		0,5	40	-	2
	V3-CA	0,60	0,2	40	-	2
	V4-CA		0,5	40	-	2
CRFA	V5-CRFA	0,45	0,2	40	Aço	2
	V6-CRFA		0,5	40		2
	V7-CRFA	0,60	0,2	40		2
	V8-CRFA		0,5	40		2
CRFS	V9-CRFS	0,45	0,2	40	Sintéticas	2
	V10-CRFS		0,5	40		2
	V11-CRFS	0,60	0,2	40		2
	V12-CRFS		0,5	40		2

Durante a concretagem das vigas também foram confeccionados corpos-de-prova cilíndricos para ensaios de compressão e ensaios de durabilidade, 10 amostras para cada série de concreto divididos entre as relações a/c de 0,45 e 0,60 respectivamente, totalizando 30 corpos-de-prova. E também foram confeccionados corpos-de-prova cúbicos para realização de ensaio mecânico, como o teste de tenacidade para o CRF, foram produzidos 14 corpos-de-prova cúbicos para a série experimental oficial: 3 cubos (CA), 6 cubos (CRFA) e 5 cubos (CRFS). Para a série experimento teste

foram preparados 3 cubos com adição de fibras sintéticas. Na tabela 4.2 é apresentado os ensaios realizados em cada amostra.

Tabela 4.2 – Corpos-de-prova para ensaios mecânicos e de durabilidade

Ensaio	Relação a/c	Dimensão (bxh) mm	Quantidade de amostras		
			CA	CRFA	CRFS
Compressão	0,45	100x200	3	3	3
	0,60	100x200	3	3	3
Absorção capilar	0,45	100x50	2	2	2
	0,60	100x50	2	2	2
Porosidade	0,45	100x100	2	2	2
	0,60	100x100	2	2	2
<i>Montevideo Test</i>	0,45	150x150	1	3	3
	0,60	150x150	2	3	3

Vale ressaltar que, para o presente trabalho está sendo analisado o início de propagação da corrosão nas barras longitudinais das vigas. Visto que, segundo o modelo de vida útil de Tuutti (1977), a vida útil de uma estrutura é dividida em duas fases: início de propagação da corrosão e a fase de propagação. As amostras foram submetidas ao ensaio de corrosão acelerada a partir do ensaio da piscina ou *salt ponding test* (MCGRATH; HOOTON, 1999). Para medir o potencial de corrosão nas barras optou-se pelo método denominado medição de potencial de meia-célula (RILEM TC 154-EMC, 2003). Antes de submeter as vigas ao ensaio de indução à corrosão, primeiramente foi preciso induzir as vigas ao pré-fissuramento através do ensaio de Montevideo (SEGURA-CASTILLO et al., 2017), esse ensaio é baseado no *Wedge Splitting Test (WST)*.

A caracterização da matriz foi realizada através do ensaio de absorção capilar, porosidade e densidade, esses mesmos ensaios são também classificados como ensaios de durabilidade do concreto. O programa experimental também inclui ensaios mecânicos, dos quais, ensaio à compressão e o ensaio de Montevideo, que tem a finalidade de medir a tenacidade do concreto com fibras. Nos próximos tópicos será abordada a metodologia de cada ensaio citado.

4.2 Materiais

O método de dosagem do concreto adotado para o presente trabalho é a dosagem utilizada pelo Departamento de Construção do Instituto de Estruturas e Transportes da Faculdade de Engenharia da Universidade da República do Uruguai. Foi realizada a caracterização dos materiais, agregados miúdos e agregados graúdos. Para produção do concreto, moldagem e cura dos protótipos foram seguidos os preceitos das Normas Uruguaias, NM 79: 1996 - Preparação de concreto em laboratório; UNIT 1081: 2002 – Concreto, procedimento para preparação e cura de corpos-deprova. Esta norma é aplicável para produção de protótipos cilíndricos utilizados em ensaios de compressão e de tração por compressão diametral, similar a normativa brasileira NBR 5748: 2015.

4.2.1 Cimento

O cimento empregado na concretagem dos protótipos foi o cimento comum CPN 40 da marca Ancap Minas, com uma massa específica de $3,15 \text{ kg/dm}^3$. Na tabela 4.3 é apresentada sua resistência mecânica aos 2, 7 e 28 dias, bem como na tabela 4.4 são apresentados os dados da análise química do cimento, como especificado no manual técnico do fabricante, onde o mesmo está presente no anexo I deste trabalho.

Tabela 4.3 – Resistência à compressão do cimento CPN 40 (UNIT 20)

Realização dos Ensaio	Resistência (MPa)	Resistência mín. aceitável (MPa)
2 dias	24,6	10
7 dias	35,2	-
28 dias	45,2	40

Tabela 4.4 – Análise química do cimento CPN 40 conforme especificado em UNIT 20:2015

Componentes químicos	Quant. (%)	Obs.
Perdas por calcinação	3,07	Máx. 5,0
Trióxido de enxofre (SO ₃)	3,09	Máx. 3,5
Óxido de magnésio (Mg)	3,01	Máx. 6,0
Dióxido de silício (SiO ₂)	19,44	-
Óxido de cálcio (CaO)	61,80	-
Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)	4,52	-
Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)	2,90	-
Óxido de potássio (K ₂ O)	1,40	-
Óxido de sódio (Na ₂ O)	0,40	-
Sódio equivalente (Na ₂ Oeq)	1,32	-

4.2.2 Agregados

Para a mistura foi empregado como agregado miúdo areia fina e grossa proveniente de rio, como agregado graúdo foi utilizado pedra britada de origem granítica cujos tamanhos estão compreendidos entre 5 e 20 mm. Na tabela 4.4 é apresentada a caracterização dos agregados miúdos e graúdos. Na Figura 4.1 é mostrado a realização do ensaio para determinar o teor de umidade dos agregados para correção da quantidade de água no momento da concretagem.



(a)



(b)

Figura 4.1 - Ensaio para determinação da umidade dos agregados: (a) agregado miúdo; (b) agregado graúdo

Tabela 4.4 Caracterização dos Materiais

Agregado	Observação	Densidade Saturada (kg/dm³)	Absorção (%)	Módulo de finura
Areia fina	Areia proveniente de rio	2,51	0,40	2,46
Areia grossa	Areia proveniente de rio	2,61	0,40	3,69
Brita	Pedra partida granítica – 5 a 20 mm	2,66	0,44	6,30

4.2.3 Aditivo

A adição dos aditivos plastificantes torna o concreto mais trabalhável, facilitando seu adensamento e proporcionando um melhor acabamento na superfície concretada. O aditivo deve sempre ser introduzido juntamente com a água de amassamento e, preferencialmente, no final da mistura. Utilizou-se o aditivo plastificante Sikament 290 N, da marca Sika, pronto para o uso e isento de cloretos. É um aditivo polifuncional para concreto que pode ser utilizado como fluidificante ou

superfluidizante de acordo com a dosagem utilizada. A dosificação recomendada pelo fabricante para uso como plastificante é de 0,3 a 0,6% e para uso como superfluidificante é de 0,6 a 1,2% em relação ao peso de cimento. Possui uma densidade de aproximadamente 1,2 kg/l.

4.2.4 Água

Na produção dos concretos foi utilizada água potável proveniente do sistema de abastecimento de água do Departamento Nacional de Obras Sanitárias do Estado (OSE), e cumpre com as exigência normativas para sua utilização na confecção do concreto segundo a norma UNIT NM 79/1996.

4.2.5 Fibras

As fibras de aço e as fibras plásticas adicionadas ao concreto são do tipo estrutural. As fibras de aço são produzidas a partir de fios de aço trefilado a frio, contêm baixo teor de carbono em sua composição e são fibras com gancho (Figura 4.2 a), tais fibras são da marca Macaferri. As fibras sintéticas são do tipo SikaFiber Force PP-48 são macrofibras de poliolefina corrugadas, da marca Sika (Figura 4.2 b). Como as fibras sintéticas são retangulares, calcula-se a área da seção e esse valor torna-se equivalente ao diâmetro, como nas fibras metálicas. As características das fibras são apresentadas na tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Características das fibras

Fibras	Diâmetro (mm)	Comprimento - L (mm)	Fator de forma (L/D)	Resist. à tração (MPa)	Peso Específico (kg/m³)
Aço	1,00	50	50	>1.100	7,85
Sintéticas	~ 0,47	48	102	>550	0,92

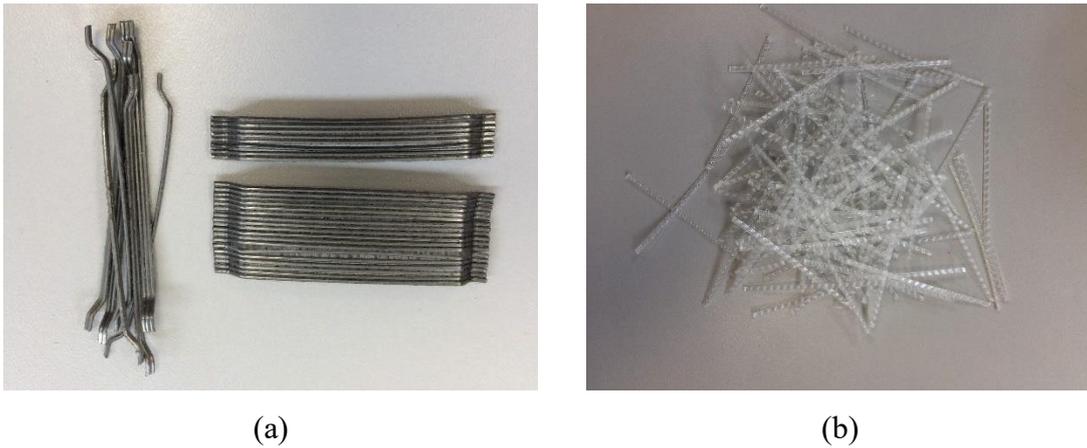


Figura 4.2 - Fibras empregadas no concreto: (a) fibras de aço; (b) fibras plásticas

4.2.6 Dosagem

Nas tabelas 4.6 e 4.7 são apresentadas as composições, ou seja, o consumo de materiais por m³ de concreto para cada série adotada.

Tabela 4.6 – Dosagem do concreto da série “experimento oficial”

Materiais	Séries					
	CA (0,45)	CA (0,60)	CRFA (0,45)	CRFA (0,60)	CRFS (0,45)	CRFS (0,60)
Cimento (kg/m ³)	410	350	410	350	410	350
Agregado miúdo (areia fina) (kg/m ³)	260,65	259,19	258,15	257,22	258,7	252,2
Agregado miúdo (areia grossa) (kg/m ³)	521,31	518,38	516,30	514,45	517,4	514,4
Agregado graúdo (kg/m ³)	955,73	950,36	946,55	943,15	948,5	943,2
Água (l/m ³)	184,5	210	184,5	210	193,7	210
Aditivo (gr/m ³)	4,8	0	4,8	0	4,8	0
Fibras (kg/m ³)	-	-	36,9	37	4,5	4,5

Tabela 4.7 - Dosagem do concreto da série “experimento teste”

Materiais	Séries	
	CA (a/c = 0,45)	CRFP (a/c = 0,45)
Cimento (kg/m ³)	390	390
Agregado miúdo (areia fina) (kg/m ³)	296	296
Agregado miúdo (areia grossa) (kg/m ³)	444	444
Agregado graúdo (kg/m ³)	904	904
Água (l/m ³)	175	175
Aditivo	1,0 % em peso de cimento	1,0 % em peso de cimento
Fibras sintéticas (kg/m ³)	-	4,6

Para a dosagem do concreto com fibras foi adotado um valor de 0,5% de fibras por volume de concreto.

4.2.7 Preparação, moldagem e cura dos protótipos

Como dito anteriormente, foi realizado um estudo preliminar envolvendo a confecção dos protótipos, bem como dos ensaios que fazem parte do programa experimental. Na concretagem teste foram confeccionadas 4 vigas de concreto armado: 2 amostras contendo concreto com adição de fibras plásticas e 2 amostras com concreto sem fibras. Para ambas as concretagens a relação a/c utilizada foi de 0,45 e cobrimento de 25 mm. Foram confeccionados 6 corpos-de-prova cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, 3 amostras com fibras e 3 amostras sem fibras para ensaios de resistência à compressão; e 3 amostras cúbicas (150 mm x 150 mm) para ensaios de resistência à tração do concreto. A fim de analisar a influência das fibras no concreto, neste teste optou-se por negligenciar o parâmetro cobrimento, visto que, a norma preconiza um cobrimento mínimo de 30 mm para ambiente marinho, foi adotado um cobrimento de 25 mm. Vale ressaltar que, o entalhe para abertura da fissura possui 25 mm de altura, portanto a distância da superfície superior até a armadura é de 50 mm. No caso do experimento oficial, o cobrimento adotado para as vigas foi de 40 mm mais os 25 mm do entalhe, totalizando 65 mm. O detalhamento das vigas da pesquisa é apresentado na Figura 4.3.

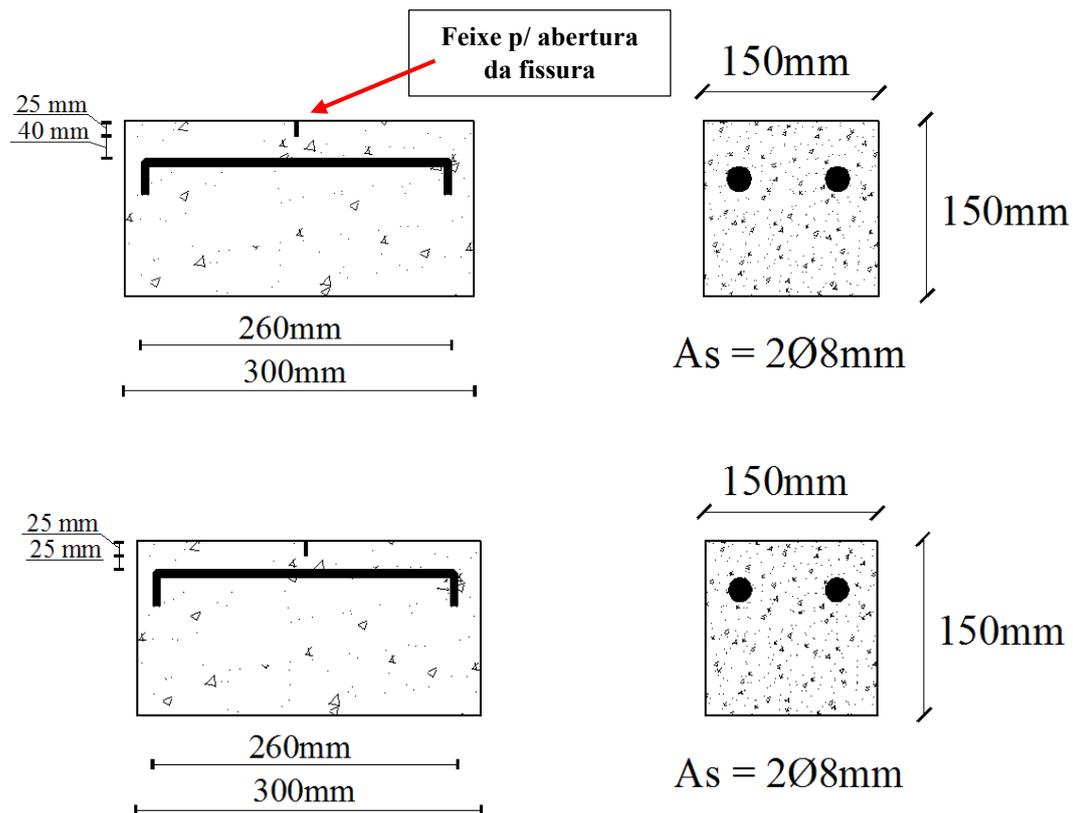


Figura 4.3 – Detalhamento das vigas da pesquisa: (a) experimento oficial; (b) experimento teste.

Como forma de garantir que os parâmetros escolhidos para análise fossem respeitados, antes da moldagem das vigas foi realizada a preparação das barras longitudinais, que consistiu em colar “palitos” de plástico a fim de manter os espaçamentos entre as barras de aço, bem como para limitar o movimento das barras dentro da forma, dessa maneira não alterando o cobrimento adotado de 25 mm para as amostras testes. Na Figura 4.4 é apresentado o esquema realizado com as barras de reforço.

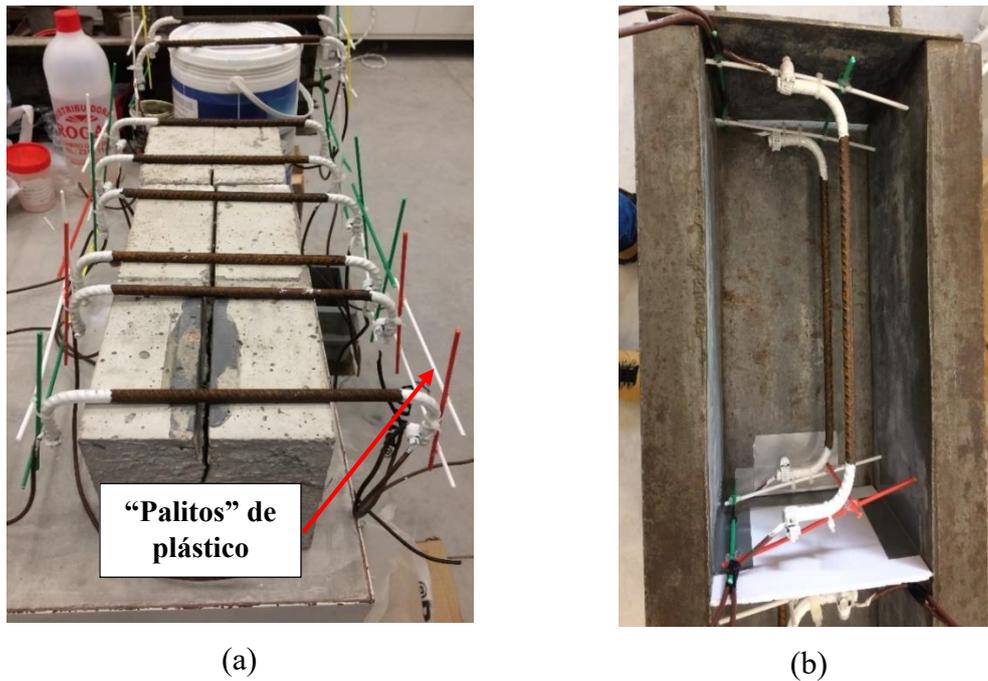


Figura 4.4 - Barras de reforço para a concretagem teste: (a) barras prontas para concretagem; (b) barras posicionadas no molde para futura concretagem.

Todavia, esse método criado para impedir o movimento das barras dentro da forma não foi eficiente, visto que, os “palitos” de plástico são muito frágeis para suportar a concretagem. Observou-se que muitos palitos se descolaram das barras de aço, fazendo com que as mesmas se movimentassem dentro do molde, e, conseqüentemente não respeitando o cobrimento adotado. Outro fator observado foi a vibração do concreto, pois qualquer movimento brusco poderia mover as barras de lugar. Na Figura 4.5 é apresentado a moldagem das vigas, como também dos protótipos para ensaios de compressão e tração do concreto.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.5 - Concretagem teste: (a) moldagem das vigas; (b) moldagem dos corpos-de-prova para ensaio de resistência à compressão; (c) moldagem dos corpos-de-prova para ensaio de resistência à tração.

A concretagem teste foi realizada em uma concreteira localizada em Montevideo, Uruguai. A cura dos corpos-de-prova foi realizada em uma câmara úmida com a umidade relativa do ar igual ou

maior que 90%, a uma temperatura de $23^{\circ}\text{C} (\pm 2)$. Na Figura 4.6 é apresentado os protótipos em processo de cura.



Figura 4.6 - Cura dos protótipos: cura em câmara úmida dos corpos-de-prova

Posteriormente foi realizada as concretagens das vigas do grupo “experimento oficial” (Figura 4.8), primeiramente optou-se por confeccionar as vigas com concreto sem adição de fibras e em seguida as concretagens das amostras com fibras sintéticas e com fibras de aço. Foram realizadas duas betonadas de concreto, uma com a relação a/c de 0,45 e outra com uma relação a/c igual a 0,60. Para todas as concretagens adotou-se o mesmo procedimento. Além das vigas foram confeccionados corpos-de-prova para os ensaios de durabilidade e resistência mecânica. A concretagem dos protótipos foi realizada no laboratório de Construção do Instituto de Estruturas e Transportes da Faculdade de Engenharia da Universidade da República (Uruguai).

Antes de todas as concretagens foi realizada a preparação das barras de aço para futura medição do potencial à corrosão. Primeiramente é realizado a conexão entre os cabos e a barra de aço. Em seguida foi necessário pintar com tinta epóxi uma parte da barra de aço onde se encontra a conexão com os cabos, com a finalidade de proteger essa zona do reforço, já que a tinta serve como proteção para o aço em meios corrosivos.

Como o método adotado no experimento teste não correspondeu às necessidades, foi necessário criar uma metodologia mais eficaz para limitar o movimento das barras dentro da forma. Nessa metodologia foram utilizados espaçadores circulares, comumente usados em obras. Foi observado que essa técnica restringiu o movimento das barras na forma, e foi possível manter o cobrimento adotado. O novo método adotado é ilustrado na Figura 4.7. Na figura 4.8 é mostrada as vigas da série

CRFS depois da concretagem, bem como os corpos-de-prova para ensaios de durabilidade e ensaios mecânicos.

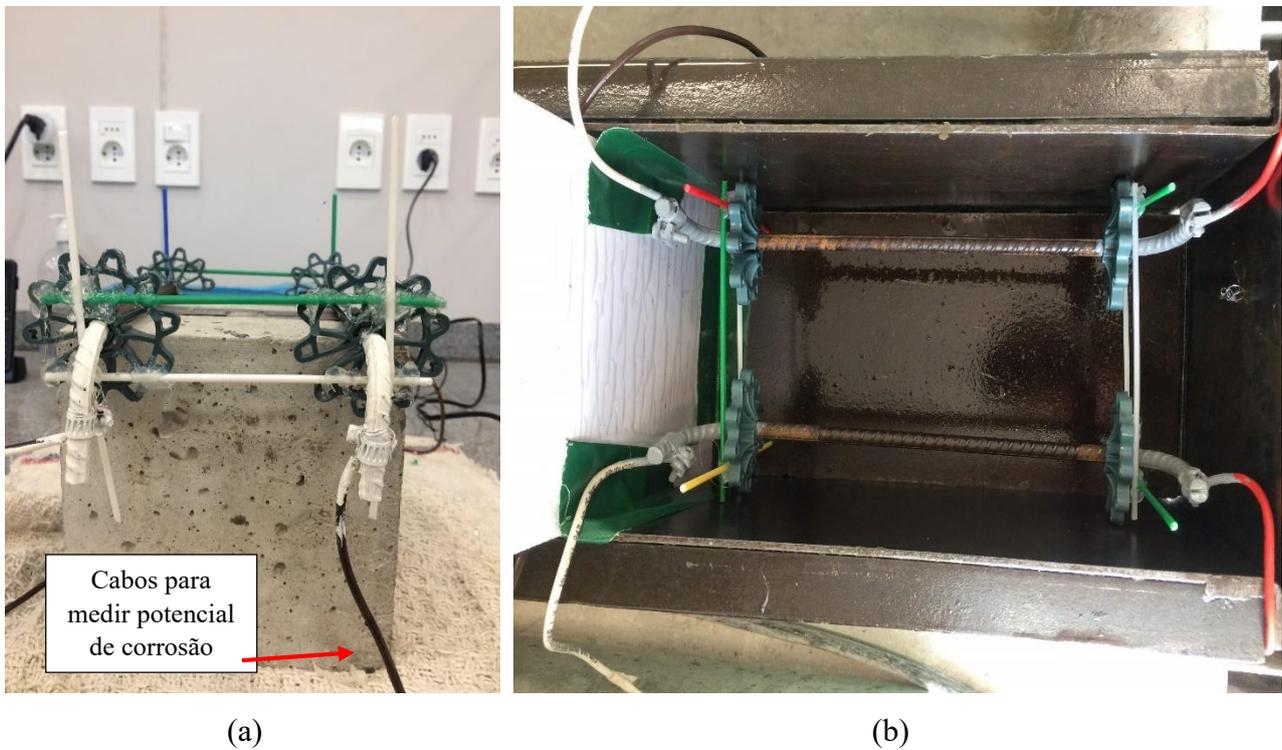


Figura 4.7 - Barras de reforço para a concretagem oficial: (a) barras prontas para concretagem; (b) barras posicionadas no molde para concretagem.





(b)



(c)

Figura 4.8 - Concretagem (experimento oficial): (a) vigas da série CRFS; (b) cilindros para ensaios de durabilidade e compressão; (c) cubos para ensaio de tenacidade do concreto (MVD test)

4.2.8 Pré-fissuração das vigas

Para realização da pré-fissuração das vigas, antes de as mesmas serem submetidas à corrosão, foi adotado o mesmo mecanismo de ensaio utilizado no *Montevideo Test*, como ilustrado na Figura 4.9 (a; b). Onde as fissuras foram induzidas através de uma carga aplicada a uma velocidade de 0,5 mm/min.. Durante o processo de abertura da fissura, foi utilizado uma câmera microscópica com a finalidade de medir em tempo real o quanto a fissura abria. O procedimento foi realizado para cada série de vigas, com fibras de aço, fibras sintéticas e sem fibras, cada série possui 8 vigas. Portanto, 4 amostras foram submetidas a fissura de 0,2 mm e 4 amostras foram submetidas a fissura de 0,5 mm. As aberturas das fissuras pré-determinadas ($w = 0,2$ e $0,5$ mm) foram medidas na parte superior, da extremidade do entalhe, foi verificado também a largura da fissura no centro da peça.

Vale ressaltar que, cada série possui 4 amostras com relação a/c de 0,45 e 4 amostras com relação a/c de 0,60. Dentre essas 4 vigas, duas foram submetidas a fissuras de 0,2 mm e as outras duas foram submetidas a fissuras de 0,5 mm. Visto que, devido aos esforços internos das armaduras e das fibras, a fissura aberta tende a fechar, logo, para mantê-la aberta exatamente com os tamanhos determinados foi necessário introduzir um parafuso entre duas placas pequenas de aço inoxidável no feixe na parte superior das vigas, ou seja, o parafuso se transformou em uma cunha (Figura 4.9 (c; d)).

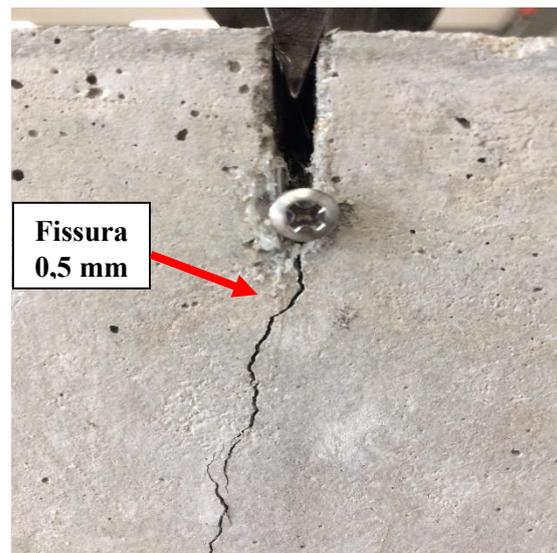
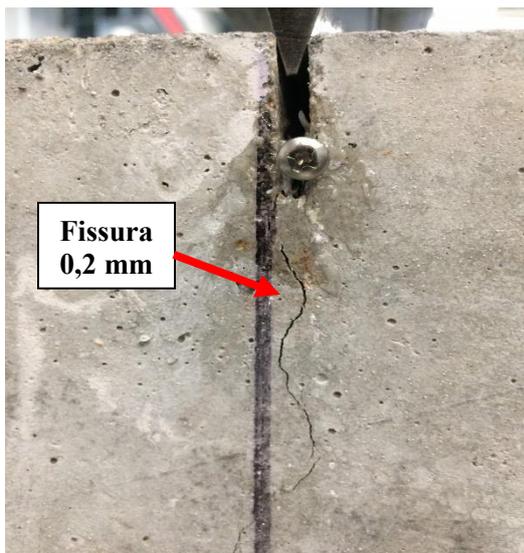
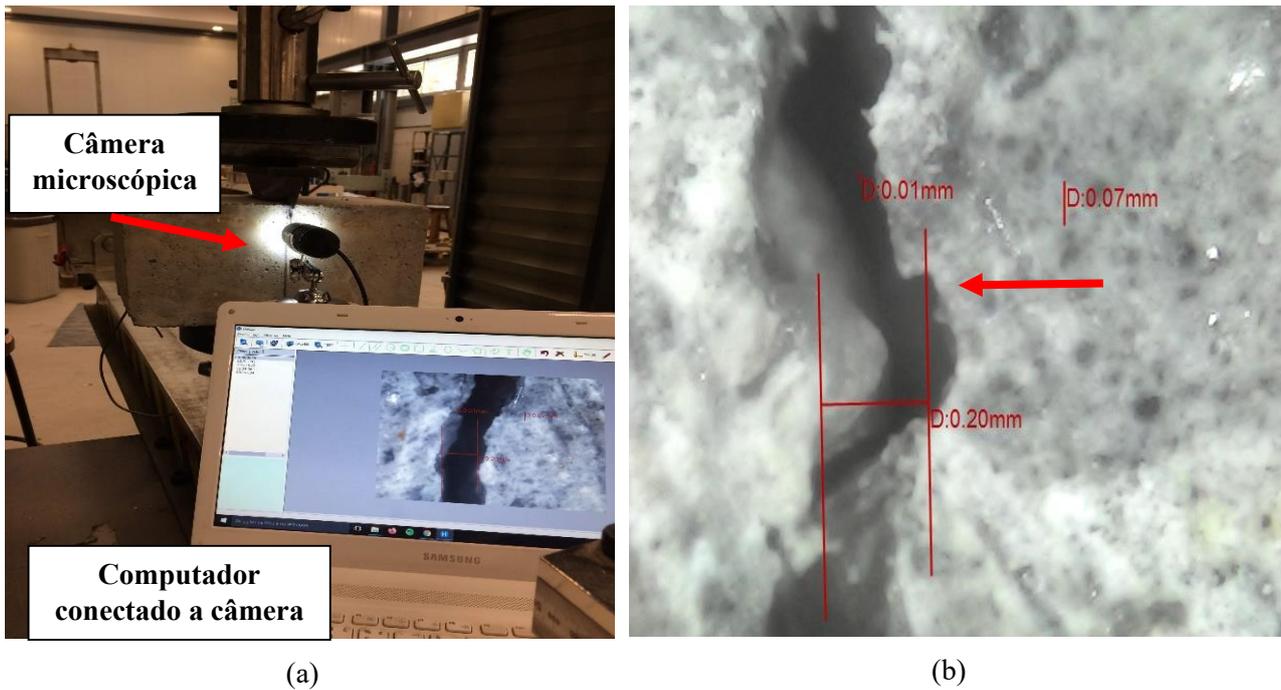


Figura 4.9 - Abertura de fissura através do Ensaio de Montevideo: (a) Equipamentos utilizados no ensaio; (b) Imagem gerada através do programa da câmera microscópica; (c) Fissura 0,2 mm; (d) Fissura 0,5 mm.

4.3 Métodos de Ensaio

4.3.1 Ensaio para determinação da consistência do concreto através do abatimento do tronco de cone (UNIT NM – 67:1998)

A configuração do ensaio é ilustrada na Fig. 4.10, onde é realizada a medição do abatimento do concreto. Este ensaio foi realizado para todas as concretagens da campanha experimental, concreto sem fibras (Ref-0,45 e Ref-0,60), concreto com fibras de aço (A-0,45 e A-0,60) e concreto com fibras sintéticas (S-0,45 e S-0,60). Vale ressaltar que o valor de abatimento objeto era de 10 a 15 cm.



Figura 4.10 - Ensaio para determinar a consistência do concreto através do abatimento do tronco de cone (UNIT NM – 67: 1998)

4.3.2 Determinação da quantidade de ar no concreto em estado fresco: Método de pressão (UNIT-NM 47:2002)

Esse ensaio tem por objetivo determinar o teor de ar no concreto em estado fresco a partir da mudança do volume do concreto devido a uma mudança na pressão. O teor de ar na massa pode ser definido pelo volume de ar aprisionado ou incorporado ao concreto, expresso em porcentagem do

volume total de concreto fresco adensado. Vale ressaltar que, para a realização deste ensaio foi utilizado um medidor de pressão tipo B, como descrito na norma UNIT-NM 47:2002, o mesmo é ilustrado na Fig. 4.11a.

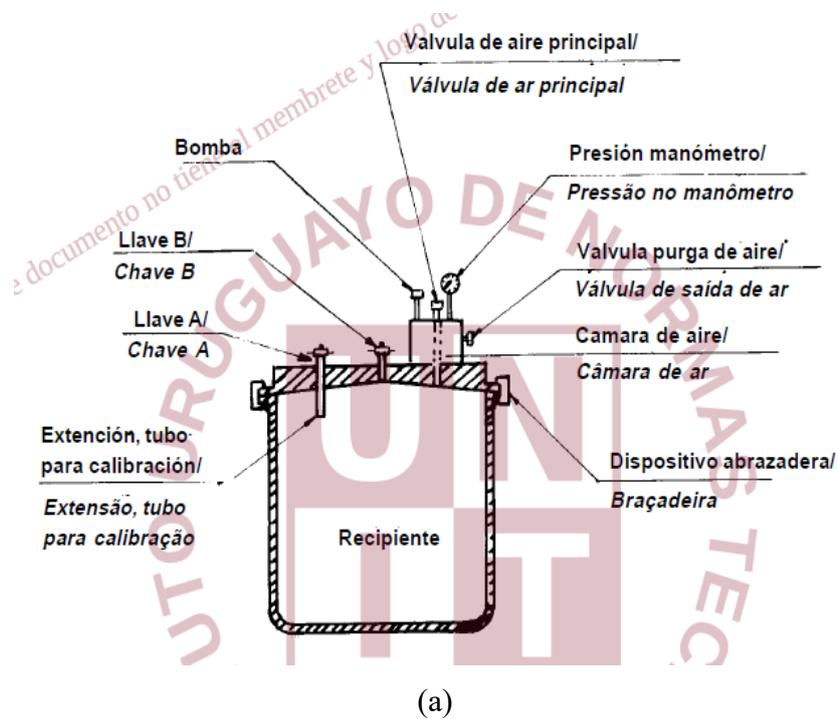


Figura 4.11 - Ensaio para determinação da quantidade de ar no concreto em seu estado fresco: (a) diagrama esquemático do medidor de pressão tipo B (UNIT-NM 47:2002); (b) realização do ensaio

4.3.3 Ensaios de durabilidade para caracterização da matriz

Para caracterização da matriz foram realizados ensaios para determinar a absorção capilar do concreto, bem como o ensaio de porosidade e densidade. Nos próximos tópicos serão explicadas as metodologias de cada ensaio. Todos os ensaios foram realizados no laboratório de construção do Instituto de Estruturas e Transportes da Faculdade de Engenharia.

4.3.3.1 Ensaio para determinação da absorção capilar do concreto (IRAM 1871: 2004)

Segundo o Manual Duarar (TROCÓNIS, 2000), absorção capilar é considerada como a massa de água por unidade de área que pode ser absorvida nos capilares quando o concreto se encontra em contato com água líquida. Representa a porosidade efetiva ou acessível a água e portanto aos agentes agressivos ambientais. A capacidade e a velocidade de sucção e particularmente do cobrimento, é um parâmetro associado com a durabilidade das estruturas de concreto. Diante desse contexto, esse foi um dos métodos de ensaios que foi adotado com a finalidade de caracterizar a matriz do material. Esse método consiste em registrar o aumento de massa na amostra, constituído por um corpo-de-prova de concreto endurecido, submetido a ação de contato com água, em uma das bases da amostra. O presente ensaio foi realizado seguindo-se a prescrição da Norma Argentina IRAM 1871: 2004.

Para realização deste ensaio foram confeccionados 6 cilindros com 200 mm de altura e 100 mm de diâmetro nominal, 2 para cada série de concreto, concreto sem fibras (CA), concreto com adição de fibras de aço (CRFA) e concreto com fibras sintéticas (CRFS), divididos entre as relações a/c adotadas, de 0,45 e 0,60, ou seja, dos 2 cilindros, 1 foi confeccionado com a relação a/c de 0,45 e o outro com relação a/c de 0,60. Entretanto, para a realização deste ensaio não é utilizado um cilindro como para o ensaio de compressão diametral, por exemplo, que se utiliza um corpo-de-prova de 200 mm x 100 mm de diâmetro (Fig. 4.12). Para este ensaio é necessário preparar a amostra a partir do cilindro, onde a amostra deve ter 50 mm de altura \pm 2 mm e 100 mm de diâmetro nominal. Primeiramente corta-se a parte inferior do cilindro, um corte de 30 mm, onde a base estava em contato com o molde de concretagem, essa parte é descartada e partir daí é feito outro corte de 50 mm de altura \pm 2 mm, exatamente essa parte cortada equivale a amostra para realização do ensaio para determinar a capacidade e a velocidade de sucção capilar do concreto. Sendo assim, com cada cilindro foi possível fazer duas amostras, totalizando 4 espécimes por série de concreto e 2 amostras por relação a/c, somando 12 amostras no total. Nas Fig 4.13 e 4.14 são ilustrados tanto a preparação da

amostra quanto a metodologia do ensaio, a parte denominada de base de absorção da amostra se refere aquela onde se realiza o ensaio.

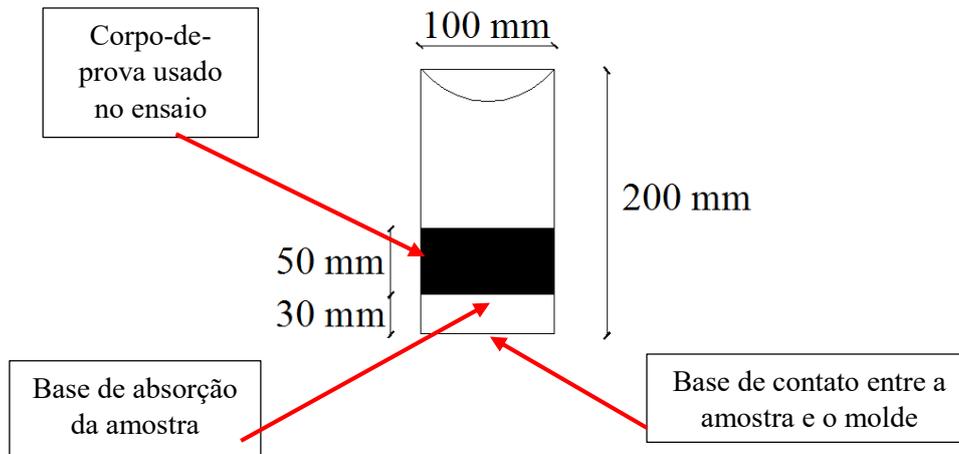


Figura 4.12 - Detalhamento do corpo-de-prova usado no ensaio (IRAM 1871: 2004)



Figura 4.13 - Configuração do ensaio para determinar a capacidade e a velocidade de sucção capilar de água no concreto (corpos-de-prova das séries CRFA e CRFS)

Este ensaio deve ser realizado em seguida dos 28 dias de cura, não ultrapassando 42 dias depois de moldado. Depois que as amostras estão cortadas as mesmas devem seguir para a etapa de secagem em estufa a $50^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ por 48 horas ou até que se mantenha uma massa constante. A massa é considerada constante quando a diferença entre duas pesagens sucessivas efetuadas a cada $24\text{h} \pm 1\text{h}$

não ultrapasse 0,1% da última medição. Em seguida deve-se passar pela etapa de esfriamento a uma temperatura ambiente, guardando-as em bolsas de polietileno. Depois que as amostras estão a uma temperatura ambiente é registrado seu peso inicial (W_0). Antes de submeter os corpos-de-prova ao ensaio de absorção capilar deve-se medir três alturas em três lugares distintos da amostra para posteriormente determinar a área da seção transversal de cada uma. Em seguida, é necessário pintar as laterais da amostra com a finalidade de evitar que se absorva água por aí, visto que a absorção deve ocorrer de baixo para cima. Posteriormente as amostras foram introduzidas em um recipiente grande de plástico (Fig. 4.13), onde adiciona-se água até uma altura de $3 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ em relação à altura da amostra a uma temperatura de $20^\circ \text{ C} \pm 2^\circ \text{ C}$. As amostras seguem em esse recipiente até o final do ensaio, esse instante registra-se como o tempo inicial ($t = 0$). O recipiente mantém-se fechado durante todo o período do ensaio para procurar alcançar uma umidade do ar equilibrada maior que 95% e também para reduzir a evaporação pelas bases da amostra. O registro das pesagens foram realizados nos tempos denominados $t = 30 \text{ min}$, $t = 1 \text{ h}$, $t = 2 \text{ h}$, $t = 3 \text{ h}$, $t = 4 \text{ h}$, $t = 5 \text{ h}$, $t = 6 \text{ h}$, $t = 24 \text{ h}$, $t = 48 \text{ h}$ e as posteriores pesagens foram realizadas a cada 24h até que a massa registrada fosse constante, ou seja, até que a variação entre duas pesagens consecutivas não ultrapassasse 0,1 %, como preconiza a normativa IRAM 1871: 2004. Para realização das pesagens é necessário retirar a amostra com cuidado do recipiente para que não caia água nas outras amostras, bem como é necessário usar um “pano” para enxugar a base de absorção da amostra. Na Fig. 4.14 é mostrada uma das amostras da série CRFA na etapa de registro de peso.



Figura 4.14 - Determinação do peso em g

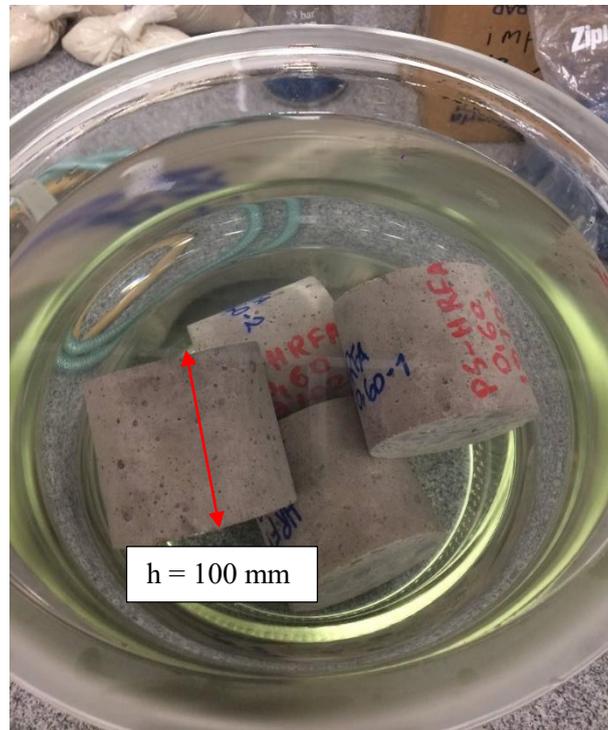
4.3.3.2 Ensaio para determinação da porosidade e densidade do concreto (ASTM C 642 - 06, 1997)

Segundo o Manual Durar (TROCÓNIS, 2000) a porosidade do concreto é considerada como os espaços vazios que ficam na massa do concreto em consequência da evaporação da água excedente ao amassado e do ar preso em sua manipulação. O outro método de ensaio adotado para caracterização da matriz do concreto foi o ensaio para determinar a porosidade e a densidade do material. O ensaio foi realizado através da prescrição normativa ASTM C 642 – 06. Segundo esta normativa, este método de teste é útil no desenvolvimento dos dados necessários para conversões entre massa e volume de concreto. Para realização deste ensaio foram confeccionados 6 cilindros com 200 mm de altura e 100 mm de diâmetro nominal, dos quais, foram preparados 2 cilindros por série de concreto (CA, CRFA e CRFS), sendo 1 amostra por relação a/c (0,45 e 0,60). Além do mais, a norma prescreve que os corpos-de-prova podem ser feitos de pedaços de cilindros, núcleos ou vigas de qualquer forma, ou tamanho desejado, exceto que o volume de cada porção não deve ser inferior a 350 cm³ (ou para concreto normal, aproximadamente 800 g); e cada porção deve estar livre de rachaduras, fissuras ou bordas quebradas observáveis. Diante disso, as amostras foram preparadas a partir dos cilindros, com 100 mm de altura e 100 mm de diâmetro, portanto, 2 amostras para cada cilindro, totalizando 12 amostras.

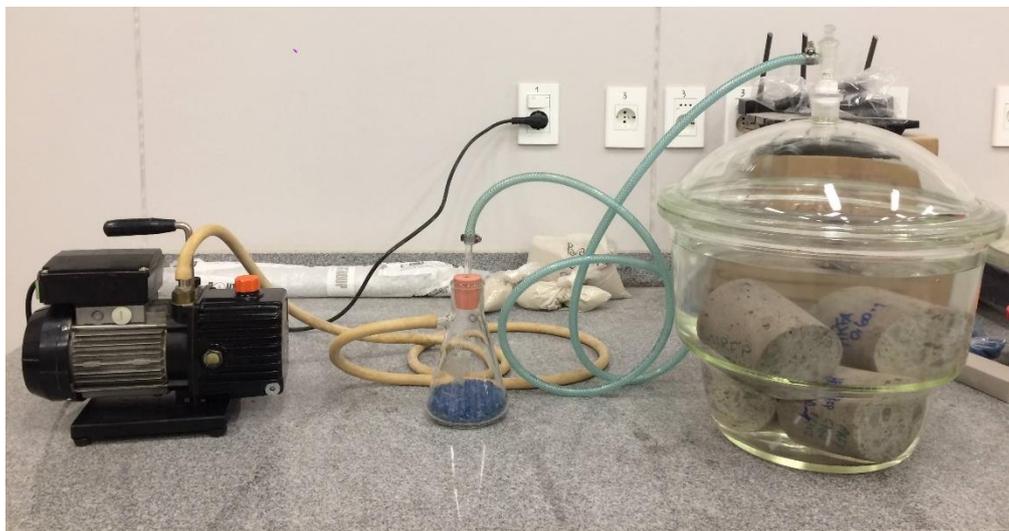
Em seguida que as amostras foram cortadas nos respectivos tamanhos já mencionados, segue-se para determinação da massa seca (Ms), primeiramente é realizada a primeira pesagem e posteriormente as amostras foram inseridas em um forno a uma temperatura de 100 a 110° C por 24h. Depois de retirar cada amostra do forno, deve-se deixar esfriar ao ar seco a uma temperatura de 20 a 25° C e em seguida determina-se a massa novamente. A massa é considerada seca quando após a determinação da primeira massa e da segunda, comparam-se os valores, se as massas estão parecidas, considera-se seca. A diferença entre os valores obtidos a partir de dois valores sucessivos de massa não pode exceder uma diferença de 0,5% do valor menor. Posteriormente é necessário determinar a massa saturada após imersão, para isso primeiramente mergulha-se a amostra em água a aproximadamente 21° C por um período de 48h. Após esse período é necessário secar a superfície da amostra removendo a umidade da superfície com uma toalha para em seguida determinar sua massa.

Logo depois, determina-se a massa saturada após fervura. Para esse procedimento foi utilizado um recipiente emerticamente fechado e cheio de água, de maneira que as amostras ficassem totalmente imersas, como ilustrado na Fig 4.15a. Essa etapa de fervura durou cerca de 6h, onde o equipamento utilizado no ensaio funciona sob pressão. Depois as amostras foram submetidas a etapa de esfriamento em temperatura ambiente durante um período de 24h. Em seguida, determina-se a

massa da amostra, porém primeiro deve-se remover a umidade com um “pano”. Logo após, determina-se a massa aparente imersa, que equivale a suspender a amostra com um auxílio de um arame, essa pesagem é denominada massa aparente em água. O procedimento deste ensaio é ilustrado na Fig. 4.15b.



(a)



(b)

Figura 4.15 - Procedimento do ensaio para determinação da porosidade e densidade do concreto (ASTM C 642 - 06, 1997): (a) corpos-de-prova submersos no recipiente; (b) aparatos para realização do ensaio.

A partir dos valores de massa determinados de acordo com os procedimentos descritos, pode-se determinar:

- Absorção após imersão:

$$\% = [(B-A)/A] * 100 \quad (4.1)$$

- Absorção após imersão e fervura:

$$\% = [(C-A)/A] * 100 \quad (4.2)$$

- Densidade seca através do método Bulk:

$$= [A/(C-D)] * \rho = g_1 \quad (4.3)$$

- Densidade após imersão (Bulk):

$$= [B/(C-D)] * \rho \quad (4.4)$$

- Densidade após imersão e fervura (Bulk):

$$= [C/(C-D)] * \rho \quad (4.5)$$

- Densidade aparente:

$$= [A/(A-D)] * \rho \quad (4.6)$$

- Volume dos poros permeáveis:

$$= [(g_2 - g_1)/g_2] * \rho \quad (4.7)$$

onde:

A = massa de amostra seca em forno ao ar, g

B = massa da amostra de superfície seca no ar após a imersão, g

C = massa da amostra de superfície seca no ar após imersão e fervura, g

D = massa aparente da amostra em água após imersão e fervura, g

g_1 = densidade aparente, seco, Mg/m^3 e

g_2 = densidade aparente, Mg/m^3

ρ = densidade da água = $1 Mg/m^3 = 1g/cm^3$.

4.3.4 Método de ensaio para medir a indutância em CRFA

O método proposto por (TORRENTS et al., 2012) consiste em medir a variação da indutância produzida quando um campo magnético é aplicado a uma amostra CRFS. Como mostrado

na Fig. 4.16, o equipamento consiste em um analisador de impedância que gera um fluxo de corrente elétrica em uma bobina descontínua de seção transversal quadrada. O fluxo de corrente produz um campo magnético dentro da bobina. Quando a amostra é colocada na bobina, a natureza ferromagnética das fibras aumenta a permeabilidade magnética do meio e, conseqüentemente, a variação da indutância é medida com o analisador. O ensaio é projetado para amostras cúbicas de 150 mm.

Este ensaio foi realizado antes de submeter os corpos-de-prova ao *MVD test*. Na preparação desse ensaio, deve-se verificar se não há materiais de ferromagnéticos, em seguida conecta-se os aros da bobina em série com uma potência de 800 watts. Os cabos devem ficar em uma posição tal que permaneçam fixas durante as medições. A indutância de cada amostra é medida para as direções principais perpendiculares às faces da amostra cúbica, isso produz as medidas DLx, DLY e DLz para os eixos X, Y e Z, respectivamente. Em seguida, zera o medidor uma vez que a leitura seja constante. Posteriormente coloca-se a amostra na bobina, espera-se que se estabilize para registrar o valor de L (valor da indutância). A configuração do ensaio é ilustrada na Fig. 4.16.

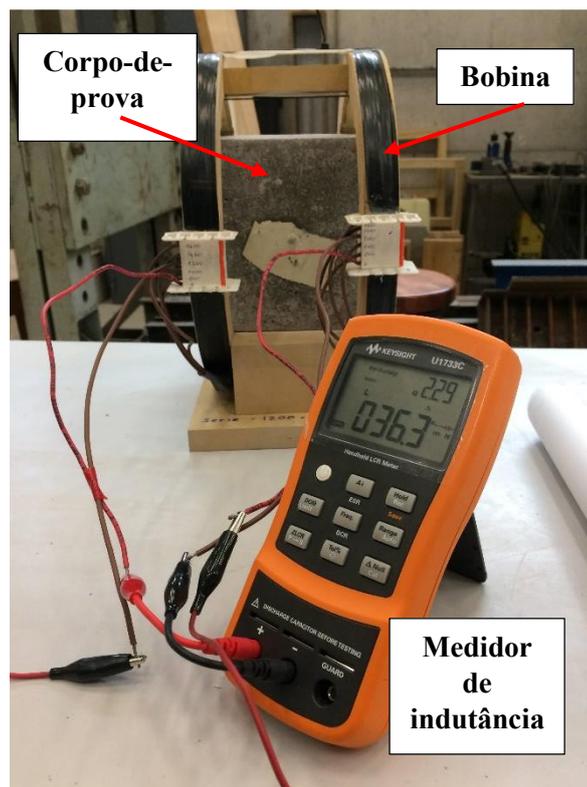


Figura 4.16 - Configuração do ensaio para medição de indutância em amostras cúbicas de concreto reforçado com fibras de aço.

4.3.5 Tenacidade à flexão do concreto através do ensaio de Montevideo (MVD)

O ensaio de Montevideo é capaz de determinar o comportamento à tração em amostras de concreto reforçado com fibras (CRF). Para realização desse ensaio foram confeccionados 6 cubos com fibras de aço, 3 amostras por cada relação a/c (0,45 e 0,60); 5 cubos com fibras sintéticas, 3 com relação a/c de 0,45 e 2 com a dosificação de 0,60; para concreto sem fibras (referência) foram preparados 3 cubos, 1 com relação a/c de 0,45 e 2 para a dosificação de 0,60. Os cubos foram preparados com seção de 150 mm com um entalhe de 25 mm de altura e aproximadamente 5 mm de largura. Antes de submeter as amostras ao ensaio, primeiramente é colado uma cantoneira de aço justamente onde encontra-se o entalhe com a finalidade de obter um melhor contato com a cunha. Além disso, para reduzir o atrito foi aplicado um lubrificante multifuncional. Esta preparação seria adequada para avaliar o comportamento de amolecimento e endurecimento.

O teste é baseado em uma aplicação de carga com uma velocidade de 0,5 mm/min., onde é medida a carga de deslocamento do concreto, através dessa carga aplicada é formada uma fissura progressiva e estável no corpo-de-prova. As fissuras sempre começam na extremidade do entalhe e se propagam continuamente para a base do espécime. Durante o ensaio a prensa hidráulica é conectada computacionalmente ao programa que aplica a carga e simultaneamente gera os gráficos com uma curva típica de carga vs. deslocamento de abertura de fissura. Existe uma fase de pré-fissuração elástica, controlada pelas propriedades da matriz, seguido pelo padrão pós-fissuração, onde a transferência de carga é suportada pelas fibras que fazem a ponte sobre a fissura. O ensaio é ilustrado na Fig. 4.17.

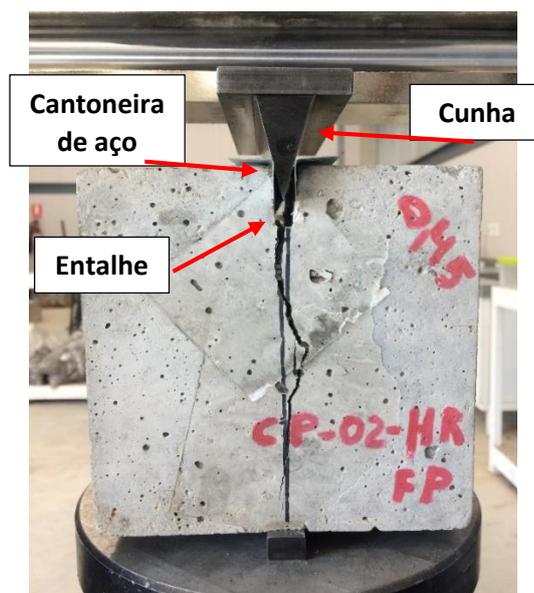


Figura 4.17 - Configuração do Ensaio de *Montevideo*

4.3.6 Ensaio de migração de cloreto através do *Salt ponding test* ou ensaio da piscina

As vigas foram submetidas à corrosão induzida através do ensaio da piscina ou *salt ponding test* (MCGRATH; HOOTON, 1999). Este método de ensaio consiste na confecção de um reservatório (piscina) aderido à superfície do concreto, onde é adicionada uma solução contendo cloretos. Para a confecção do reservatório foi utilizado PVC. No presente trabalho adotou-se uma solução de 5% de NaCl (cloreto de sódio) em relação ao volume de água deionizada. A diferença de concentração entre a solução da piscina e o interior do concreto gera um gradiente de concentração de cloretos que tem como consequência o transporte desses íons por difusão (CASCUDO, 1997 *apud* MEIRA; FERREIRA, 2019). No entanto, alguns autores defendem que uma parte do transporte ocorre por absorção capilar, motivada pela diferença de umidade entre a face saturada, em contato com a piscina, e a face oposta. Essa diferença de umidade gera vapor de água e consequentemente um gradiente de pressão, que, por sua vez, induz a uma maior penetração de solução de íons cloreto (STANISH; THOMAS *apud* MEIRA; FERREIRA, 2019).

A configuração do ensaio é ilustrada na figura 4.18. Na Fig. 4.19 são apresentadas as vigas da série CRFS, dispostas na estante para posterior ensaio da piscina. Vale ressaltar que, a piscina foi confeccionada de forma assimétrica a fim de analisar se os pontos de medições na extremidade da piscina terão maior potencial de corrosão em relação aos pontos da extremidade sem piscina.

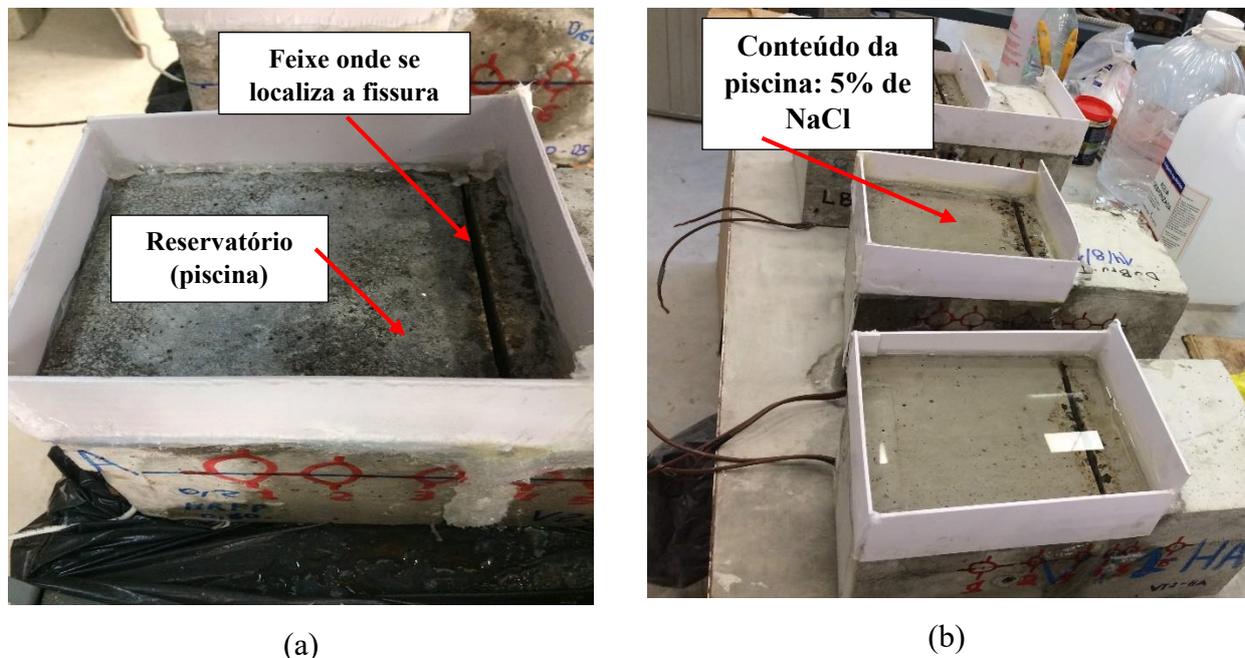


Figura 4.18 - Configurações de ensaio de *salt ponding test*: (a) localização da fissura; (b) reservatório com 5% de NaCl.

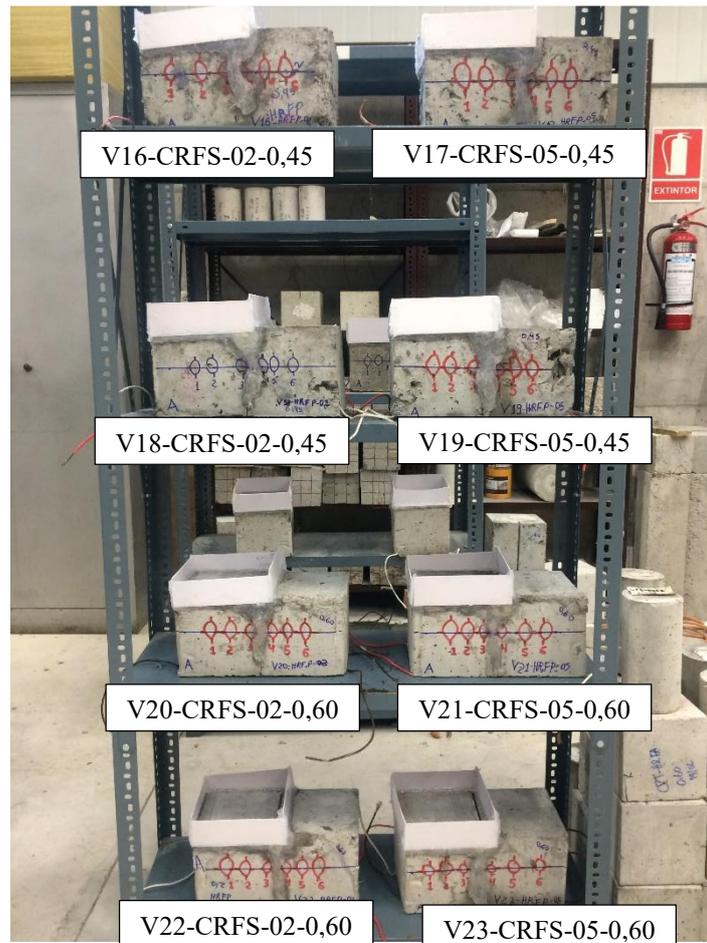


Figura 4.19 - Vigas da série concreto reforçado com fibras sintéticas (CRFS) prontas para serem submetidas ao ensaio da piscina.

4.3.7 Medições de Potencial de meia-célula

Para medir o potencial de corrosão nas armaduras das vigas foi adotado o método denominado como medidas potenciais de meia-célula. A medição do potencial de meia-célula é baseada na continuidade elétrica e eletrolítica entre os vergalhões no concreto, o eletrodo de referência na superfície do concreto e o voltímetro (RILEM TC 154-EMC, 2003). O princípio e principais componentes das medições do potencial de meia-célula são: eletrodo de referência, voltímetro de alta impedância e conexão ao vergalhão, como ilustrado na Figura 4.20.

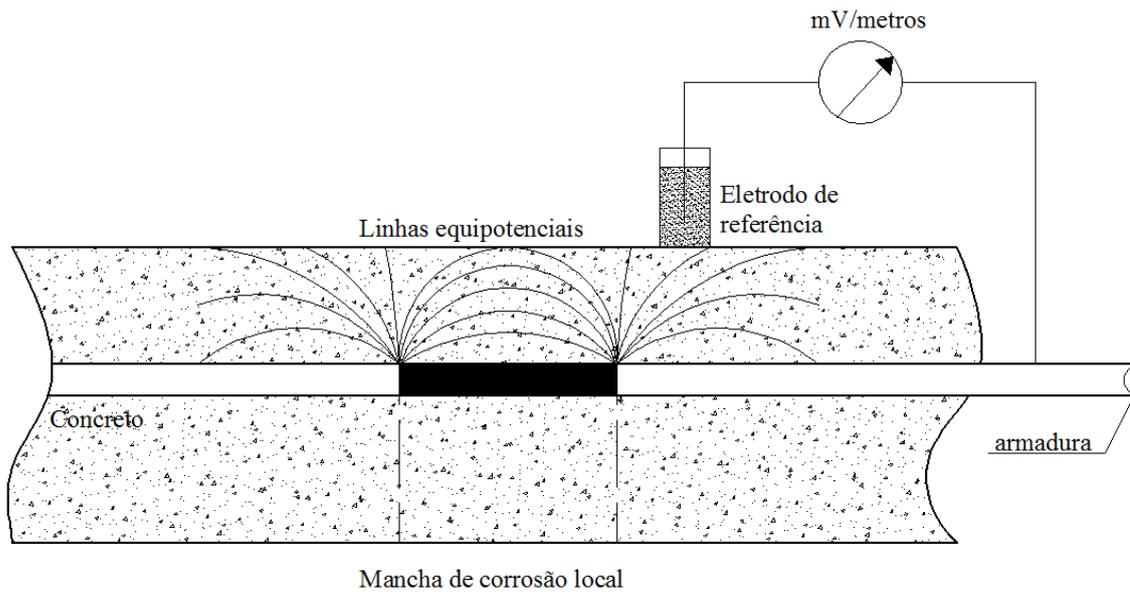
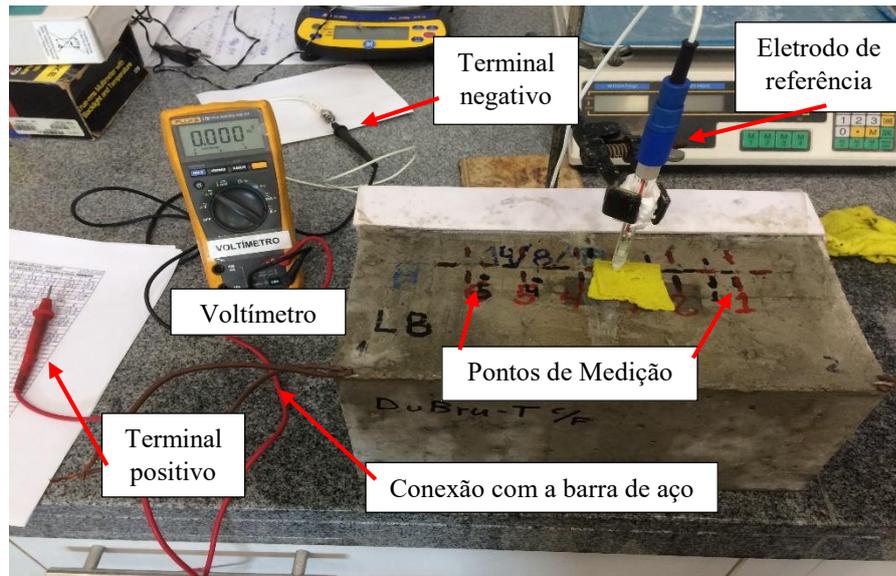


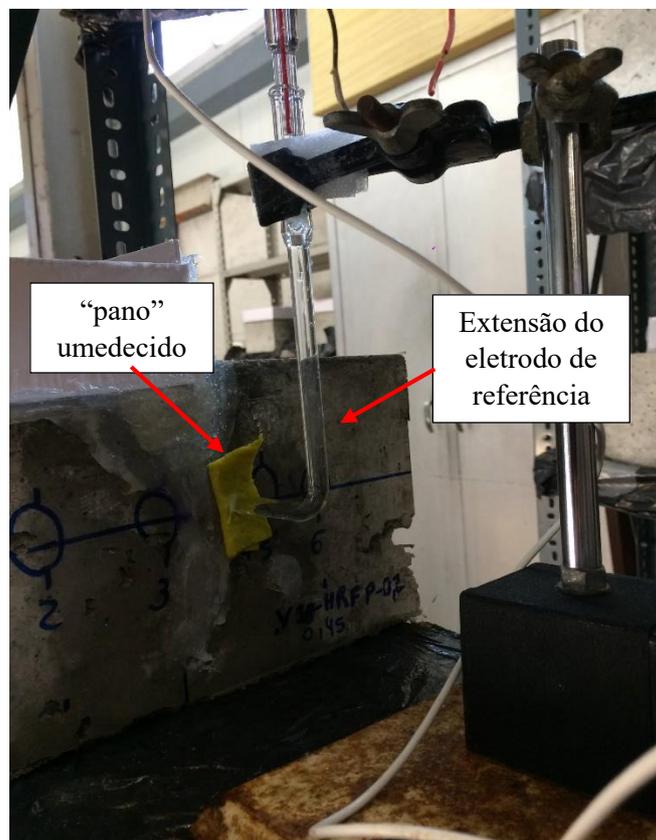
Figura 4.20 - Princípio e componentes principais das medições de potencial de meia célula: Eletrodo de referência, voltímetro de alta impedância, conexão ao vergalhão. (Elsener, 2003).

O potencial de corrosão E_{corr} (vergalhão/concreto de meia célula) é medido como diferença de potencial (ou tensão) contra um eletrodo de referência (meia célula). O valor numérico da diferença de potencial medida entre o aço no concreto e o eletrodo de referência dependerá do tipo de eletrodo de referência usados e da condição de corrosão do aço em concreto. Além disso, os potenciais de meia célula de aço em concreto não podem ser medidos diretamente na interface concreto/vergalhões devido à presença do revestimento, os potenciais são, portanto, influenciados pela queda iR (resistividade) na cobertura, pela corrente da macrocélula e, possivelmente, pelos potenciais de junção (RILEM TC 154-EMC, 2003).

As conexões ao voltímetro devem ser feitas da seguinte forma: o eletrodo de referência é ligado ao terminal negativo, o aço de reforço ao terminal positivo do voltímetro. Neste esquema, as leituras potenciais geralmente serão negativas. Na Figura 4.21 é mostrado todo o aparato utilizado no ensaio.



(a)



(b)

Figura 4.21 - Medidas de Potenciais de Meia-Célula

Primeiramente deve-se umedecer a superfície do concreto durante um período de 20 minutos, para esse procedimento foi utilizado um frasco “spray” com água. Essa metodologia adotada tem por

princípio alcançar medidas mais precisas possíveis; visto que uma grande influência nas leituras potenciais é a condição da camada superficial do concreto (úmida ou seca). Mudanças no teor de umidade, como por exemplo, molhar a superfície do concreto, deslocam os valores potenciais para números mais negativos. Passados os 20 minutos se pode iniciar as medidas com o auxílio do voltímetro e do eletrodo de referência, para o presente trabalho foi adotado como eletrodo de referência o eletrodo de sulfato de cobre (Cu/CuSO₄) (Figura 4.22a). As medidas foram realizadas com o eletrodo de calomelano (Hg, Hg₂Cl₂) saturado em KCl, esse eletrodo foi usado como extensão ao eletrodo de referência de sulfato de cobre (Cu) saturado em CuSO₄ (sulfato de cobre). Com base nisso, foi necessário a realização de uma conversão entre os valores das medidas realizadas com o eletrodo de calomelano (Hg, Hg₂Cl₂/KCl). A conversão foi realizada com auxílio do gráfico ilustrado na Fig. 4.22, ou seja, foi necessário acrescentar 77 mV para converter em valores equivalentes ao eletrodo Cu (cobre). Segundo a Norma ASTM C876, os valores de referência para os potenciais de corrosão em relação ao eletrodo de sulfato de cobre são os seguintes:

- > -200 mV – equivale a uma probabilidade de 90% que não exista corrosão;
- -200 mV a -350 mV – equivale a uma incerteza sobre a existência ou não de corrosão;
- < -350 mV – equivale a uma probabilidade de 90% que exista corrosão.

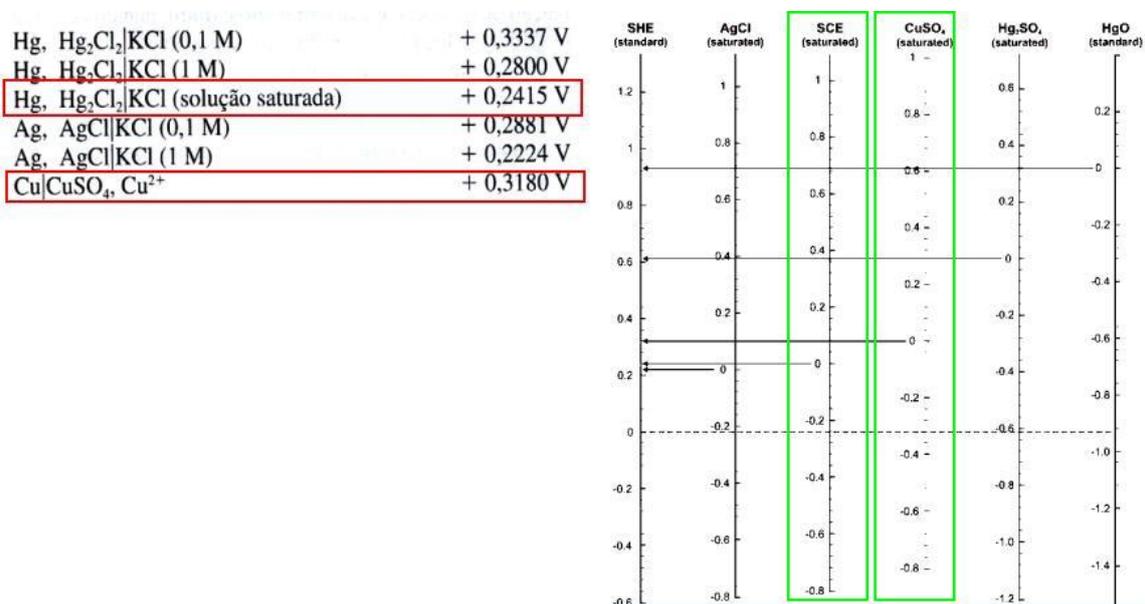


Figura 4.22 - Ficha com escalas e valores de conversão de diferentes tipos de eletrodos eletroquímicos (POURBAIX, 1987)

Vale ressaltar que cada viga possui duas barras de aço longitudinais e cada vergalhão possui duas conexões para medição do potencial de corrosão. Em cada amostra foram criados 12 pontos de

medições, 6 de cada lado, denominados de lado A e lado B, com a finalidade de obter leituras mais precisas pegando os dois lados de cada barra de aço. Os pontos foram criados em cima da projeção da barra de reforço. Foram espaçados referencialmente ao centro da viga, ou seja, os pontos das extremidades (ponto 1 e 6) têm uma distância de 8 cm do centro, já os pontos circundantes a fissura (pontos 3 e 4), foram espaçados com uma distância de 1,5 cm aproximadamente em relação à fissura, já os pontos 2 e 5 foram espaçados em 5 cm em relação ao centro da peça.

A primeira medida potencial, denominada de medida de referência, deve ser realizada antes das vigas serem submetidas ao ensaio de indução à corrosão, com a finalidade de comparar o avanço do potencial de corrosão nas amostras. Em seguida, foram realizadas medidas todos os dias durante o período de duas semanas. Posteriormente as medidas eram realizadas três dias/semana durante duas semanas. Em seguida, foram realizadas medidas duas vezes por semana durante mais duas semanas. Para finalizar essa etapa do ensaio, as medidas eram realizadas uma vez a cada semana. A finalidade dessa metodologia aplicada foi exatamente para observar o início de propagação da corrosão nas amostras, que é um dos objetivos do presente trabalho. Com o decorrer do ensaio optou-se por realizar as medidas somente no lado A, visto que não havia diferença significativa entre os valores potenciais, quando comparava lado A e B. Posteriormente optou-se por realizar as medidas somente nos pontos 1, 3 e 6, pois entre os pontos que estão circundantes não havia uma diferença significativa nos valores potenciais. Posteriormente esses pontos foram reagrupados como 1, 2 e 3, ponto 2 referente a fissura e ponto 1 e 3 referente as extremidades da peça.

4.3.8 Ensaio de resistência à compressão

Os ensaios de resistência à compressão foram realizados sob prescrição da norma Uruguaia NM 101: 1996 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. A máquina utilizada para realizar este ensaio dispõe de dois pratos de aço, entre os quais os corpos-de-prova de ensaio são submetidos à compressão. Antes de iniciar cada ensaio, devem ser cuidadosamente limpas as superfícies planas dos pratos superior e inferior da máquina de ensaios e também deve-se limpar as bases dos corpos-de-prova. Os corpos-de-prova cilíndricos foram confeccionados com dimensões de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, seguindo os preceitos da norma Uruguaia UNIT 1081: 2002 – Concreto, procedimento para preparação e cura de corpos-de-prova. Para o presente trabalho foram produzidos 18 corpos-de-prova, 6 para cada série de concreto: concreto sem fibras, concreto com adição de fibras de aço e concreto com fibras sintéticas; sendo 3 amostras para cada relação a/c (0,45 e 0,60). O ensaio foi realizado aos 28 dias de idade do concreto para todas as concretagens, com fibras e sem fibras.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Resultados dos ensaios no estado fresco do concreto

Na tabela 5.1 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios do abatimento do tronco de cone, quantidade de ar e a densidade aparente do concreto, bem como na Fig. 5.1 é mostrado a realização das medições do ensaio de abatimento. A partir dos resultados obtidos com o ensaio de abatimento, observa-se que a dosificação com relação a/c de 0,45 obtiveram valores menores em relação à dosificação de 0,60, foi observado o mesmo para todas as dosagens, com fibras e sem fibras. Vale ressaltar que, o objetivo do ensaio era encontrar valores de abatimento entre 10 e 15 cm, porém na pasta com relação a/c de 0,60 para o concreto de referência (sem fibras) e concreto com fibras de aço foram obtidos valores de abatimento superior ao valor esperado, tal fato pode ser justificado pela relação a/c de 0,60 que geralmente apresenta um concreto mais fluido, ou seja, apesar de o abatimento ter superado 20 cm, não é considerado um resultado incoerente.

Tabela 5.1 - Resultados das propriedades do concreto no estado fresco

Componente	Normativa	Unidade	Ref-0,45	Ref-0,60	A-0,45	A-0, 60	S-045	S-0,60
Abatimento	UNIT-NM 67	cm	15,0	21,0	13,0	21,0	8,5	10,0
Quantidade de ar	UNIT-NM 47	% (volume)	2,5	1,9	3,4	3,2	2,8	3,4
Densidade	-	Kg/dm ³	2,327	2,305	2,381	2,312	2,370	2,309

Ref – concreto sem fibras (referência)

A – concreto com fibras de aço

S – concreto com fibras sintéticas



Ref-0,45



A-0,45



A-0,60



S-0,45

Figura 5.1 - Resultados de consistência do concreto a partir do abatimento do tronco de cone

5.2 Ensaio de durabilidade

5.2.1 Resultados dos ensaios de porosidade e densidade no estado endurecido

Na tabela 5.2 são apresentados os resultados obtidos para os ensaios de porosidade e densidade em cada amostra, bem como seus respectivos valores médios. Vale ressaltar que a porosidade total (%) foi determinada a partir da equação 5.1.

$$\% \text{ porosidade total} = \frac{W_{\text{sat}} - W_{\text{seco}}}{W_{\text{sat}} - W_{\text{sum}}} * 100 \quad (5.1)$$

Onde,

W_{sat} – massa da amostra em condições saturação em g;

W_{seco} – massa da amostra em condições seca em estufa em g;

W_{sum} – massa aparente da amostra após imersão em água e secagem em estufa.

Segundo o Manual Durar (TROCÓNIS, 2000), para cobrimento com espessura de 30 mm em ambientes severos se recomenda concretos com sorção capilar $S \leq 3 \text{ mm/h}^{1/2}$ ($5 \times 10^{-5} \text{ m/s}^{1/2}$); em meios menos severos a sorção capilar pode ser até de $6 \text{ mm/h}^{1/2}$ ($10^{-4} \text{ m/s}^{1/2}$). Em quanto a porcentagem de porosidade:

- $\leq 10\%$ - indica um concreto de boa qualidade e compacidade;
- Entre 10 e 15% - indica um concreto de moderada qualidade;
- $> 15\%$ - indica um concreto de durabilidade inadequada.

Com base nesses parâmetros foram analisados os resultados do ensaio de porosidade em corpos-de-prova de concreto e concreto com adição de fibras de aço e sintéticas. Vale ressaltar que para o ensaio de porosidade foram encontradas incoerências nos resultados obtidos em relação à série CRFS ($a/c = 0,60$) e na série de referência ($a/c = 0,45$). A partir dos resultados obtidos com as amostras de referência (sem fibras) e relação a/c de 0,45, verifica-se um resultado não esperado, visto que a porosidade total (%) obtida para essas amostras atingiu um valor médio de 15%, com base nos parâmetros mencionados anteriormente essa faixa de valor indica um concreto com qualidade moderada, uma vez que esse resultado se refere a concretagem de referência, ou seja, um concreto confeccionado segundo os preceitos da norma para classe de agressividade severa como é o caso do ambiente marinho, esperava-se uma porosidade menor que a obtida. Em referência a dosificação com relação a/c 0,60, foi obtido um valor médio de 17,4%, nesse caso verifica-se um resultado coerente e esperado, pois, refere-se a um concreto mais poroso e com menos resistência a penetração da água,

portanto indicando uma durabilidade inapropriada, principalmente no que se refere a ambiente marinho agressivo.

Para as amostras com adição de fibras de aço e relação a/c de 0,45 foi obtido média de 13%, esse resultado é considerado coerente e satisfatório, apontando para um concreto de moderada qualidade; nas amostras com relação a/c de 0,60 obteve-se uma porcentagem de porosidade total de 16%, dessa maneira foi obtido um resultado coerente fazendo-se referência a qualidade de um concreto com relação a/c de 0,60, ou seja, indicando um concreto com durabilidade inadequada. Analisando os resultados obtidos em relação às amostras com fibras sintéticas, verifica-se um valor médio de 12,4% para a dosificação de 0,45, portanto um resultado satisfatório, indicando um concreto de moderada qualidade; quando analisado as amostras da relação a/c de 0,60 observa-se uma incoerência nos resultados, visto que foi obtido uma média de 13,7%, apontando para um concreto de moderada qualidade, quando esperava-se um valor maior que 15% para essa relação a/c, ou seja, um concreto poroso e considerado de durabilidade inadequada.

Em relação aos resultados obtidos no ensaio de densidade no estado endurecido do concreto, observa-se resultados coerentes e satisfatórios como descreve a normativa ASTM C 642.

Tabela 5.2 – Resultados dos ensaios de porosidade e densidade

Amostras	% porosidade total	Valor Médio (%)	Densidade (sss)* (g/m³)	Valor Médio (g/m³)
Ref-0,45-1	14,7	15,0	2360	2361,4
Ref-0,45-2	15,4		2363	
Ref-0,60-1	17,5	17,4	2299	2291,9
Ref-0,60-2	17,3		2285	
A-0,45-1	12,9	13,0	2398	2396,1
A-0,45-2	13,0		2394	
A-0,60-1	15,6	16,0	2319	2315,3
A-0,60-2	16,4		2311	
S-0,45-1	12,4	12,4	2370	2384
S-0,45-2	12,4		2398	
S-0,60-1	13,7	13,7	2351	2356,7
S-0,60-2	13,7		2362	

*sss = saturada superfície seca

5.2.2 Resultados do ensaio de absorção capilar/velocidade de sucção capilar

Na tabela 5.3 são apresentados os resultados obtidos no ensaio de absorção capilar em todas as amostras analisadas em relação à capacidade de sucção C , bem como a velocidade de sucção S acompanhada do coeficiente de correlação (R_{corr}) resultante dos ajustes por quadrados mínimos. Segundo a norma Argentina de estruturas de concreto (CIRSOC-201, 2005), para uma estrutura localizada em ambiente marinho cumprir com seus requisitos de durabilidade, o concreto deve ter uma velocidade de sucção capilar (S) igual ou menor que $4 \text{ g/m}^2/\text{seg}^{1/2}$. A capacidade de sucção C é determinada a partir do incremento de massa por unidade de área a partir de cada pesagem (nos tempos prescritos na norma) nas amostras ensaiadas. A capacidade de sucção C é calculada a partir da equação 5.2.

$$C = \frac{M_{hit} - M_{si}}{A_i} \quad (5.2)$$

onde,

C = incremento de massa por unidade de área da seção transversal da amostra no instante da determinação do peso (t), em gramas por m^2 ;

M_{hit} = massa da amostra no instante da determinação do peso (t) em gramas;

M_{si} = massa seca da amostra determinada em gramas;

A_i = área da seção transversal da amostra determinada em m^2 .

Os resultados obtidos para o ensaio de absorção capilar (IRAM 1871: 2004) foram analisados com base nesse parâmetro normativo mencionado. Vale ressaltar que para este ensaio foram observadas incoerências nos resultados em relação à série CRFS (0,60) e CA (0,60), visto que apresentaram uma resistência a penetração da água maior que o esperado para essa matriz. Através dos resultados atingidos para os corpos-de-prova com concreto sem fibras e concreto com adição de fibras de aço e sintéticas, a velocidade de sucção média obtida para as amostras de referência (sem fibras) e com relação a/c de 0,45 foi de $2,95 \text{ g/m}^2/\text{seg}^{1/2}$, portanto foi obtido um resultado satisfatório, respeitando o limite normativo de $4 \text{ g/m}^2/\text{seg}^{1/2}$, indicando bom requisito para uma durabilidade adequada. Em relação à dosagem de 0,60 foi atingida uma velocidade de $4,16 \text{ g/m}^2/\text{seg}^{1/2}$, ou seja, um valor um pouco maior que o limite, um resultado não esperado para o tipo de matriz, visto que para uma relação a/c de 0,60 esperava-se maiores velocidades de sucção.

Tabela 5.3 – Resultados referente ao ensaio de absorção capilar

Amostras	Capacidade de sucção capilar - C (g/m ²)	Velocidade de sucção capilar – S (g/m ² /seg ^{1/2})	
		S	R _{corr}
Ref-0,45	1699	2,95	0,93
Ref-0,60	2627	4,16	0,93
A-0,45	2355	3,46	0,88
A-0,60	4280	7,16	0,94
S-0,45	1829	2,86	0,88
S-0,60	2803	4,14	0,93

5.3 Resultados dos Ensaio mecânicos

5.3.1 Resultados do ensaio à compressão do concreto

Na tabela 5.4 são apresentados os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão do concreto aos 28 dias para as 3 séries analisadas, concreto sem fibras (Ref), concreto reforçado com fibras de aço (A) e concreto reforçado com fibras sintéticas (S), para cada série foram realizadas concretagens com relação a/c de 0,45 e 0,60, em cada série foi realizada uma média entre os CP's ensaiados. A partir dos resultados obtidos para a série de referência, observa-se que para a relação a/c 0,45 foram obtidos resultados satisfatórios; a média obtida para as 3 amostras ensaiadas foi de 47,1 MPa. Em referência à relação a/c de 0,60, foi obtido uma resistência mais alta que o esperado para uma dosificação de 0,60.

Para a série CRFA foram obtidos resultados satisfatórios para ambas as dosificações, de 0,45 e 0,60, visto que a média dos 3 CP's atingiram 40 MPa para a relação a/c 0,45 e 28,6 MPa para relação a/c de 0,60. Em relação à série CRFS foi obtido resultado satisfatório para os CP's com relação a/c de 0,45 (44,2 MPa), ou seja, o esperado para uma matriz com relação a/c de 0,45; em referência aos CP's com relação a/c de 0,60, foi obtido resistência maior que o esperado para essa dosificação, visto que atingiu uma média de 32,2 MPa.

Tabela 5.4 – Resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão aos 28 dias

Amostras	Resistência à compressão (MPa)
Ref-0,45	47,1
Ref-0,60	35,9
A-0,45	39,6
A-0,60	28,6
S-0,45	44,2
S-0,60	32,2

5.3.2 Resultados do ensaio à tenacidade do CRF (*MVD Test*)

Os resultados obtidos em relação à tenacidade do CRF através do *Montevideo Test* são apresentados na Figura 5.2, as tensões f_{R1} (Eq. 3.12) e f_{R3} (Eq. 3.9) obtidas para os respectivos $CMOD_1$ (0,5 mm) e $CMOD_3$ (2,5 mm). Vale ressaltar que esse ensaio tem como objetivo caracterizar a resistência residual do CRF, portanto para análise ELS e ELU foram assumidos dois valores de força, f_{R1} para análise no ELS e f_{R3} para análise no ELU, como preconiza a EN 14651 (2005).

Através dos resultados obtidos nas amostras da série CRFA, foram observados resultados satisfatórios, visto que a média das tensões f_{R1} e f_{R3} obtidas ficaram entre 3,0 e 3,50 MPa. Vale ressaltar que, para o teor de fibras adotado (0,5% em volume ou 40 kg/m³ de concreto), a tensão de 3,5 MPa obtida condiz com o encontrado na literatura (BARROS et al., 2005) acerca de ensaios para caracterização residual de CRF. Observa-se que não há diferença significativa quando comparadas as matrizes de 0,45 e 0,60, pois um fator preponderante para este tipo de ensaio é o volume de fibras adotado, ou seja, que a matriz cimentícia não é o principal parâmetro para esse caso. Justificando a semelhança entre as tensões f_{R1} e f_{R3} para as duas relações a/c. Para a série CRFS observa-se o mesmo ocorrido para série CRFA, ou seja, a mudança da matriz cimentícia não afeta de maneira significativa os resultados de ensaios para caracterizar o CRF. Com base nesses resultados, verifica-se que as fibras não afetaram negativamente a matriz do concreto, visto que a mudança na relação a/c não alterou a resistência residual do CRF.

Vale ressaltar que o incremento existente entre as tensões obtidas (f_{R1} e f_{R3}) para a série CRFA em relação à série CRFS, são devidos que as fibras de aço além de possuírem maior resistência a tração em comparação as fibras sintéticas, tais fibras também se aderem melhor a matriz do concreto, justificando um melhor comportamento.

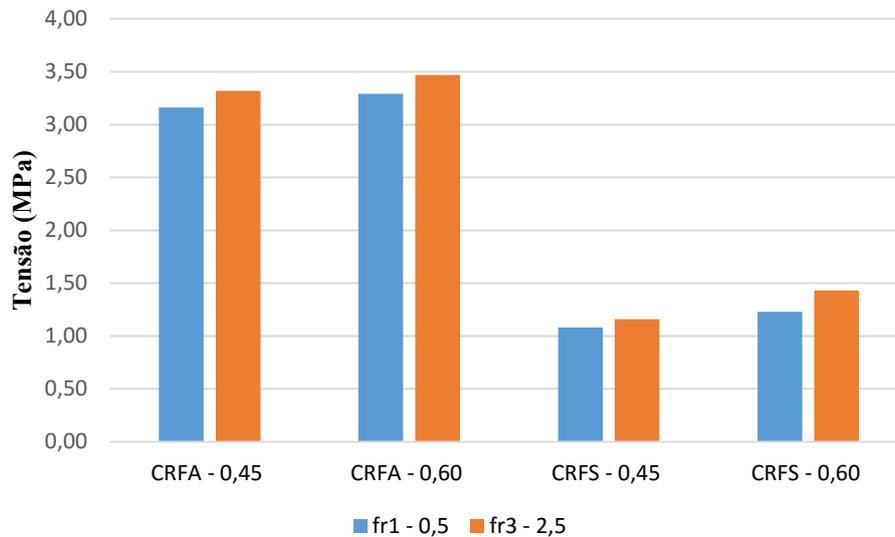


Figura 5.2 - Resultados da resistência residual característica do CRF através do *Montevideo Test*

5.4 Resultados dos potenciais de corrosão nas vigas

5.4.1 Comportamentos encontrados

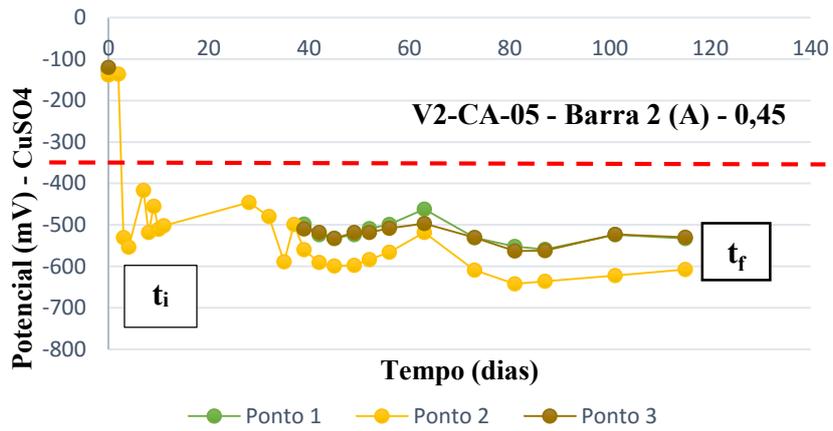
Na Fig. 5.3 são ilustrados os três comportamentos diferentes encontrados nas vigas analisadas em relação ao potencial de corrosão, são eles, monótono, decrescente-crescente e constante. Ou seja, as amostras que possuem um desempenho monótono foi observado que o potencial de corrosão se desenvolveu de uma maneira mais uniforme no decorrer das medidas potenciais; no comportamento denominado decrescente-crescente foi observado grande probabilidade de corrosão nas amostras (curva decrescente), depois de alguns dias de ensaio da piscina e no decorrer das medidas potenciais verificou-se que os valores potenciais atingiam valores mais positivos (crescente) e em alguns casos o potencial de corrosão voltou a aparecer de maneira mais acentuada novamente; para o comportamento denominado de constante, foi observado leituras potenciais com valores constantes no decorrer de todo o período das medidas, além do mais, não foi detectado início da corrosão para essas amostras, pois os valores obtidos com as leituras encontram-se em uma zona de incerteza de corrosão.

Vale ressaltar que as vigas foram expostas ao ambiente de cloretos durante 115 dias e nesse período foi realizado o monitoramento do potencial de corrosão através das leituras potenciais. A linha tracejada vermelha indica o valor potencial de -350 mV, indicando grande probabilidade de início da corrosão como preconizado pela norma ASTM C876. O tempo de início t_i foi determinado para indicar quando foi detectado o período de início de propagação da corrosão, ou seja, quando as

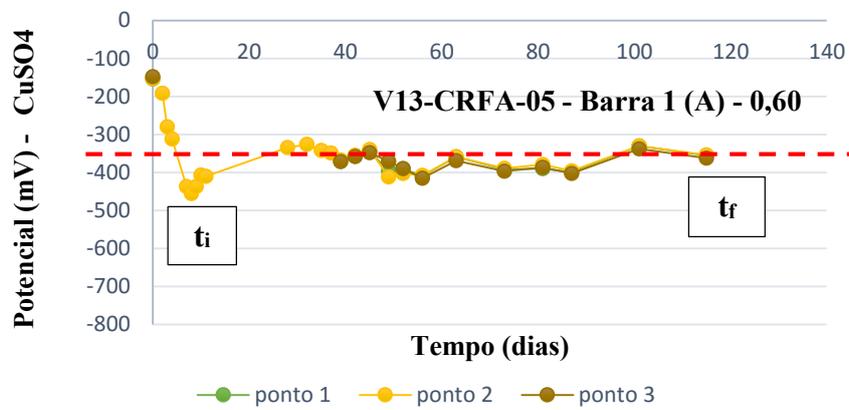
leituras ultrapassavam -350 mV; o tempo final t_f indica o potencial final nas vigas, ou seja, o potencial de corrosão encontrado na última leitura.

Cada amostra possui duas barras de reforço, onde foram realizados monitoramento do potencial de corrosão em ambas as barras. Em relação à viga V2-CA-05, ou seja, com abertura de fissura de 0,5 mm, na barra 1 foi encontrado um comportamento decrescente-crescente, porém na barra 2 (Fig. 5.3-a) nota-se um comportamento monótono, visto que, no 3^a dia de exposição foi verificado um potencial > -500 mV, indicando início da corrosão e, o potencial de corrosão permanece nessa faixa de valores nas seguintes leituras durante os 115 dias de exposição. Para a viga V13-CRFA-05, foi verificado um comportamento decrescente-crescente para a barra 1 e um comportamento monótono para a barra 2. Ambas apresentam indícios de corrosão, visto que, as leituras potenciais atingiram valores > -450 mV, indicando uma zona de grande probabilidade de corrosão a partir do 7^a dia de exposição (t_i) para a barra 1 e ao 2^a dia para a barra 2, como ilustrado na Fig. 5.3-b. A barra 1 apresenta comportamento crescente a partir do 28^a dia de exposição com potencial < -350 mV, porém ao 39^a dia de ensaio da piscina é detectado leituras potenciais > -350 mV, indicando que voltou para uma zona de alta probabilidade de corrosão e o mesmo observa-se para o potencial final (t_f) nos 3 pontos analisados, onde encontram-se com potenciais bem similares.

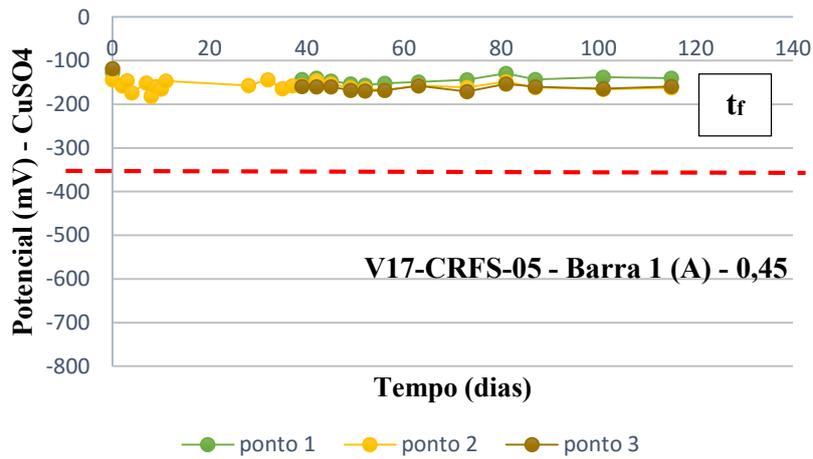
A amostra denominada V17-CRFS-05 apresenta um comportamento constante para a barra 1, dado que durante os 115 dias de exposição a barra de reforço se mantém em uma zona onde não há probabilidade de corrosão, com potenciais < -200 mV, o mesmo é observado quando analisado os pontos 1,2 e 3, como ilustrado na Fig. 5.4c. Na barra 2 observa-se um comportamento monótono no decorrer dos 115 dias de exposição, entretanto, as leituras potenciais atingem valores > -400 mV a partir do 2^a dia de exposição e se mantém nessa faixa até o momento. Vale ressaltar que os resultados obtidos para as demais amostras podem ser encontrados no apêndice A do presente trabalho.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.3 – Comportamentos encontrados em relação ao potencial de corrosão em vigas de CA, CRFA e CRFS: (a) comportamento monótono; (b) comportamento decrescente-crescente; (c) comportamento constante

5.4.2 Análise do início de propagação da corrosão

Na Fig. 5.5 são apresentados os resultados em forma de gráficos com os potenciais finais (em mV) de corrosão, onde é realizada uma correlação com o início de propagação da corrosão, ou seja, o dia que foi detectado corrosão nas amostras das seguintes séries analisadas: CA, CRFA e CRFS. O gráfico “a” se refere as amostras com os parâmetros relação a/c de 0,45 e abertura de fissura 0,2 mm; o gráfico “b” é referente as vigas com os parâmetros relação a/c de 0,45 e abertura de fissura 0,5 mm; o gráfico denominado “c” apresenta os resultados das amostras com os parâmetros relação a/c de 0,60 e abertura de fissura 0,2 mm; o gráfico “d” se refere as vigas com os parâmetros relação a/c de 0,60 e abertura de fissura 0,5 mm. Vale ressaltar que, para os casos onde até o momento não há risco de corrosão, no gráfico está representando como a totalidade de dias de exposição com uma tendência ao infinito, como ilustrado na Fig. 5.6a para a série CA, na Fig. 5.6b para a série CRFS na Fig. 5.6c para a série CRFA. Na Fig. 5.4 é ilustrado a posição das barras de reforço no momento da concretagem.

Em referência aos resultados obtidos com os potenciais finais relacionados ao início de propagação da corrosão, verifica-se que, nas amostras que iniciam o processo de corrosão cedo possuem maior potencial, essa é uma tendência generalizada que foi observada para todos os parâmetros analisados.

Através dos resultados obtidos em relação ao início de propagação da corrosão em vigas de concreto armado sem fibras (referência) e com adição de fibras de aço e sintéticas, analisando os parâmetros relação a/c de 0,45 e abertura de fissura 0,2 mm (Fig. 5.5a), observa-se que o início da corrosão é detectado com poucos dias de exposição para a série CA em relação as amostras com fibras, destacando a série com fibras sintéticas que apresentam alta probabilidade de início da corrosão depois de cerca de um mês das leituras potenciais, isso em relação a barra de aço que iniciou a corrosão mais cedo, visto que as outras três atingiram 40, 50 e 70 dias respectivamente, sem dar indícios de probabilidade de corrosão. Vale ressaltar que, uma das barras de aço da série CRFS chegou a atingir uma zona de alta probabilidade de corrosão aos 50 dias de exposição e em seguida voltou a uma zona de incerteza de corrosão e segue assim até o final do ensaio das medidas potenciais de meia-célula. Em relação à série CRFA, foram observados maiores potenciais de corrosão em relação as demais séries analisadas. Em referência ao início de propagação da corrosão, é observado um incremento nos dias de início para as amostras CRFA em comparação as amostras de referência.

Em relação à série sem fibras é observado o mesmo ocorrido, através das leituras potenciais verifica-se que uma das barras de aço chega a atingir uma zona de grande probabilidade de corrosão e em seguida volta a uma zona de incerteza de que a corrosão iniciou. Em outra amostra da mesma

série foi observado que em uma das barras não apresenta indícios de corrosão até o momento e encontra-se em uma zona de pouco risco de corrosão, tal fato pode ser explicado pela posição que estava a barra de reforço no momento da concretagem (Fig. 5.4), pois as vigas da série CA foram concretadas de maneira distinta em relação as vigas com fibras, ou seja, no momento da concretagem a barra 1 ficou na parte inferior da amostra e a barra 2 ficou na parte superior, isso implica que o concreto onde está localizada a barra 1 possui mais resistência em comparação ao concreto que fica na parte superior (localização da barra 2). O concreto quando começa a curar ainda em estado fresco, ocorre o processo de exsudação, que consiste em criar uma camada de água na parte superior da peça, ou seja, a água presente no concreto no momento da exsudação tende a ir para a parte superior, conseqüentemente deixando a parte inferior mais resistente e a parte superior mais porosa pela presença da água de exsudação. Justificando o fato de que na barra 1 não começou o processo de corrosão em 115 dias de exposição em contrapartida na barra 2 foi detectado alta probabilidade de corrosão em poucos dias de exposição, além do mais a posição da barra 2 também coincide com a parte superior do entalhe da fissura, portanto, facilitando ainda mais o transporte dos íons cloretos.

Observando os resultados em relação aos parâmetros relação a/c 0,45 e abertura de fissura 0,5 mm, verifica-se que o aumento da fissura implicou alta probabilidade de corrosão em poucos dias de exposição para todas as séries analisadas, com exceção de uma barra de aço da série CRFS que não apresenta risco de corrosão até o momento (dias tendendo ao infinito, ver gráfico Fig. 5.5b). Destacando também, um pequeno incremento em relação aos dias de início para a série CRFS em comparação as séries CA e CRFA. Quando analisados os parâmetros relação a/c 0,60 e $w = 0,2$ mm, observa-se que as amostras da série CA iniciam o processo de corrosão em poucos dias de ensaio da piscina, em contrapartida, as vigas das séries CRFA e CRFS demoram um pouco mais para dar indícios que a corrosão iniciou, destacando a série com fibras de aço onde apresenta maior resistência a penetração de íons cloreto, visto que as barras de aço atingem uma zona de alta probabilidade de corrosão aos 15, 30 e 45 dias respectivamente, inclusive em uma das barras de aço da série CRFA não é apresentado indícios de corrosão até o momento (Fig. 5.5c). A barra de reforço que atingiu uma zona de grande probabilidade aos 45 dias de exposição, nesse momento está em uma zona de incerteza que a corrosão iniciou. Como dito anteriormente, para as amostras CRFS foi observado um incremento para os dias de início de corrosão em comparação as vigas de referência.

Em relação aos parâmetros irregulares segundo a normativa, ou seja, relação a/c de 0,60 e abertura de fissura de 0,5 mm, é observado uma tendência, onde é detectado alta probabilidade de corrosão em todas as amostras analisadas em poucos dias de exposição aos íons cloretos, exceto por uma barra de reforço (barra 1) da série CA, que mais ou menos aos 40 dias de exposição atinge a zona de grande probabilidade de corrosão, porém o potencial sobe para valores mais positivos ficando

em uma zona de improbabilidade de que a corrosão iniciou (ver Fig. 5.5d). Apesar dos dias de início estarem parecidos, uma amostra da série CRFS apresenta nas duas barras de reforço um incremento em relação aos dias de início, em uma barra é detectado alta probabilidade aos 11 dias e na outra aos 38 dias. Portanto apresentando um resultado satisfatório em relação as demais séries.

Analisando os resultados de maneira mais geral em relação aos parâmetros adotados, a relação a/c e a abertura de fissura, comparando a série com fibras em relação à série sem fibras, observa-se que, não há diferença significativa de início de propagação da corrosão (em dias) quando observado a mudança da relação a/c de 0,45 para 0,60 para as séries CA e CRFA. Porém, quando se compara as amostras da série CRFS verifica-se um pequeno incremento em relação aos dias de início de propagação das amostras com relação a/c 0,45 em comparação as vigas com relação a/c de 0,60 (Fig. 5.5 a;c), fazendo referência as amostras com abertura de fissura igual a 0,2 mm. Quando analisado a variação de abertura de fissura de 0,2 mm para 0,5 mm, observa-se claramente que os dias de início de propagação diminuem para as amostras com fissura de 0,5 mm em relação as vigas com fissura de 0,2 mm. Em relação aos potenciais finais, não é observado diferenças significativas mesmo quando varia os valores dos parâmetros normalizados para valores fora de norma. Portanto, em relação aos parâmetros adotados, a abertura de fissura foi o fator mais importante que influenciou a duração do período de início da corrosão, independentemente da presença de fibras ou da matriz do concreto. Em particular, o atraso mais significativo de corrosão foi observado para a série CRFS. Com base na literatura estudada (BERROCAL, 2017), tal fato pode ser justificado pelo menor comprimento das macrofibras e pela ligação mais forte das fibras sintéticas com a matriz cimentícia, que poderiam ser mais eficazes em relação as fibras de aço no controle de microfissuras induzidas por retração, causadas pela restrição interna do reforço convencional.

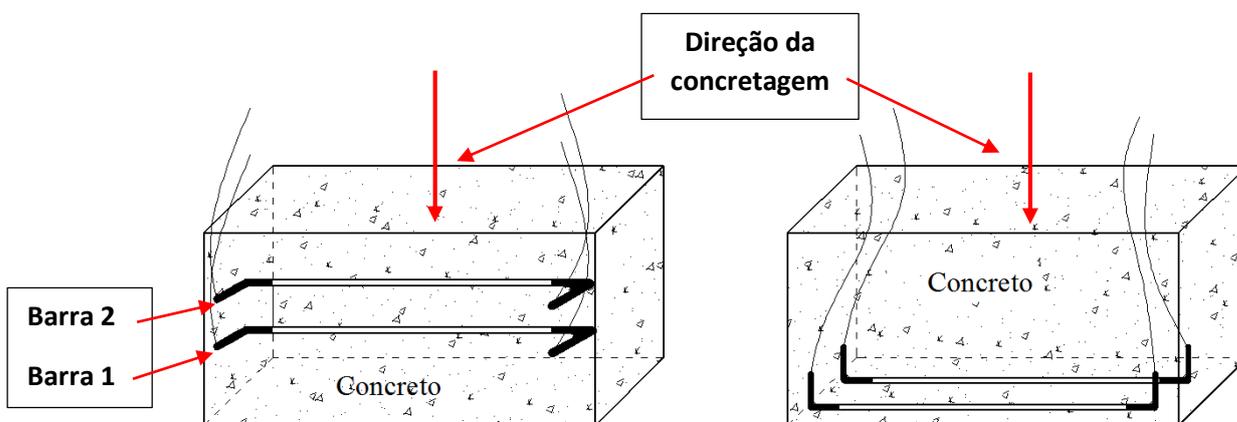


Figura 5.4 – Posição das barras no momento da concretagem: Concreto sem fibras/concreto com fibras

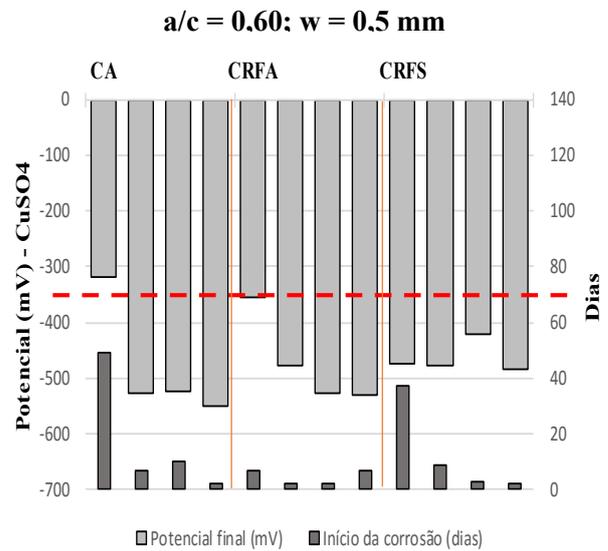
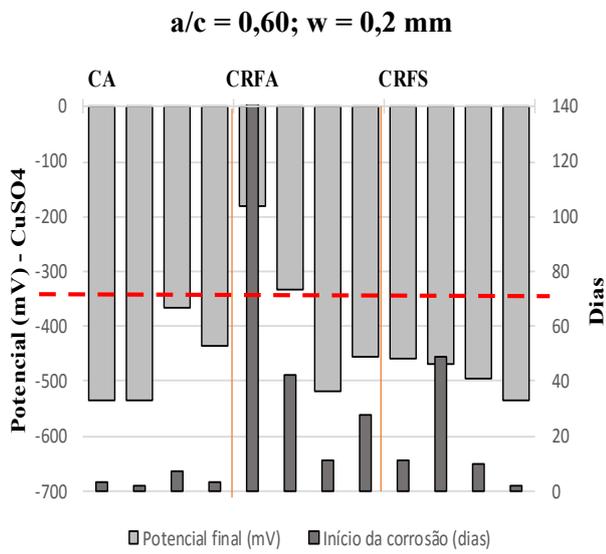
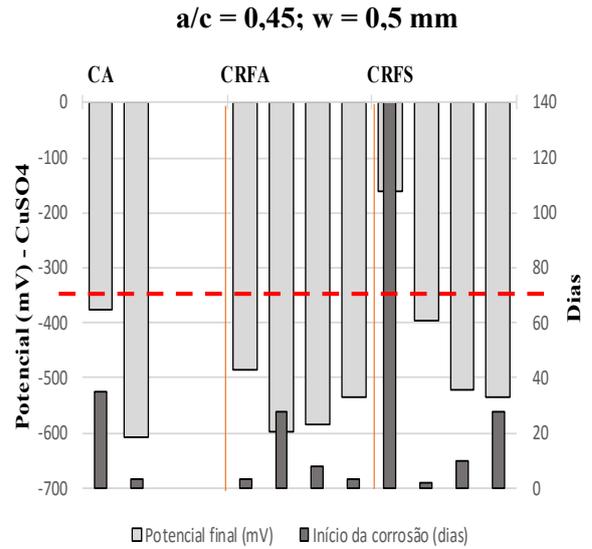
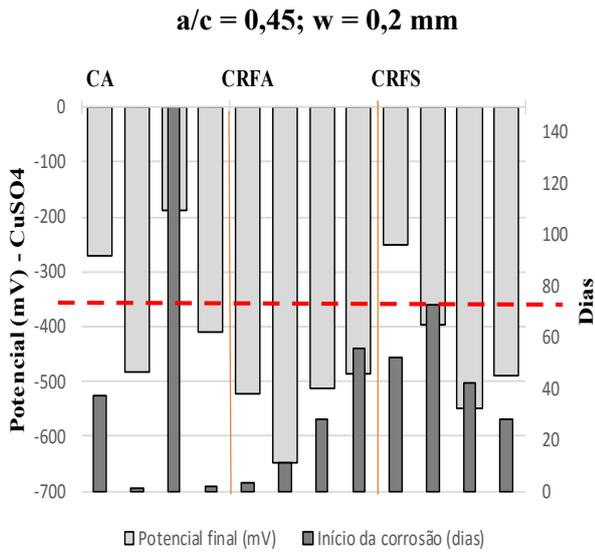


Figura 5.5 - Resultados início de propagação da corrosão relacionando com potencial final: (a) a/c = 0,45; w = 0,2; (b) a/c = 0,45; w = 0,5; (c) a/c = 0,60; w = 0,2; (d) a/c = 0,60; w = 0,5

5.4.3 Influência das fibras no início de propagação da corrosão

Através dos resultados obtidos, é observada uma tendência para as amostras com fibras em comparação às amostras de referência, onde foi detectado um incremento em relação aos dias de início de propagação da corrosão para tais amostras. Através do gráfico (ver Fig. 5.5), verifica-se que tal fato é mais evidente para as vigas com o parâmetro abertura de fissura igual a 0,2 mm, mesmo variando a relação a/c de 0,45 para 0,60, não foi observado diferenças significativas como no caso da abertura de fissura. Destacando um melhor comportamento para a série CRFS em comparação as demais séries analisadas, principalmente quando analisado os parâmetros normativos, como ilustrado na Fig. 5.5a.

Entretanto, quando analisados os parâmetros irregulares (ver Fig. 5.5d), não foi observado influência das fibras, visto que o início de propagação da corrosão foi detectado com poucos dias de exposição para todas as séries analisadas. Agora comparando as vigas da série CRFA em relação as amostras da série CRFS, verifica-se um comportamento benéfico das fibras sintéticas no que se refere ao retardo de início de propagação, principalmente em um concreto produzido segundo os requisitos de durabilidade para ambiente marinho agressivo. Vale ressaltar que, tais afirmações são baseadas exclusivamente nos resultados obtidos para este trabalho, para maiores conclusões e aplicações em estruturas reais expostas ao ambiente marinho, é necessária a realização de mais pesquisas relacionando a temática da durabilidade do concreto armado com adições de fibras sob exposição de íons cloretos.

5.4.4 Análise da diferença de potencial entre os 3 pontos analisados

Foi realizada uma análise em relação aos pontos de medições, onde os resultados são ilustrados na Fig. 5.8. Para cada amostra foram analisados 3 pontos de medições, ponto 1 na extremidade esquerda equivalente ao local da piscina, ponto 2 circundante a fissura no centro da peça e ponto 3 na outra extremidade onde não há piscina. Portanto, foi realizada uma análise entre a diferença dos valores potenciais entre o ponto 2 e o ponto 1 ($\Delta p1$) e em relação ao ponto 2 e ponto 3 ($\Delta p3$). Primeiramente analisando os parâmetros relação a/c 0,45 e $w = 0,2$ mm (Fig. 5.8a), foi observado que para a série de referência as diferenças entre os pontos 2 e 1 ($\Delta p1$) são mais significativas em relação ao $\Delta p3$; para a série CRFA é observado um pequeno incremento ao $\Delta p1$ em relação ao $\Delta p3$ com exceção de uma amostra, onde através do gráfico se nota o $\Delta p3$ com valor mais acentuado; na série CRFS nos dois primeiros casos não é observado diferença significativa entre $\Delta p1$

e Δp_3 , ou seja, os 3 pontos analisados estão com valores potenciais bem similares, no entanto para as outras duas amostras da série CRFS foi verificado que os pontos 2 e 1 (Δp_1) estão bem similares, ou seja, não apresentando diferença significativa, entretanto para o Δp_3 é observado uma diferença considerável entre os pontos 2 e 3, destacando um incremento do potencial de corrosão ao ponto 2 (circundante a fissura).

Analisando os parâmetros relação a/c 0,45 e $w = 0,5$ mm (Fig 5.7b), é observado para as amostras sem fibras que não existe uma diferença considerável entre Δp_1 e Δp_3 , indicando que os pontos 1 e 3 estão bem similares e que o ponto 2 apresenta maior potencial de corrosão; para a série CRFA é observado um pequeno incremento do Δp_1 em relação ao Δp_3 para as primeiras amostras, indicando que os pontos analisados estão com valores bem similares, e, para as outras amostras da mesma série é verificado que não existe diferença entre Δp_1 e Δp_3 , portanto indicando que os 3 pontos estão com valores potenciais parecidos; para a série CRFS foi observado uma certa aleatoriedade entre os resultados analisados, visto que para algumas amostras é observado um incremento de Δp_1 em relação a Δp_3 , em outra amostra os potenciais de corrosão encontram-se similares e no último caso é verificado um incremento de Δp_3 em relação ao Δp_1 . Apesar do potencial de corrosão para todos os pontos estarem parecidos, é observado um leve incremento do ponto 2 (circundante a fissura) em relação aos demais pontos.

Em relação aos parâmetros relação a/c 0,60 e abertura de fissura 0,2 mm (Fig. 5.7c), foi verificado para a série de referência nas duas primeiras amostras um pequeno incremento de Δp_3 em comparação a Δp_1 , destacando que não há uma diferença significativa entre os pontos 2 (circundante a fissura) e 1 (extremidade esquerda); para as duas amostras seguintes observa-se que Δp_1 e Δp_3 estão bem similares, indicando de maneira global que os 3 pontos analisados estão com potenciais parecidos. Para as amostras da série CRFA, não foram observadas diferenças significativas quando analisados Δp_1 em relação a Δp_3 , exceto por uma amostra onde é explicitamente visualizado através do gráfico (Fig. 5.7c) um incremento de Δp_1 em comparação a Δp_3 ; na série CRFS verifica-se o mesmo padrão para todas as amostras, ou seja, diferenças desprezíveis entre Δp_1 e Δp_3 , indicando muita similitude entre os 3 pontos analisados.

Para os parâmetros relação a/c de 0,60 e $w = 0,5$ mm (Fig. 5.7d) foi constatado para as amostras de referência que não existe diferença significativa entre Δp_1 e Δp_3 quando analisado as duas primeiras amostras, entretanto nas duas amostras seguintes é observado um incremento significativo de Δp_3 em relação a Δp_1 , ou seja, quando existe diferenças desprezíveis entre Δp_1 e Δp_3 é por que os 3 pontos analisados estão bem parecidos, porém quando o contrário ocorre verifica-se que o Δp que possui maior diferença potencial indica que o ponto 2 apresenta maior potencial de corrosão em relação aos demais pontos.

Vale ressaltar que apesar das diferenças quantificadas foi observado um padrão quando analisado o ponto 2 em relação aos pontos das extremidades, ou seja, de maneira geral o ponto circundante à fissura possui maior corrosão, portanto indicando um resultado esperado e considerado coerente em relação as circunstâncias de ensaio. A partir das análises realizadas foi observado que as vigas de referências apresentam maiores diferenças entre Δp_1 e Δp_3 , ou seja, indicando que o ponto 2 (circundante à fissura) possui maior potencial de corrosão em relação aos pontos das extremidades; quando analisado as amostras com fibras foi constatado que as diferenças entre Δp_1 e Δp_3 não são significativas, portanto indicando potenciais de corrosão similares para os 3 pontos. Em vista disso, foi verificado um tipo de corrosão mais localizada nas amostras sem fibras e nas amostras com fibras a corrosão desenvolveu de uma maneira mais uniforme, justificando a semelhança entre os 3 pontos analisados. Tal fato pode ser justificado pela forma que a fissura vai se desenvolvendo no concreto armado comum em comparação ao concreto com fibras, visto que as fibras funcionam como uma ponte de transferência de tensões, justificando seu papel fundamental no controle de fissuras no concreto. A partir da Fig. 5.6 é observado essa diferença no desenvolvimento da fissura para concreto armado em relação ao concreto armado com adição de fibras, ou seja, as fibras acabam “costurando” as fissuras, entretanto impulsionam o aparecimento de micro-fissuras, como observado na Fig. 5.6 (amostra lado dir.). Vale ressaltar que as linhas tracejadas em vermelho, indicam como a corrosão entra e se desenvolve através da fissura de maneira distinta para as amostras com fibras em relação as amostras sem fibras. Em relação à localização da piscina, esperava-se que o ponto 1 apresentasse potenciais mais elevados em relação ao ponto 3 (sem piscina), no entanto para alguns casos foi observado o contrário, o ponto 3 com maior potencial ou com potencial muito parecido ao ponto 1. Logo, não foi observado diferença significativa enquanto a localização da piscina, indicando que a corrosão entra pela fissura e não pela matriz.

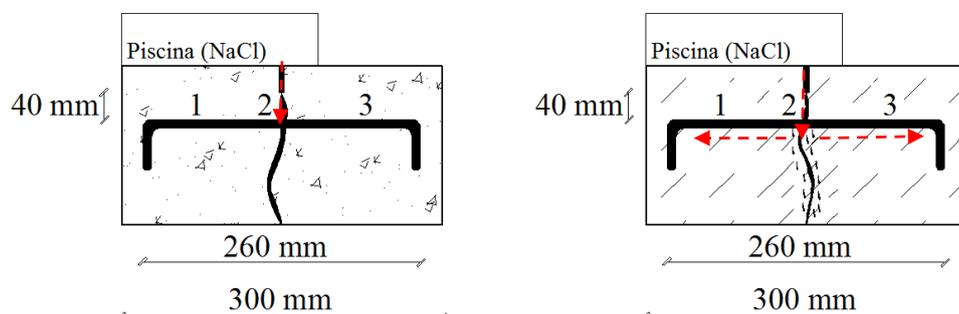


Figura 5.6 – Desenvolvimento da fissura: concreto armado comum/concreto armado com adição de fibras

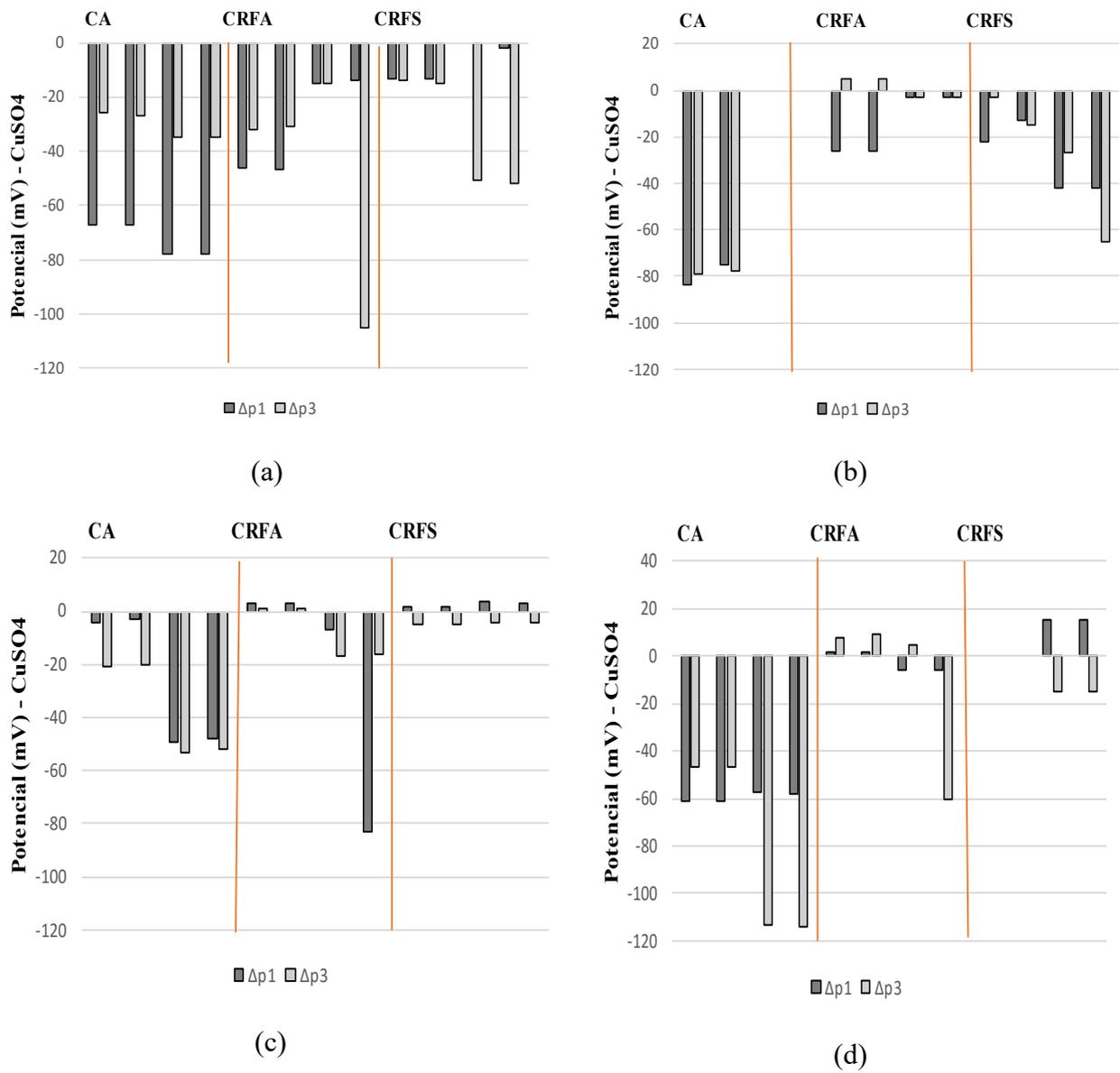


Figura 5.7 - Diferença entre os pontos de medição para os diferentes parâmetros analisados: (a) $a/c = 0,45/w = 0,2$ mm; (b) $a/c = 0,45/w = 0,5$ mm; (c) $a/c = 0,60/w = 0,2$ mm; (d) $a/c = 0,60/w = 0,5$ mm

5.4.5 Análise de propagação da corrosão – Potencial final

Os resultados obtidos em relação aos potenciais finais de corrosão nas vigas analisadas são apresentados através das tabelas 5.4 ($a/c = 0,45$; $w = 0,2$ mm), tabela 5.5 ($a/c = 0,45$; $w = 0,5$ mm), tabela 5.6 ($a/c = 0,60$; $w = 0,2$ mm), tabela 5.7 ($a/c = 0,60$; $w = 0,5$ mm, bem como um gráfico ilustrado na Fig. 5.8 contendo as médias dos potenciais finais para todas as séries analisadas.

Observa-se que o potencial de corrosão final nas amostras com relação a/c de 0,45 e abertura de fissura igual a 0,2 mm foi mais acentuado para as vigas da série concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), a partir da tabela 5.4 é possível verificar a média dos valores potenciais, bem como o desvio padrão para cada série analisada. As vigas de referência (concreto sem fibras) apresentam o menor potencial em relação as vigas com fibras, com potencial $> -200 < -350$ mV, ou seja, incerteza de que a corrosão iniciou na barra de reforço; em seguida as amostras com fibras sintéticas encontram-se com um valor superior a -400 mV, portanto indicando início de propagação da corrosão; para as amostras com fibra de aço é observado um valor > -500 mV, indicando grande probabilidade de corrosão, porém apresenta um menor valor de dispersão em relação as séries de referência e com fibras sintéticas.

Tabela 5.4 – Potencial de corrosão final: $a/c = 0,45$; $w = 0,2$ mm

Observação	PARÂMETROS: $a/c = 0,45$; $w = 0,2$ mm		
	CA	CRFA	CRFS
barra 1	-271	-521	-252
barra 2	-483	-649	-396
barra 1	-189	-514	-550
barra 2	-411	-486	-491
média	-338,5	-542,5	-422,25
desvio padrão	132,97	72,59	130,03

Analisando os parâmetros relação a/c 0,45 e abertura de fissura 0,5 mm, observa-se que se repete o mesmo ocorrido na análise anterior em relação as amostras com fibras, a série CRFA apresenta o maior potencial de corrosão ultrapassando -500 mV, indicando grande probabilidade de corrosão nas amostras; para a série CRFS, novamente encontra-se com valores potenciais superior a -400 mV, indicando início de propagação da corrosão; as amostras de referência nessa análise encontram-se com potencial de corrosão mais acentuando, ultrapassando -450 mV, portanto indicando início de propagação da corrosão, tal fato pode ser justificado pela abertura de fissura de 0,5 mm facilitando o transporte de íons cloreto. Novamente foi observado um valor de dispersão

menor para a série CRFA em relação as vigas de referência e com fibras sintéticas, que possuem uma maior dispersão entre os valores potenciais. Na tabela 5.5 é mostrado os valores potenciais médios, bem como o desvio padrão desses valores.

Tabela 5.5 - Potencial de corrosão final: $a/c = 0,45$; $w = 0,5$ mm

Observação	PARÂMETROS: $a/c = 0,45$; $w = 0,5$ mm		
	CA	CRFA	CRFS
barra 1	-375	-484	-162
barra 2	-608	-597	-396
barra 1	-	-584	-523
barra 2	-	-534	-536
média	-491,5	-549,75	-404,25
desvio padrão	164,76	51,56	173,41

Analisando os parâmetros relação a/c 0,60 e abertura de fissura 0,2 mm, observa-se o contrário ocorrido para análise anterior, ou seja, as amostras da série CRFA obtiveram menor potencial apesar de uma notável dispersão entre os resultados indicado pelo valor do desvio padrão, valores potenciais superando -350 mV indicando início de propagação da corrosão; as amostras de referência obtiveram valores potenciais quase que similares as amostras da série CRFS, com um pequeno incremento para as vigas com fibras sintéticas, nos dois casos indicando grande probabilidade de corrosão, visto que apresentam valores potenciais maiores que -450 mV, não foi observado grandes dispersões para a série CRFS. Na tabela 5.6 é apresentado os valores obtidos para análise dos parâmetros mencionados.

Tabela 5.6 – Potencial de corrosão final: $a/c = 0,60$; $w = 0,2$ mm

Observação	PARÂMETROS: $a/c = 0,60$; $w = 0,2$ mm		
	CA	CRFA	CRFS
barra 1	-536	-181	-458
barra 2	-534	-333	-469
barra 1	-367	-520	-495
barra 2	-435	-456	-534
média	-468	-372,5	-489
desvio padrão	82,20	149,40	33,77

Através dos resultados obtidos em referência aos parâmetros relação a/c de 0,60 e abertura de fissura igual a 0,5 mm, observa-se que os potenciais finais tanto para as amostras de referência quanto para as vigas com fibras estão bem parecidos apresentando valores > -450 mV, portanto indicando grande probabilidade de corrosão para as amostras analisadas. No entanto, amostras da série CRFS apresentam resultados mais satisfatório em relação as demais vigas, pois, além de estar com menor potencial (mV) apresenta também menor dispersão entre os valores; as vigas de referências e as da série CRFA apresentam valores bem similares, apesar de as amostras sem fibras apresentarem maior dispersão entre os resultados, como mostrado na tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Potencial de corrosão final: $a/c = 0,60$; $w = 0,5$ mm

Observação	PARÂMETROS: $a/c = 0,60$; $w = 0,5$ mm		
	CA	CRFA	CRFS
barra 1	-317	-354	-475
barra 2	-527	-476	-477
barra 1	-524	-526	-422
barra 2	-549	-531	-483
média	-479,25	-471,75	-464,25
desvio padrão	108,74	82,33	28,37

Através do gráfico (ver Fig. 5.8) observa-se uma tendência para as amostras do grupo relação a/c 0,45, ou seja, as amostras da série CRFA apresentam potenciais de corrosão mais acentuado em relação as amostras de referência e as vigas da série CRFS; as vigas de referência apresentam resultados satisfatório quando analisam-se os parâmetros normalizados ($a/c = 0,45$; $w = 0,2$ mm), pois indica potencial menor que -350 mV, portanto indicando incerteza quanto ao início de propagação da corrosão. Porém quando é analisado a mesma relação a/c para uma maior abertura de fissura ($w = 0,5$ mm), observa-se que a série de referência atinge potencial de corrosão > -450 mV, indicando grande probabilidade de corrosão, enquanto a série CRFS indica valor potencial superior a -400 mV (grande probabilidade de início da corrosão). Verificando os resultados obtidos do grupo relação a/c de 0,60, observa-se o contrário do que ocorreu na análise anterior, ou seja, as amostras da série CRFA apresentam menor potencial final de corrosão, principalmente para o parâmetro abertura de fissura 0,2 mm, pois apresenta potencial superior a -350 mV (grande probabilidade de início da corrosão); enquanto a série de referência e o grupo CRFS indicam valores potenciais similares. Para a abertura

de fissura 0,5 mm observa-se o mesmo padrão para todas as amostras analisadas, potenciais bem similares ultrapassando -450 mV, indicando início de propagação da corrosão.

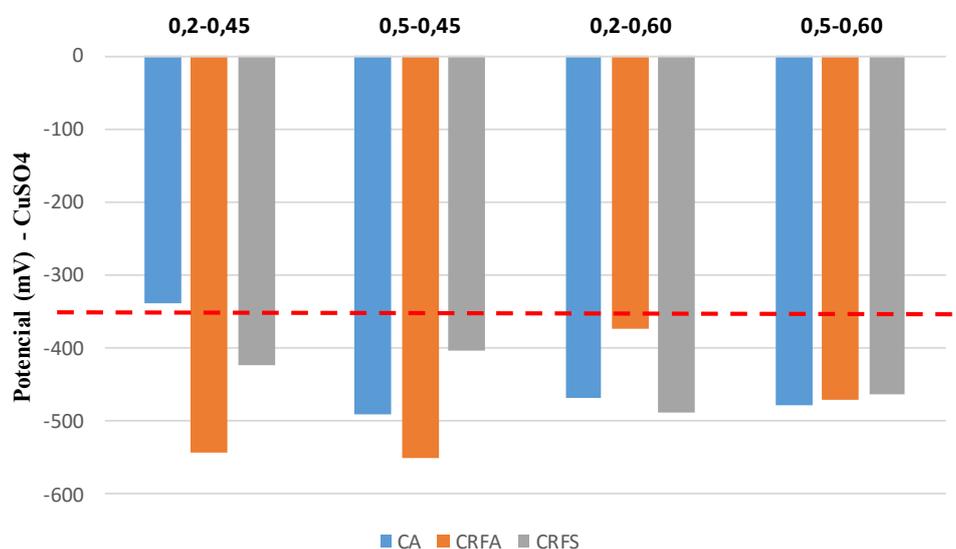


Figura 5.8 – Potencial final de corrosão para todas as amostras e parâmetros analisados

A partir do gráfico (Fig. 5.8), verifica-se para a matriz com relação a/c de 0,45, quando analisado o potencial final das amostras com fibras, que a mudança de abertura de fissura de 0,2 para 0,5 mm não altera de maneira significativa o potencial de corrosão nas vigas. No entanto, quando se analisam as amostras de referência (sem fibras), é observado que para os parâmetros normatizados ($a/c = 0,45$; $w = 0,2$ mm) as vigas dessa série apresentam um resultado satisfatório, visto que não há certeza de início da corrosão ($P < -350$ mV); porém quando são analisadas as vigas da mesma série para uma abertura de fissura maior ($w = 0,5$ mm), verifica-se um incremento no potencial de corrosão, as leituras potenciais saem de uma zona de incerteza de corrosão e vai para uma zona de alta probabilidade de corrosão com potencial superando -450 mV. Dado o parâmetro abertura de fissura, que é um fator preponderante no transporte de íons cloretos, são observados resultados coerentes. Em relação à matriz de 0,60, não são observadas diferenças significativas quando analisado a abertura de fissura de 0,2 mm para 0,5 mm, em exceção da série CRFA que é observado um leve incremento no potencial de corrosão na mudança do parâmetro abertura de fissura.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 Conclusões gerais

Através da análise dos resultados obtidos para o presente trabalho, conclui-se que:

- O comportamento das fibras em relação ao início de propagação da corrosão foi benéfico, visto que as fibras retardariam o período de início da corrosão em comparação as vigas de referência.
- A mudança do parâmetro abertura de fissura de 0,2 para 0,5 mm foi o fator mais importante em relação aos dias de início da corrosão, indicando a importância de respeitar os requisitos de durabilidade durante a etapa de projeto e execução de estruturas de concreto armado em ambiente marinho.
- O reforço híbrido (concreto armado com fibras) pode ser uma boa solução para a durabilidade das estruturas de concreto armado em ambiente marinho, no que diz respeito ao retardo do início de propagação da corrosão. No entanto, é necessária a realização de mais pesquisas experimentais para constatar e validar tais afirmações.

6.2 Conclusões específicas

A partir dos resultados obtidos em relação ao início de propagação da corrosão em vigas de concreto armado divididas entre as séries CA, CRFA e CRFS, correlacionando tais resultados com os parâmetros analisados, abertura de fissura (0,2 e 0,5 mm) e a relação a/c (0,45 e 0,60), conclui-se que:

- A corrosão foi detectada mais cedo para as amostras de referência em relação as amostras com fibras, principalmente no que diz respeito as amostras com o parâmetro abertura de fissura normalizado ($w = 0,2$ mm).
- As vigas com abertura de fissura de 0,5 mm iniciaram a corrosão em poucos dias de exposição em comparação as amostras com abertura de fissura de 0,2 mm.
- A mudança do parâmetro relação a/c de 0,45 para 0,60 não influenciou de maneira significativa no início de propagação da corrosão.

- As amostras da série CRFS apresentaram o melhor comportamento em relação ao retardo do início da corrosão em comparação as séries CA e CRFA para as vigas com abertura de fissura de 0,2 mm, tanto para a relação a/c de 0,45 quanto para a matriz de 0,60.
- As fibras de aço retardaram de maneira significativa o início de propagação da corrosão para as amostras com os parâmetros relação a/c = 0,60 e abertura de fissura igual a 0,2 mm.
- Não houve influência das fibras em relação ao início de propagação da corrosão nas amostras com os parâmetros irregulares (a/c = 0,60 e w = 0,5 mm).

Em relação à diferença de potencial de corrosão entre os 3 pontos analisados nas vigas, conclui-se que:

- O ponto 2, circundante a fissura, possui maior potencial de corrosão em relação aos pontos das extremidades (1 e 3) para todas as amostras analisadas.
- A assimetria da piscina não influenciou em maiores potenciais de corrosão para o ponto 1 (localizado na piscina) em relação ao ponto 3 (sem piscina);
- Os íons cloretos entram através da fissura e não da matriz, justificando o ponto 2 possuir maior potencial de corrosão em comparação aos pontos 1 e 3 para ambos parâmetros e amostras analisadas.
- Nas amostras com fibras a corrosão desenvolveu de maneira uniforme, justificando maior semelhança entre os potenciais de corrosão nos 3 pontos analisados. Em contrapartida, nas amostras de referência a corrosão desenvolveu de maneira localizada através da fissura, justificando o ponto 2 possuir maior potencial de corrosão.

6.3 Sugestões para trabalhos futuros

Com base na presente pesquisa experimental, onde foram obtidos resultados satisfatórios em relação a adição de fibras de aço e fibras sintéticas no concreto, em que as fibras atuaram positivamente como retardador do período de início da corrosão em vigas de concreto armado pré-fissuradas sob corrosão induzida. No entanto, para maiores afirmações acerca disso, sugere-se mais pesquisas envolvendo a durabilidade do concreto reforçado com fibras em ambiente marinho. Portanto, sugere-se que:

- Seja feito um monitoramento mais prolongado em relação à corrosão em vigas de concreto armado sem fibras em comparação às amostras com adição de fibras de aço e sintéticas, ou seja, analisar não só o período de início de propagação como também o período de propagação da corrosão, analisando o comportamento das fibras em um cenário mais realista em que uma estrutura de concreto armado está situada em ambiente marinho por um longo período de tempo;
- Seja adicionada mais uma série de vigas para análise da corrosão, amostras tanto com adição de fibras de aço como com a adição de fibras sintéticas, ou seja, misturar as duas fibras na mesma concretagem, adotando um teor de fibras, onde se aproveita os benefícios e propriedades dos dois tipos de fibras, a fim de se obter uma matriz resistente à penetração dos íons cloretos.

REFERÊNCIAS

- ABBAS, S.; NEHDI, M. L.; SALEEM, M. A. Ultra-High Performance Concrete: Mechanical Performance, Durability, Sustainability and Implementation Challenges. **International Journal of Concrete Structures and Materials**, 2016.
- ANDRADE, C. Calculation of initiation and propagation periods of service life of reinforcements by using the electrical resistivity. **INTERNACIONAL RILEM SYMPOSIUM 2004. Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur**. Evanston: Rilem. p. 23 – 30, 200.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto — Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. 2ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. 12 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15530**: 2019. Fibras de aço para concreto — Requisitos e métodos de ensaio. 2ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019. 38p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118/2014: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. ABNT: Rio de Janeiro, 2014.
- ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **EHE - 08**: Instrucción de hormigón Estructural. EHE- 08. Madrid, España, 2008.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C1202**: Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration. Pensilvânia/EUA, 2005.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS STANDARD. ASTM C642, Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete. **ASTM International**, 1997.
- ANANDAN, S.; SOUNTHARARAJAN, V. M.; SENGOTTIAN, T. Corrosion effects on the strength properties of steel fibre reinforced concrete containing slag and corrosion inhibitor. **International Journal of Corrosion**, 2014.
- APERADOR-CHAPARRO, WILLIAM; CARRILLO, JULIAN; CÁRDENAS-PULIDO, J. Effect of Chloride Ion on the Durability Properties of RC-65 / 35-BN Steel Fiber Reinforced Concrete Efecto del ion cloruro sobre las propiedades de durabilidad del concreto reforzado con. , , n. número 2, p. 139–147, 2017.
- BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**. 2006.
- BERROCAL, Carlos G.. **Corrosion of Steel Bars in Fibre Reinforced Concrete: Corrosion mechanisms and structural performance**. 2017. 109 f. Tese (Doutorado) - Curso de Civil Engineering, Department Of Architecture And Civil Engineering, Chalmers

University Of Technology, Gotemburgo - Suécia, 2017.

BERROCAL, C. G.; LUNDGREN, K.; LÖFGREN, I. Corrosion of steel bars embedded in fibre reinforced concrete under chloride attack: State of the art. **Cement and Concrete Research**, v. 80, p. 69–85, 2016. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.10.006>>. .

BERROCAL, C.; LUNDGREN, K.; LÖFGREN, I. Influence of Steel Fibres on Corrosion of Reinforcement in Concrete in Chloride Environments: A Review. **Fibre Concrete** 2013, , n. May 2014, p. 1–10, 2013. Disponível em: <http://www.researchgate.net/publication/257140331_Influence_of_steel_fibres_on_corrosion_of_reinforcement_in_concrete_in_chloride_environments_a_review/file/9c9605248034292efd.pdf>. .

BLAGOJEVIC, A. **The Influence of Cracks on the Durability and Service Life of Reinforced Concrete Structures in relation to Chloride-Induced Corrosion**. 2016.

BLANCO ALVAREZ, A.; PUJADAS ALVAREZ, P.; LA FUENTE ANTEQUERA, A. DE; AGUADO DE CEA, A. Análisis comparativo de los modelos constitutivos del hormigón reforzado con fibras. **Comparative analysis of constitutive models of fibre reinforced concrete**, v. 61, n. 256, p. 83–101, 2010.

BS EN 14651. Test method for metallic fibred concrete — Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual). **British Standards Institute**, 2005.

CASCUDO, O. **Controle da Corrosão de Armaduras em Concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini, 1997.

CIRSOC 201-2005, Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, INTI, (2005), 452 p.

DANG, V. H.; FRANÇOIS, R. Influence of long-term corrosion in chloride environment on mechanical behaviour of RC beam. **Engineering Structures**, 2013.

ELSENER, B.; GULIKERS, J.; POLDER, R.; RAUPACH, M. Half-cell potential measurements – Potential mapping on reinforced concrete structures. , v. 36, n. September, p. 461–471, 2003.

ELSER, M.; TSCHEGG, E. K.; STANZL-TSCHEGG, S. E. Fracture behaviour of polypropylene-fibre-reinforced concrete under biaxial loading: An experimental investigation. **Composites Science and Technology**, 1996.

FAROOQ, M.; BHUTTA, A.; BORGES, P. H. R.; ZANOTTI, C.; BANTHIA, N. Flexural Behavior and Single Fiber-Matrix Bond-Slip Behavior of Macro Fiber Reinforced. **Springer International Publishing**, v. 1, p. 2338–2346, 2018. Disponível em: <<http://link.springer.com/10.1007/978-3-319-59471-2>>. .

FIB. **Model Code 2010**. 2011.

FIB MODEL CODE. **Model Code 2010 - Final Draft, Vol. 1, Bulletin 65**. 2012.

fib Model Code for Concrete Structures 2010. 2013.

FIGUEIREDO, A. DOMINGUES DE. CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS. Universidade Estadual de São Paulo (USP). **Livre Docência**, 2011. São Paulo.

FRANÇOIS, R.; ARLIGUIE, G. Influence of service cracking on reinforcement steel corrosion. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 1998.

MARTINS, A. M. **Transporte de cloretos em concretos com adições minerais e o desempenho em relação à corrosão das armaduras**. 2016. 169 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil (Eec), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.

GRANJU, J. L.; BALOUCH, S. U. Corrosion of steel fibre reinforced concrete from the cracks. **Cement and Concrete Research**, 2005.

HELENE, P.R.L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo, SP: Pini/IPT 1986.

HELENE, P. R. L. 1993. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo.

HELENE, P.R.L.; MEDEIROS, M. H. F.; ANDRADE, J. J. O. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. IBRACON, cap. 22, 2011.

HELENE, P. R. DO L. Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto armado. **Ambiente Construído**, 1997.

INSTITUTO ARGENTINO DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **IRAM 1871: 2002**. Hormigón. Método de ensayo para determinar la capacidad y la velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido. IRAM, Buenos Aires, (2004), 12 p.

INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TECNICAS. **UNIT – NM 67/1998**: Hormigón – Determinación de la consistencia mediante el asentamiento del tronco de cono. UNIT. Montevideo - Uruguay, 1998.

INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TECNICAS. **UNIT – NM 47/2002**: Hormigón – Determinación del contenido de aire en mezclas frescas: Método sob presión. UNIT. Montevideo - Uruguay, 1998.

- INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TECNICAS. **UNIT – NM 101/1998:**
Hormigón –Ensayo de compresión de probetas cilíndricas. UNIT. Montevideo - Uruguay, 1998.
- INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TECNICAS. **NM 79/1996:** Hormigón -
Preparación de Hormigón en laboratorio. UNIT. Montevideo - Uruguay, 1996.
- INSTITUTO URUGUAYO DE NORMAS TECNICAS. **UNIT 1081/2002:** Hormigón –
Procedimiento para la preparación y el curado de probetas. UNIT. Montevideo - Uruguay, 2002.
- JANOTKA, I.; KRAJČÍ, L.; KOMLOŠ, K.; FRŤALOVÁ, D. Chloride corrosion of
steel fibre reinforcement in cement mortar. **International Journal of Cement Composites
and Lightweight Concrete**, 1989.
- MCGRATH, P. F.; HOOTON, R. D. Re-evaluation of the AASHTO T259 90-day salt
ponding test. **Cement and Concrete Research**, 1999.
- MEDEIROS, M. H. F.; ANDRADE, J. J. DE O.; HELENE, P. Durabilidade e Vida Útil
das Estruturas de Concreto. **Concreto: ciência e tecnologia**, 2011.
- MEIRA, Gibson Rocha; FERREIRA, Pablo Ramon Rodrigues. Revisão sobre ensaios
acelerados para indução da corrosão desencadeada por cloretos em concreto armado.
Ambiente Construído, [S.L.], v. 19, n. 4, p. 223-248, dez. 2019. FapUNIFESP (SciELO).
<http://dx.doi.org/10.1590/s1678-86212019000400353>.
- MIGLIORINI, A. V. 2011. **Estudo de fibras de aço em blocos de concreto para a
possível utilização em carapaça de molhes**. Dissertação de Mestrado em Engenharia
Oceânica, Programa de Pós-graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio
Grande, Rio Grande.
- MOHAMMED, T. U.; OTSUKI, N.; HISADA, M.; SHIBATA, T. Effect of crack width
and bar types on corrosion of steel in concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**,
2001.
- MOLINS, C.; AGUADO, A.; SALUDES, S. Double punch test to control the energy
dissipation in tension of FRC (Barcelona test). **Materials and Structures/Materiaux et
Constructions**, 2009.
- NUNES, J. L. O.; GUIMARÃES, A. T. C. Distância da água do mar – fator a ser
considerado na intensidade de ataques por cloretos ao concreto armado. **II SEMENGO -
Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica, 2006**. Rio Grande/RS. Universidade
Federal do Rio Grande. v. 2, p. 1 – 13, 2006.
- OTIENO, M. B.; ALEXANDER, M. G.; BEUSHAUSEN, H. D. Corrosion propagation
in cracked and uncracked concrete. **Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II -
Proceedings of the 2nd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation**

and Retrofitting, ICCRRR, p. 157–158, 2009.

- POURSAEE, A.; HANSSON, C. M. The influence of longitudinal cracks on the corrosion protection afforded reinforcing steel in high performance concrete. **Cement and Concrete Research**, 2008.
- PRISCO, M. DI; COLOMBO, M.; DOZIO, D. Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: Principles, models and test validation. **Structural Concrete**, 2013.
- PRISCO, M. DI; PLIZZARI, G.; VANDEWALLE, L. Fibre reinforced concrete: New design perspectives. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*. **Anais...**, 2009.
- POURBAIX, M. *Lecciones de Corrosión Electroquímica*. Instituto Español de la Corrosión, 1987.
- RILEM TC 154-EMC. Recommendations of RILEM TC 154-EMC: 'Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion'- Half-cell potential measurements-Potential mapping on reinforced concrete structures. **Materials and Structures**, 2003.
- SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Laboratory studies and calculations on the influence of crack width on chloride-induced corrosion of steel in concrete. **ACI Materials Journal**, 1997.
- SEGURA-CASTILLO, L. ET. AL. Pullout response of inclined fibres under direct shear. **57^a Congresso Brasileiro do Concreto - Ibracon**, , n. 1, p. 1–12, 2015.
- SEGURA-CASTILLO, L.; MONTE, R.; FIGUEIREDO, A. D. DE. Ensayo “ Montevideo ”: un nuevo ensayo , simple y económico para la caracterización del hormigón reforzado con fibras “ Montevideo ” test : a simple , compact and economic new test for the characterization of the tensile constitutive behaviour of FRC. **59^a Congresso Brasileiro do Concreto - Ibracon**, , n. 1, p. 1–10, 2017.
- SEGURA-CASTILLO, L.; MONTE, R.; FIGUEIREDO, A. D. DE. New Test for the Characterization of the Tensile Constitutive Behaviour of FRC. **High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet**, p. 382–389, 2018.
- SOUZA, R. DE; MARIA, L.; SOUZA, S. DE; ANDRADE, F. DE. Comparative study on the mechanical behavior and durability of polypropylene and sisal fiber reinforced concretes. **Construction and Building Materials**, v. 211, p. 617–628, 2019. Elsevier Ltd. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.282>>. .
- SÖYLEV, T. A.; ÖZTURAN, T. Durability, physical and mechanical properties of fiber-reinforced concretes at low-volume fraction. **Construction and Building Materials**, 2014.
- STANISH, K.; THOMAS, M. D. A. The Use of Bulk Diffusion Tests to Establish Time Dependent Concrete Chloride Diffusion Coefficients. **Cement and Concrete Research**, v. 33 n. 1, p. 55-62, 2003.
- TORRENTS, Josep M.; BLANCO, Ana; PUJADAS, Pablo; AGUADO, Antonio; JUAN-GARCÍA, Pablo; SÁNCHEZ-MORAGUES, Miguel Ángel. Inductive method for assessing

the amount and orientation of steel fibers in concrete. **Materials And Structures**, [S.L.], v. 45, n. 10, p. 1577-1592, 24 abr. 2012. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-012-9858-6>.

- TORRENTS, J. M.; MASON, T. O.; PELED, A.; SHAH, S. P.; GARBOCZI, E. J. Analysis of the impedance spectra of short conductive fiber-reinforced composites. **Journal of Materials Science**, 2001.
- TORRES, J.; ANDRADE, C.; SÁNCHEZ, J. Periodo de iniciación de la corrosión por ión cloruro según la EHE 08 en elementos de hormigón fisurados. **Informes de la Construcción**, v. 72, n. 557, p. 331, 2020.
- TROCÓNIS, O. Manual DURAR. **Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado**. 2000.
- TUUTTI, K. CORROSION OF STEEL IN CONCRETE. EUROCOR '77, EUROCOR Congress on Meeting of Corrosion, 92nd Event of the Eur Fed of Corros. **Anais do EUROCOR CONGRESS**, 1977.
- VAISHALI, G. G.; RAO, H. S. Strength and permeability characteristics of fiber reinforced high performance concrete with recycled aggregates. **Asian Journal of Civil Engineering**, 2012.

APÊNDICES

APÊNDICE A

O presente apêndice inclui os gráficos, bem como tabelas contendo os resultados dos comportamentos dos potenciais de corrosão nas vigas estudadas.

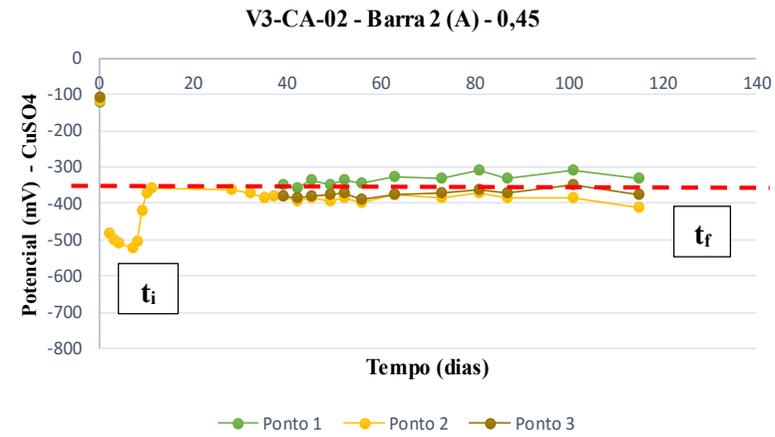
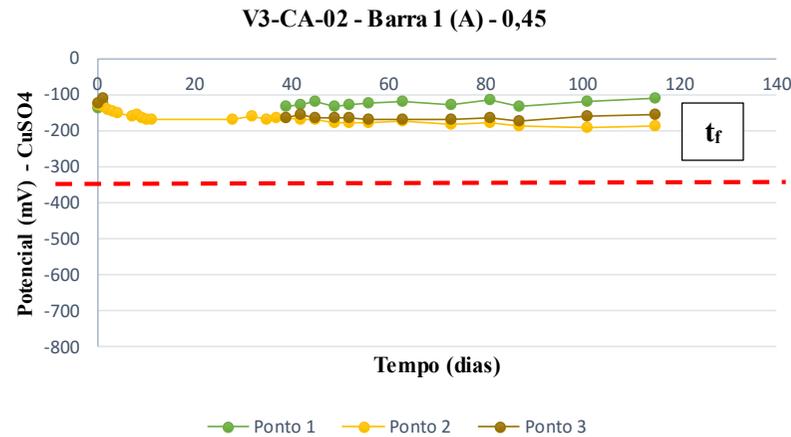
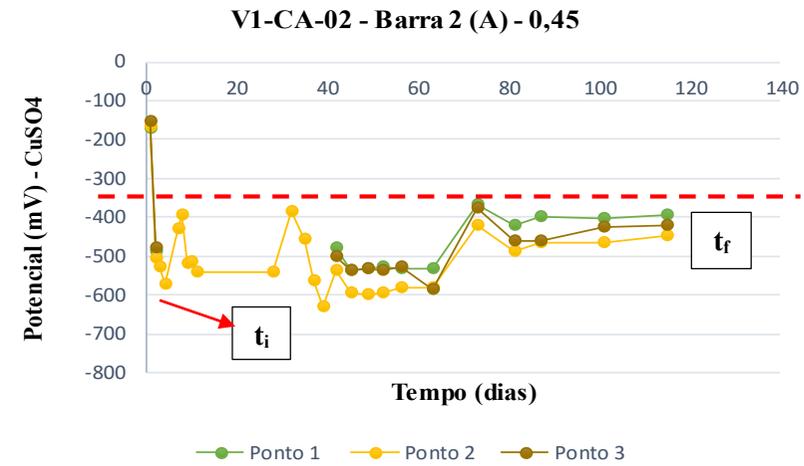
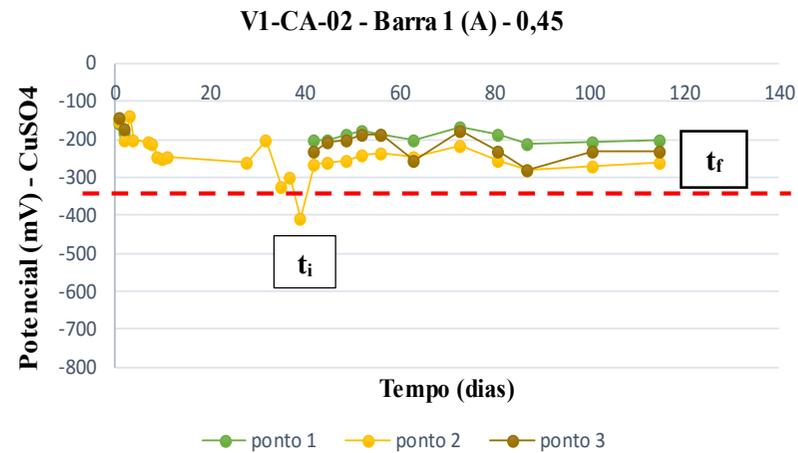


Figura A.1 – Resultados potencial de corrosão da série CA ($a/c = 0,45$; $w = 0,2$ mm)

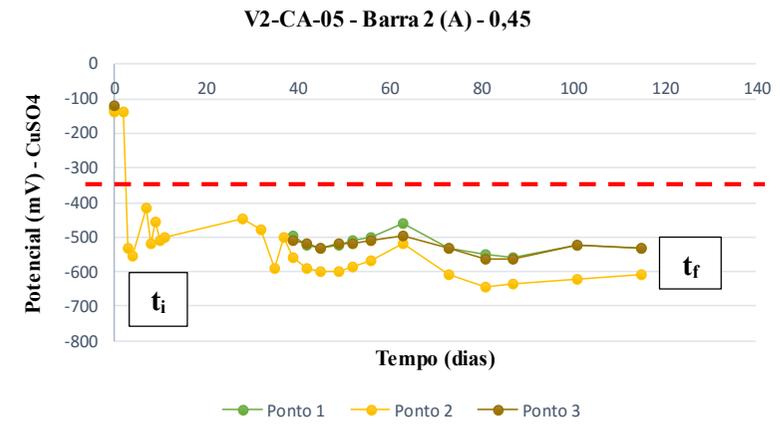
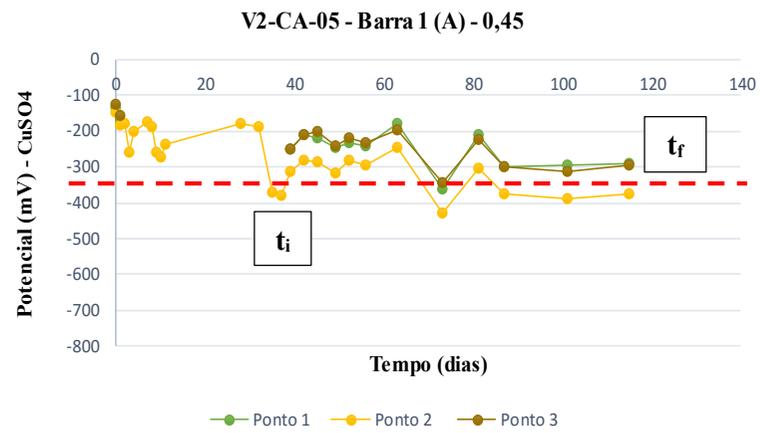


Figura A.2 – Resultados potencial de corrosão da série CA ($a/c = 0,45$; $w = 0,5$ mm)

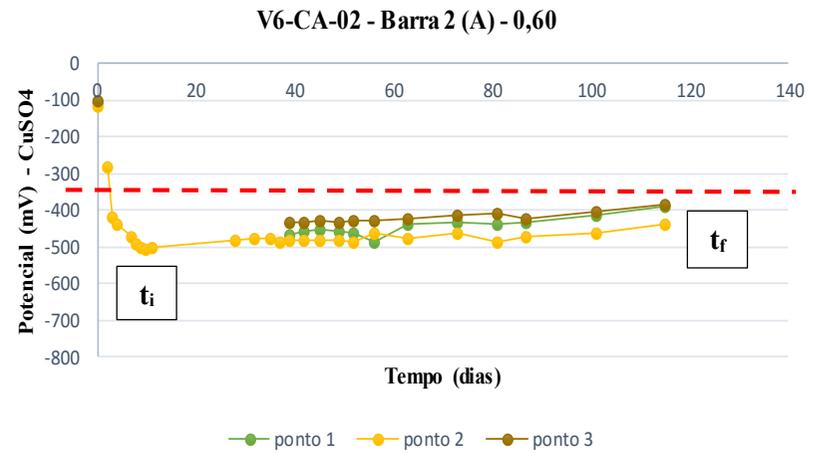
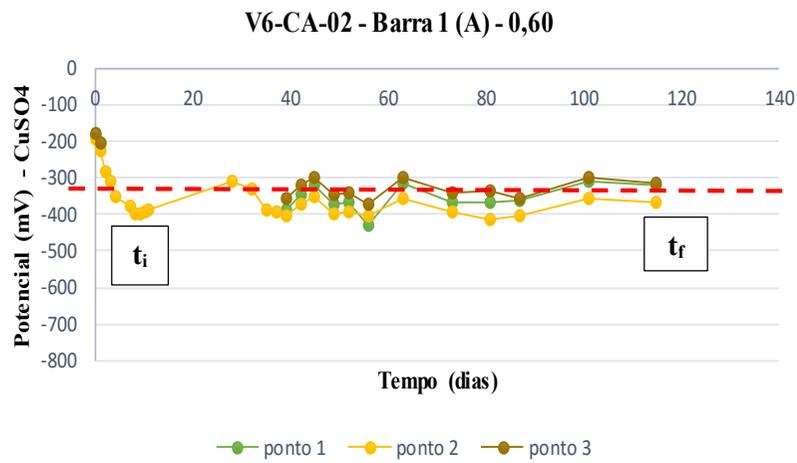
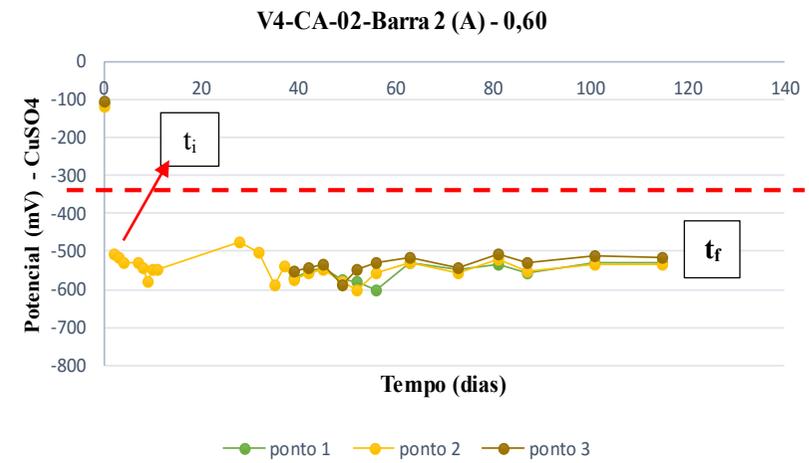
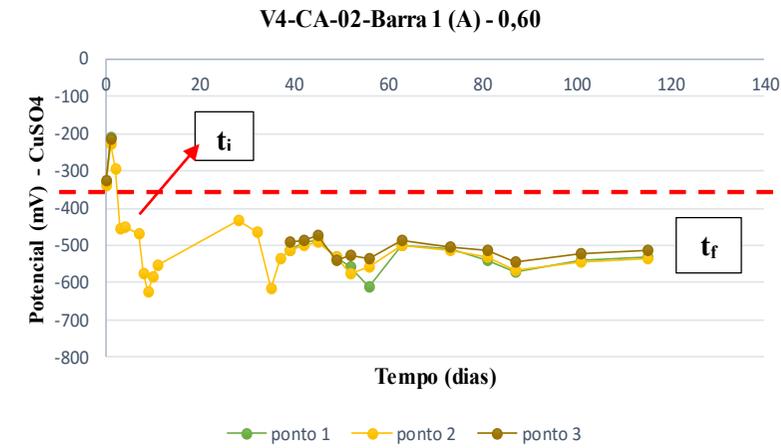


Figura A.3 – Resultados potencial de corrosão da série CA ($a/c = 0,60$; $w = 0,2$ mm)

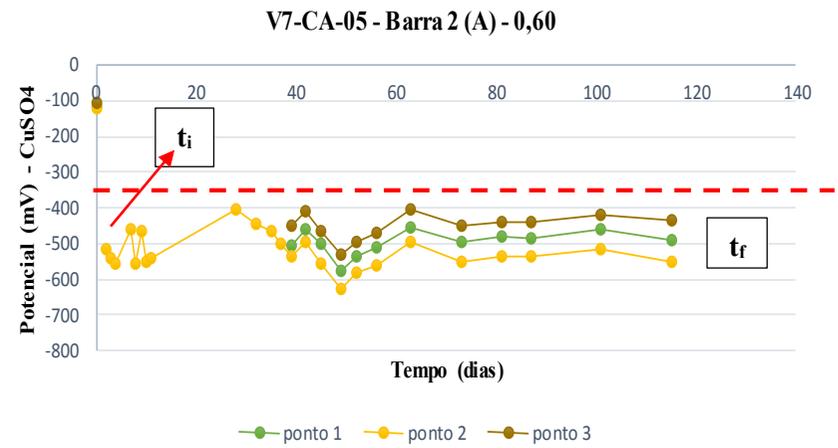
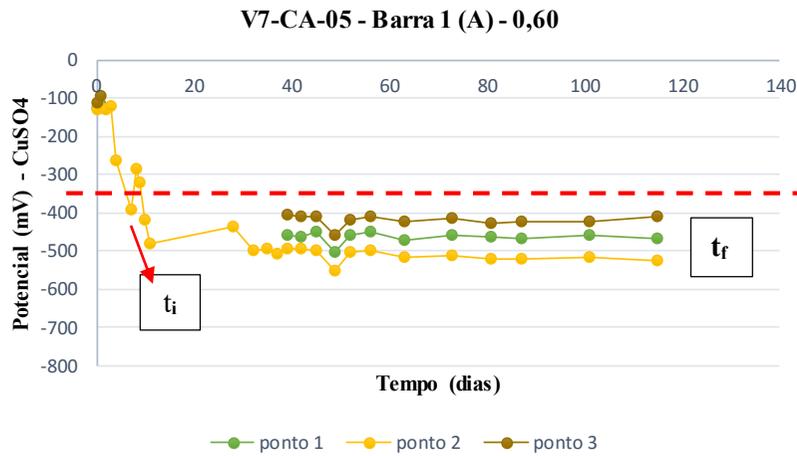
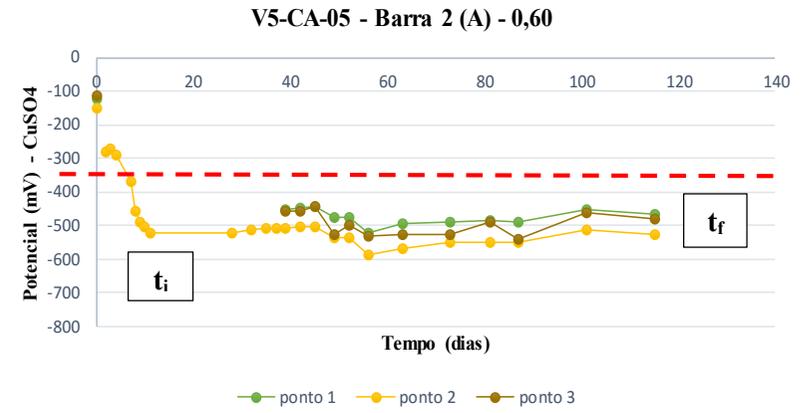
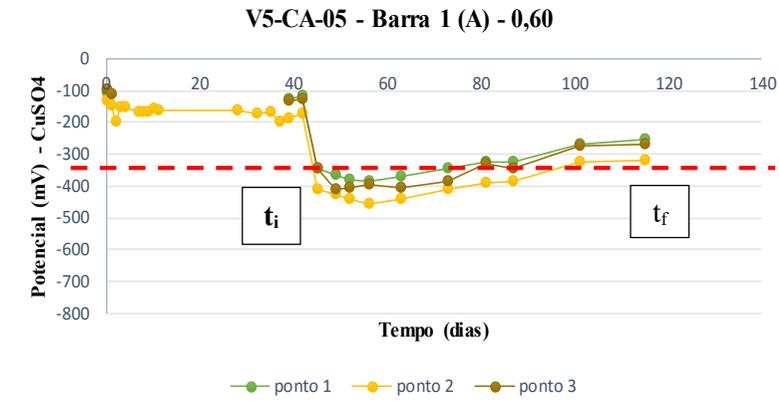


Figura A.4 – Resultados potencial de corrosão da série CA ($a/c = 0,60$; $w = 0,5$ mm)

Tabela A.1 – Comportamento das vigas da série concreto sem fibras (CA)

Amostras		Início da corrosão (dias)	Potencial (mV)	Comportamentos
V1-CA-02 (0,45)	Barra 1	37	> -350	Decrescente-crescente
	Barra 2	1	> -400	Decrescente-crescente
V2-CA-05 (0,45)	Barra 1	35	> -350	Decrescente-crescente
	Barra 2	3	> -500	Monótono
V3-CA-02 (0,45)	Barra 1	*	> -100 < -200	Constante
	Barra 2	2	> -450	Decrescente-crescente
V4-CA-02 (0,60)	Barra 1	3	> -400	Monótono
	Barra 2	2	> -500	Monótono
V5-CA-05 (0,60)	Barra 1	45	> -400	Monótono
	Barra 2	7	> -350	Monótono
V6-CA-02 (0,60)	Barra 1	7	> -350	Monótono
	Barra 2	3	> -400	Monótono
V7-CA-05 (0,60)	Barra 1	7	> -350	Monótono
	Barra 2	2	> -500	Monótono

*Zona considerada de pouco risco de início da corrosão

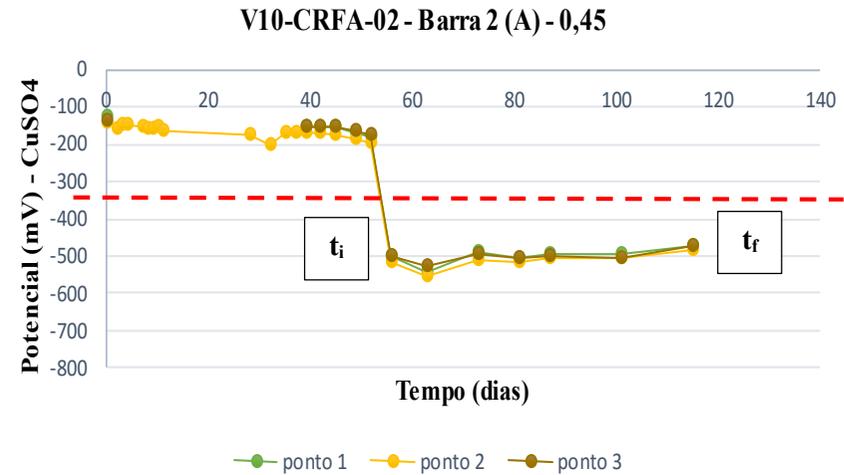
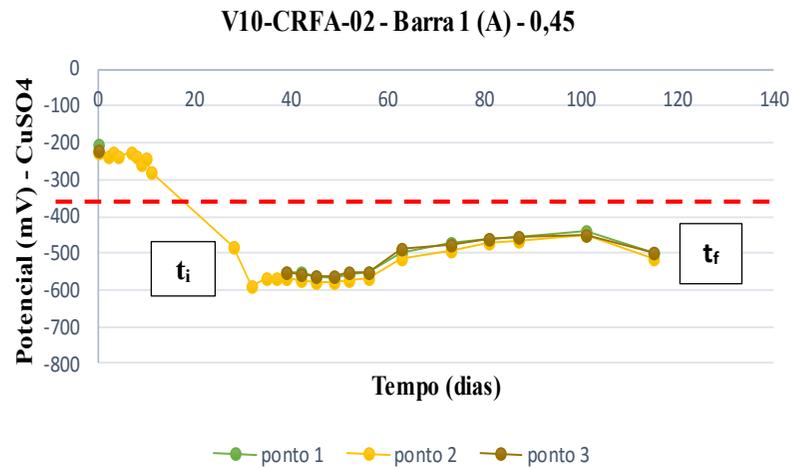
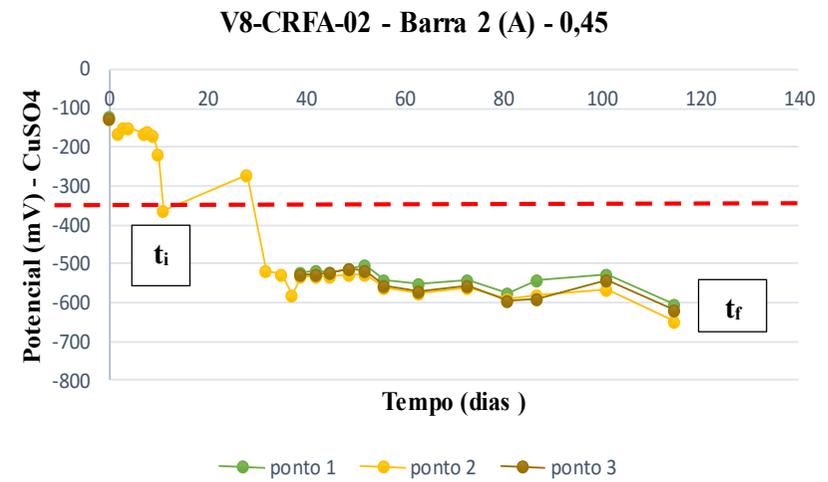
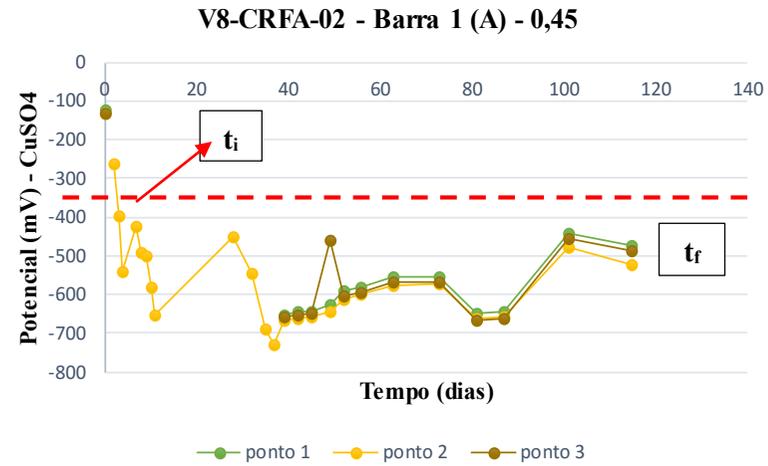


Figura A.5 – Resultados potencial de corrosão da série CRFA ($a/c = 0,45$; $w = 0,2$ mm)

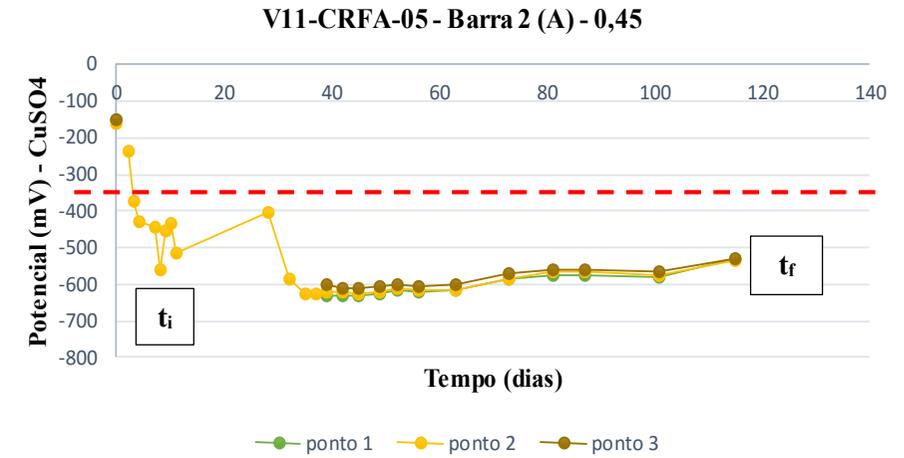
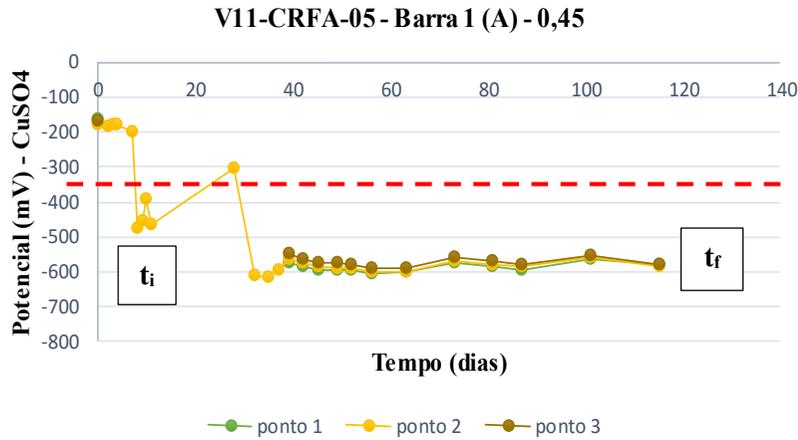
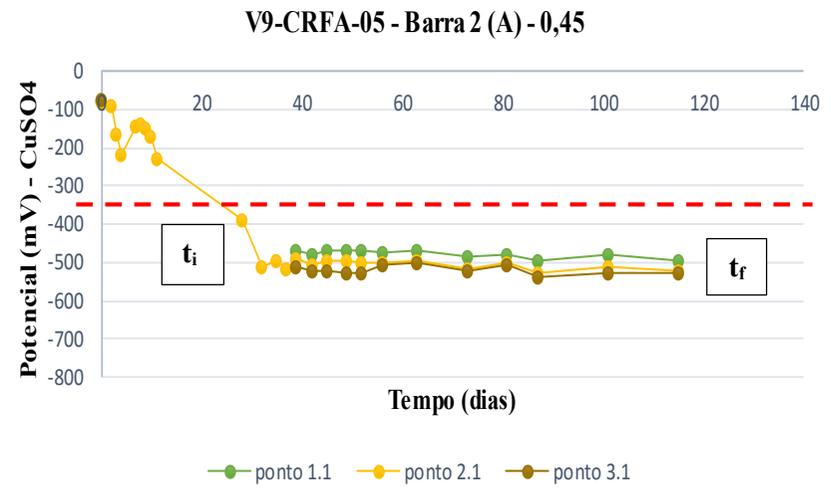
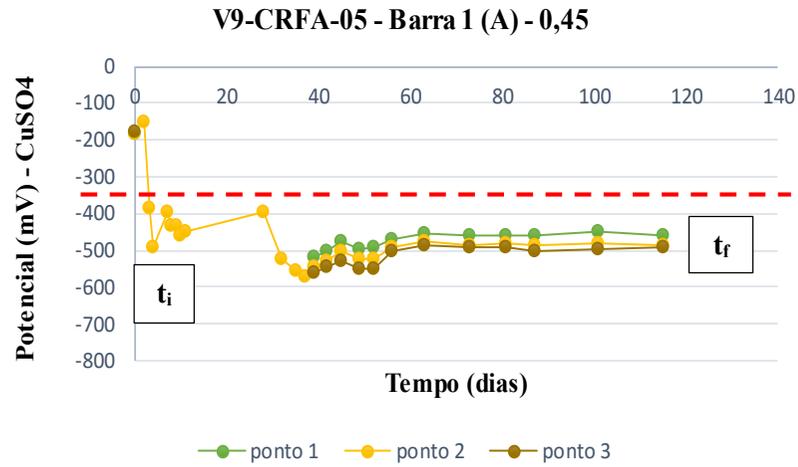


Figura A.6 – Resultados potencial de corrosão da série CRFA ($a/c = 0,45$; $w = 0,5$ mm)

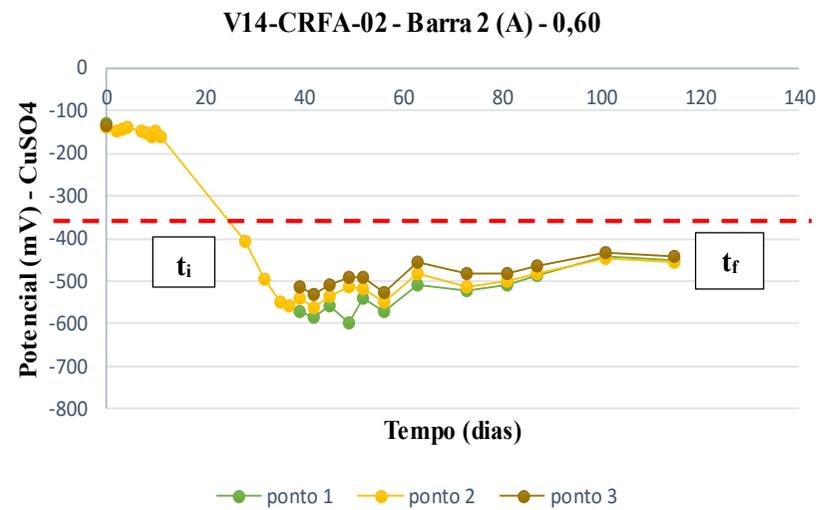
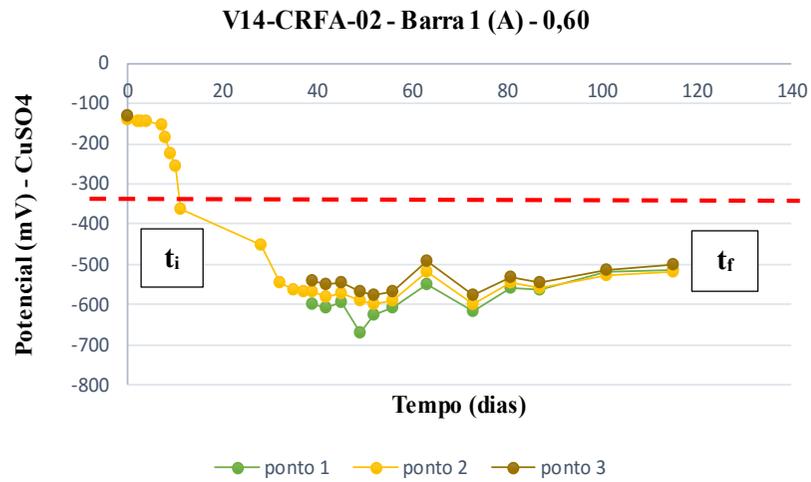
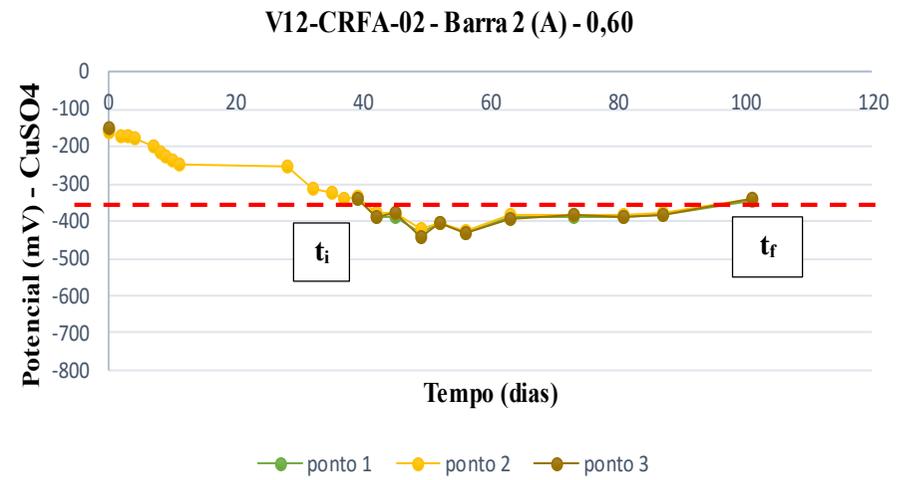
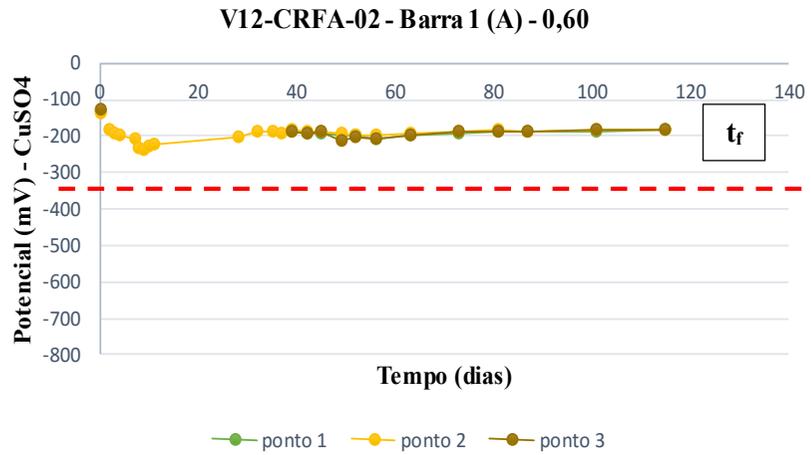


Figura A.7 – Resultados potencial de corrosão da série CRFA (a/c = 0,60; w = 0,2 mm)

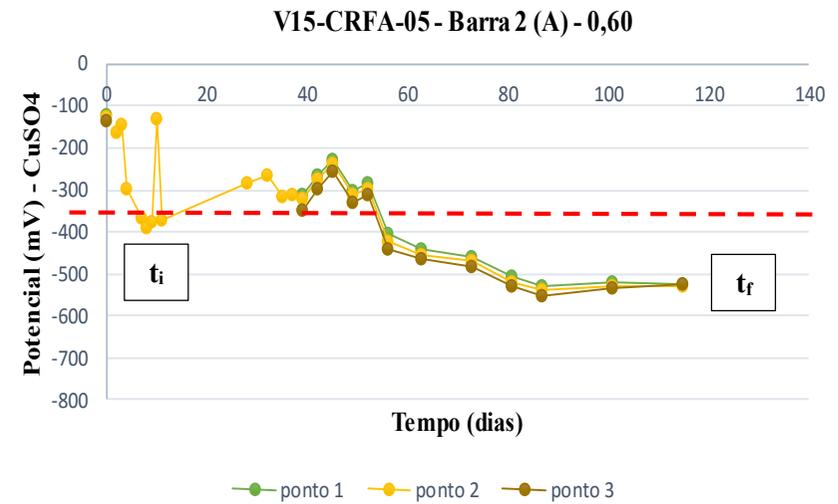
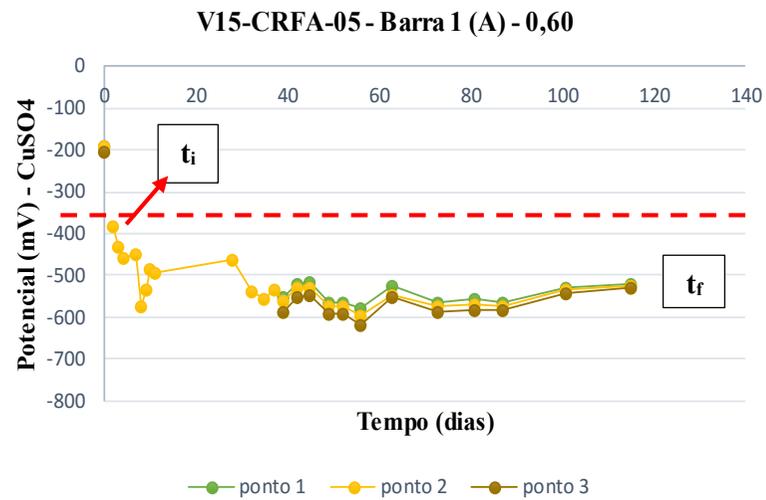
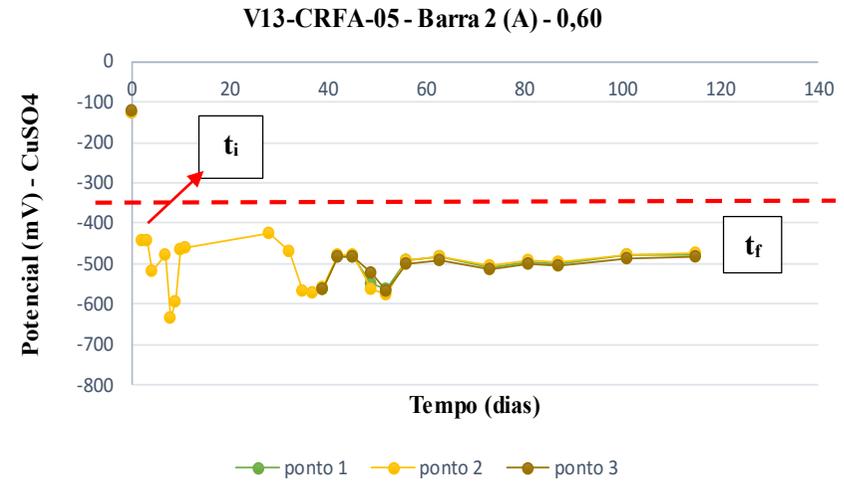
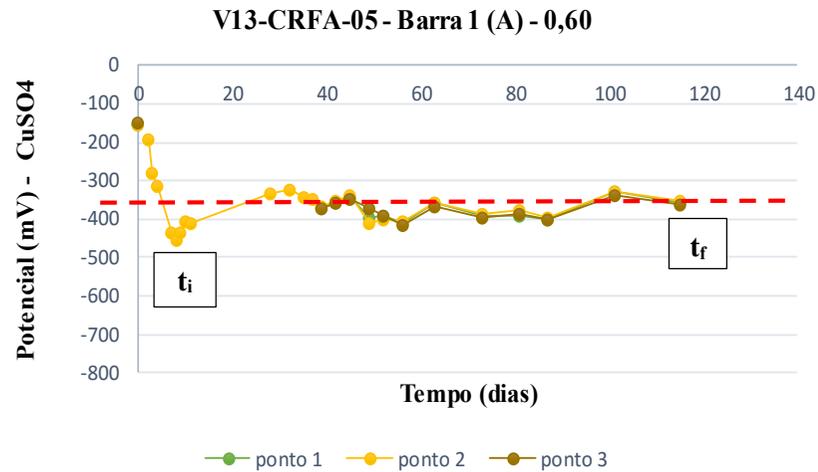


Figura A.8 – Resultados potencial de corrosão da série CRFA ($a/c = 0,60$; $w = 0,5$ mm)

Tabela A.2 - Comportamento das vigas da série concreto armado reforçadas com fibras de aço (CRFA)

Amostras		Início da corrosão (dias)	Potencial (mV)	Comportamentos
V8-CRFA-02 (0,45)	Barra 1	3	> -350	decrecente-crescente
	Barra 2	11	> -350	decrecente-crescente
V9- CRFA-05 (0,45)	Barra 1	3	> -350	Monótono
	Barra 2	28	> -450	Monótono
V10- CRFA-02 (0,45)	Barra 1	28	> -400	Monótono
	Barra 2	56	> -500	Monótono
V11- CRFA-05 (0,45)	Barra 1	8	> -450	decrecente-crescente
	Barra 2	3	> -350	decrecente-crescente
V12- CRFA-02 (0,60)	Barra 1	*	> -100 < -200	Constante
	Barra 2	42	> -350	Monótono
V13- CRFA-05 (0,60)	Barra 1	7	> -400	decrecente-crescente
	Barra 2	2	> -400	Monótono
V14- CRFA-02 (0,60)	Barra 1	11	> -350	Monótono
	Barra 2	28	> -400	Monótono
V15- CRFA-05 (0,60)	Barra 1	2	> -350	Monótono
	Barra 2	7	> -350	Monótono

*Zona considerada de pouco risco de início da corrosão

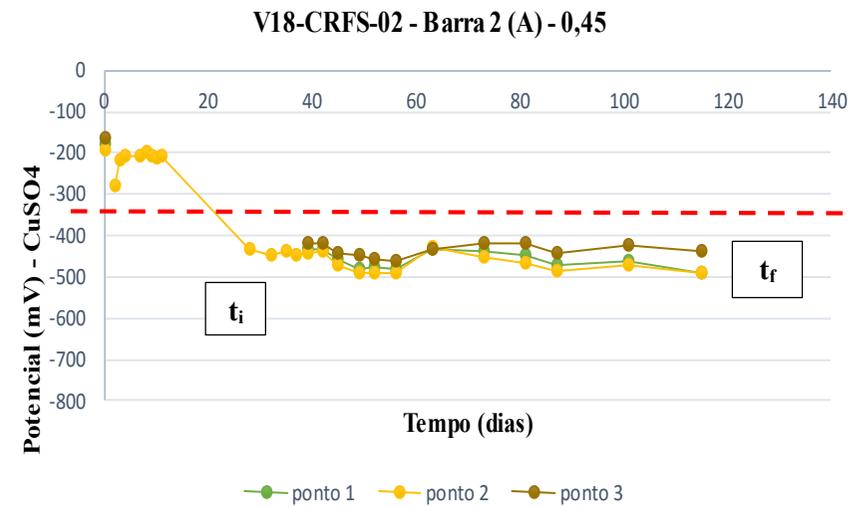
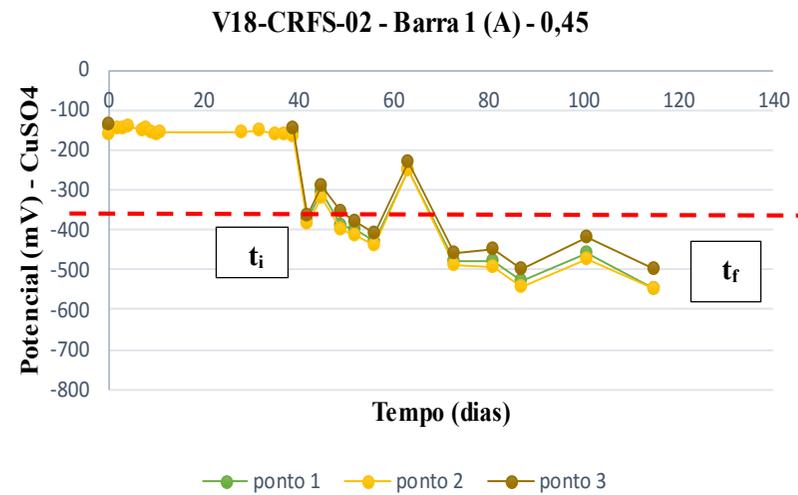
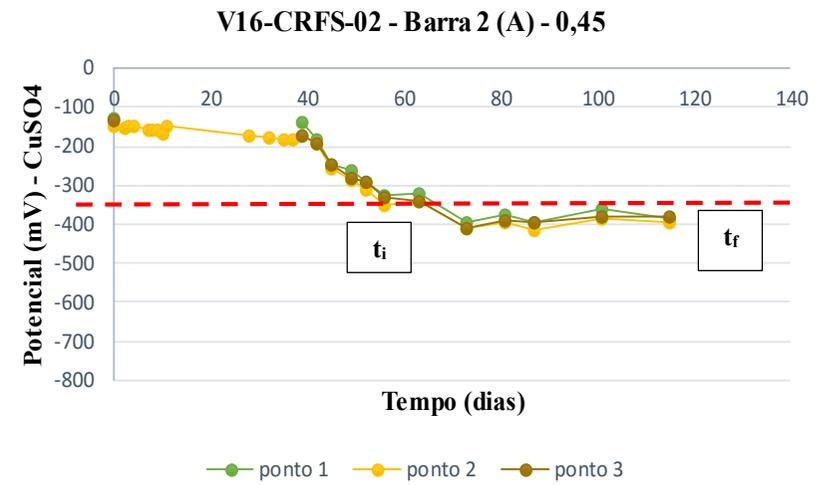
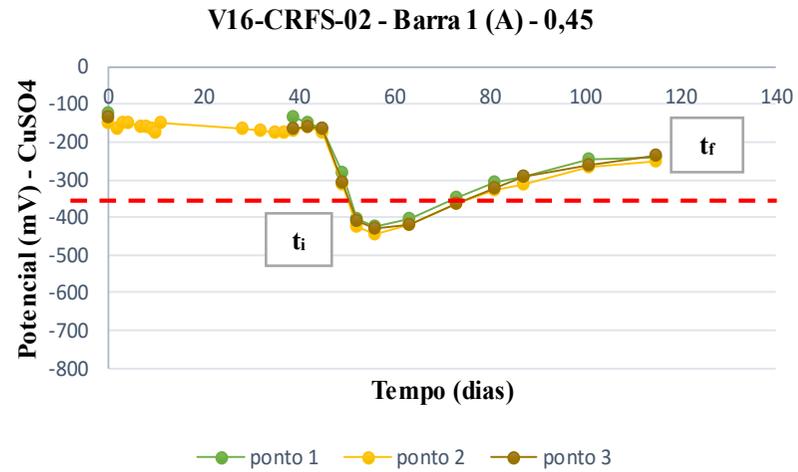


Figura A.9 – Resultados potencial de corrosão da série CRFS ($a/c = 0,45$; $w = 0,2$ mm)

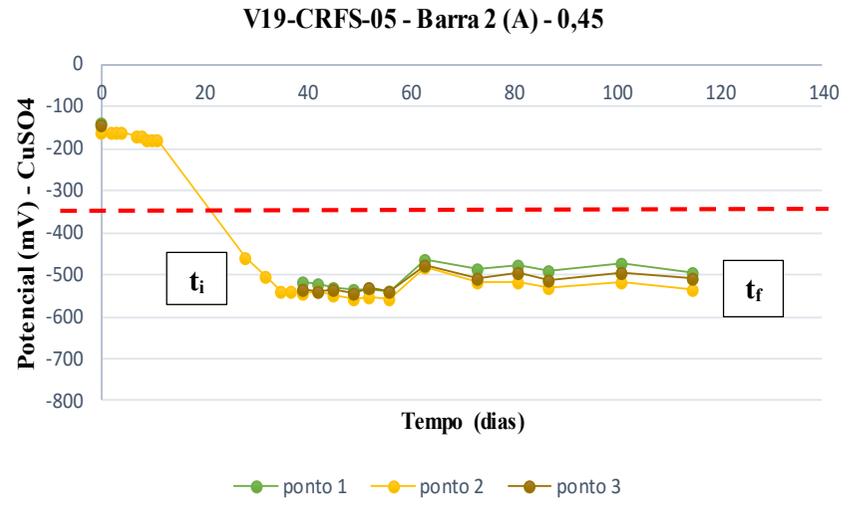
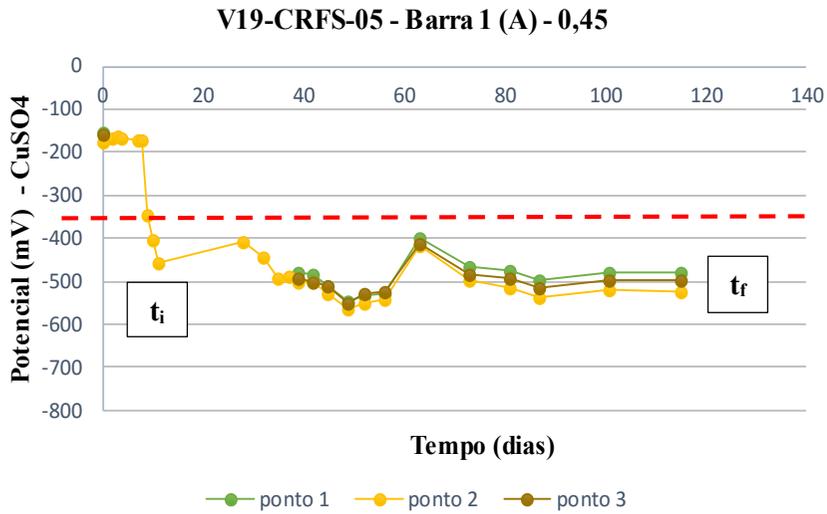
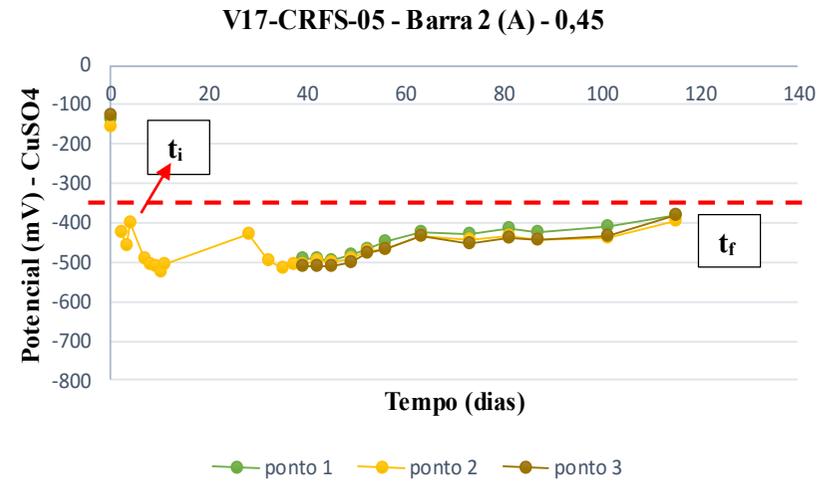
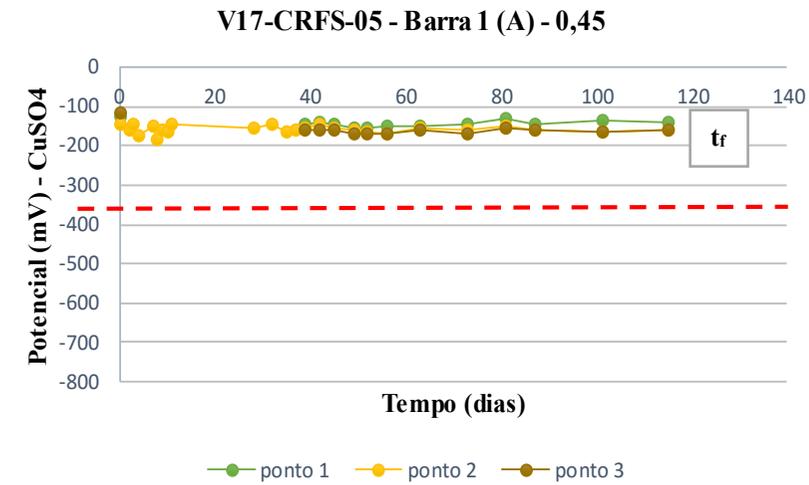


Figura A.10 – Resultados potencial de corrosão da série CRFS ($a/c = 0,45$; $w = 0,5$ mm)

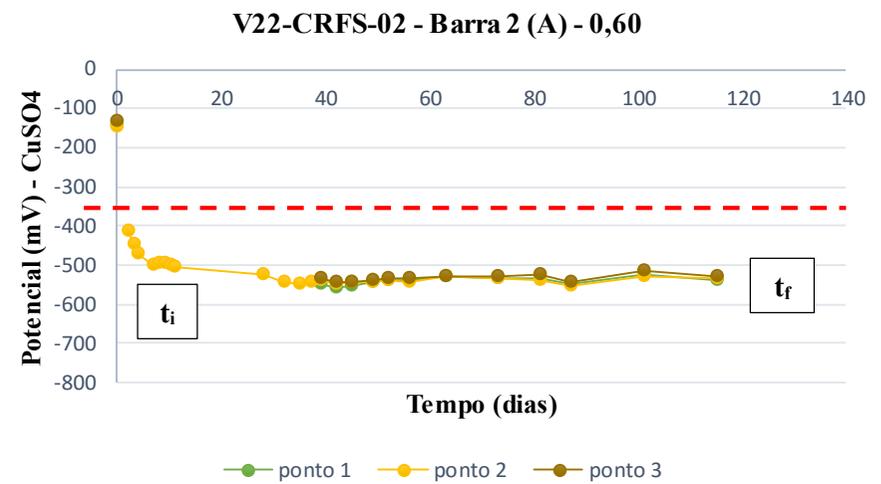
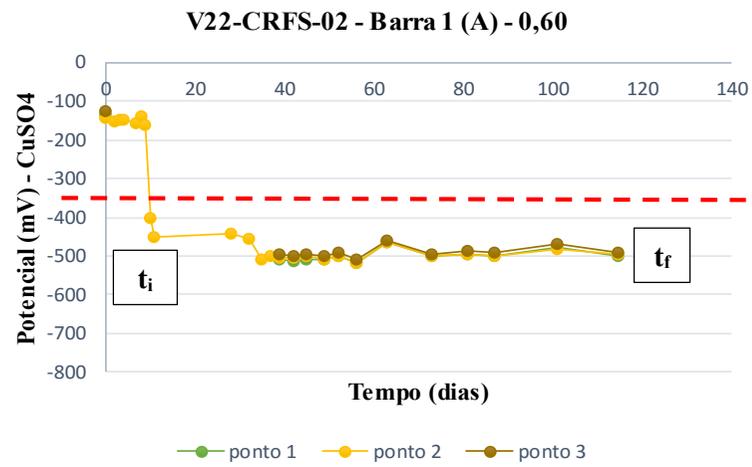
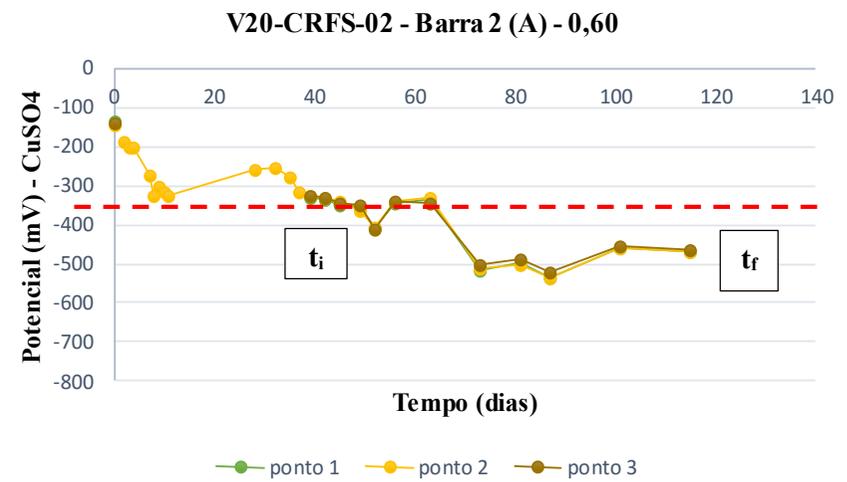
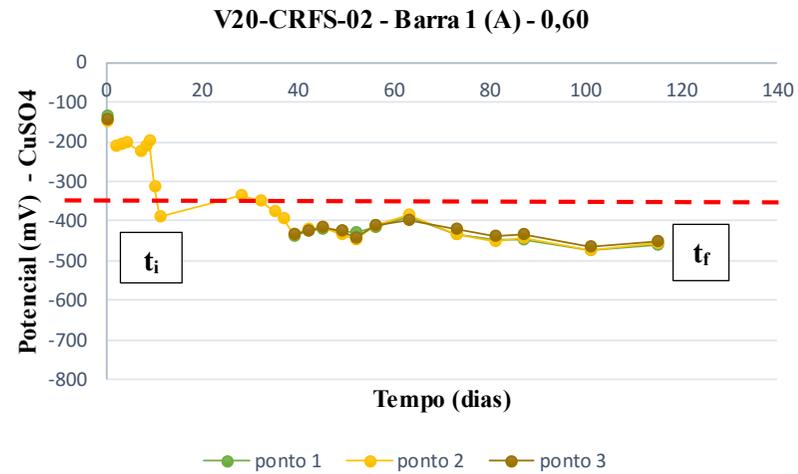


Figura A.11 – Resultados potencial de corrosão da série CRFS ($a/c = 0,60$; $w = 0,2$ mm)

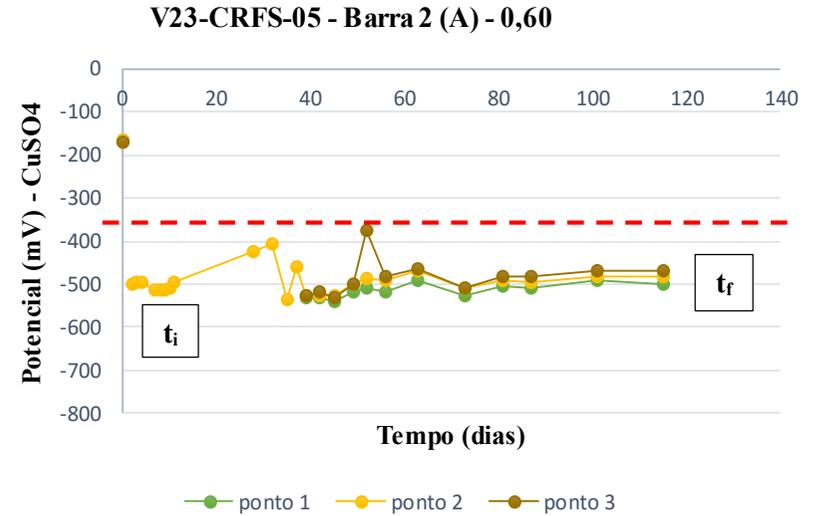
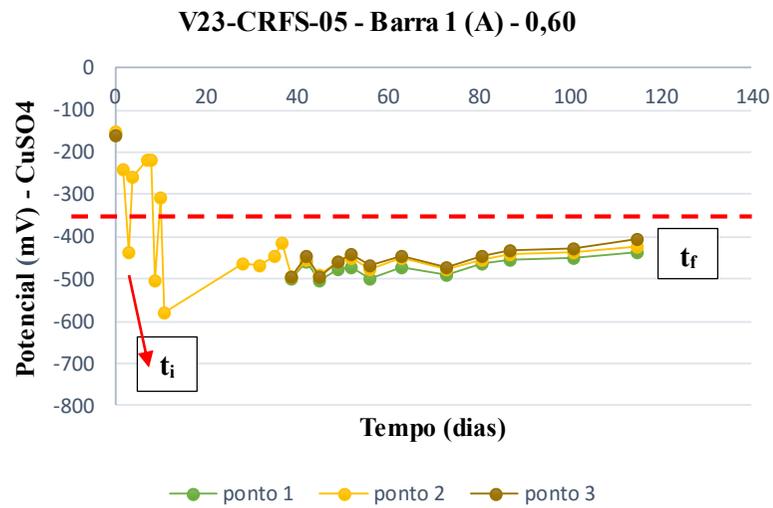
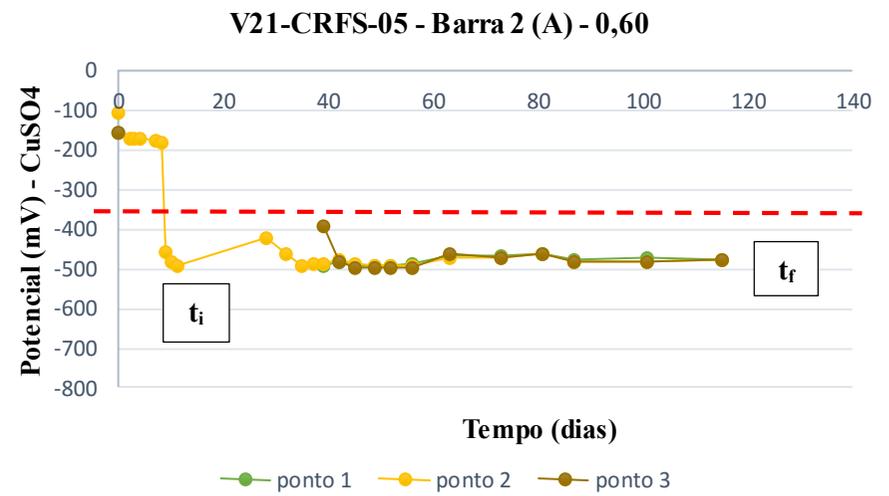
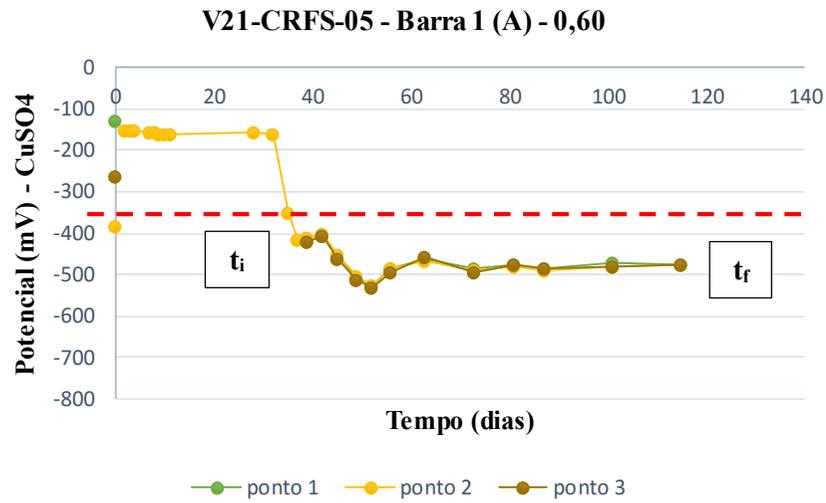


Figura A.12 – Resultados potencial de corrosão da série CRFS ($a/c = 0,60$; $w = 0,5$ mm)

Tabela A.3 - Comportamento das vigas da série concreto armado reforçadas com fibras sintéticas (CRFS)

Amostras		Início da corrosão (dias)	Potencial (mV)	Comportamentos
V16-CRFS-02 (0,45)	Barra 1	52	> -400	decrecente-crescente
	Barra 2	73	> -400	Monótono
V17-CRFS-05 (0,45)	Barra 1	*	> -100 < -200	Constante
	Barra 2	2	> -400	Monótono
V18-CRFS-02 (0,45)	Barra 1	42	> -350	decrecente-crescente
	Barra 2	28	> -400	Monótono
V19-CRFS-05 (0,45)	Barra 1	10	> -400	Monótono
	Barra 2	28	> -450	Monótono
V20-CRFS-02 (0,60)	Barra 1	11	> -350	Monótono
	Barra 2	49	> -350	Monótono
V21-CRFS -05 (0,60)	Barra 1	37	> -400	Monótono
	Barra 2	9	> -450	Monótono
V22-CRFS -02 (0,60)	Barra 1	10	> -400	Monótono
	Barra 2	2	> -400	Monótono
V23-CRFS -05 (0,60)	Barra 1	3	> -450	decrecente-crescente
	Barra 2	2	> -450	Monótono

*Zona considerada de pouco risco de início da corrosão

APÊNDICE B

No presente apêndice são apresentados os resultados obtidos com as vigas sem fibras e com fibras sintéticas do experimento teste.

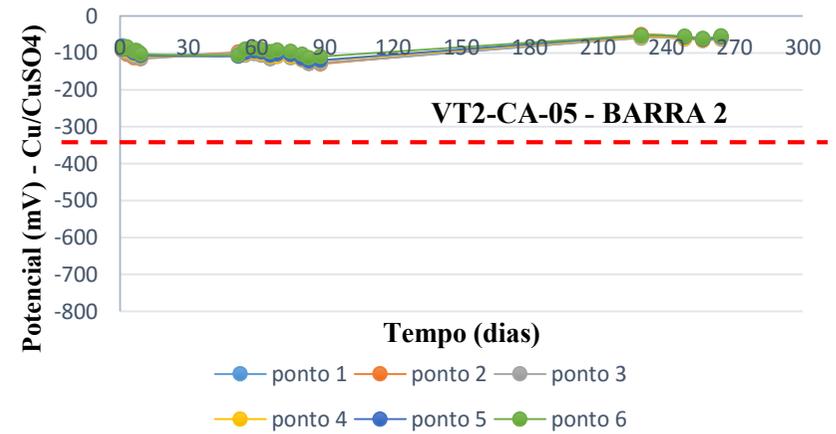
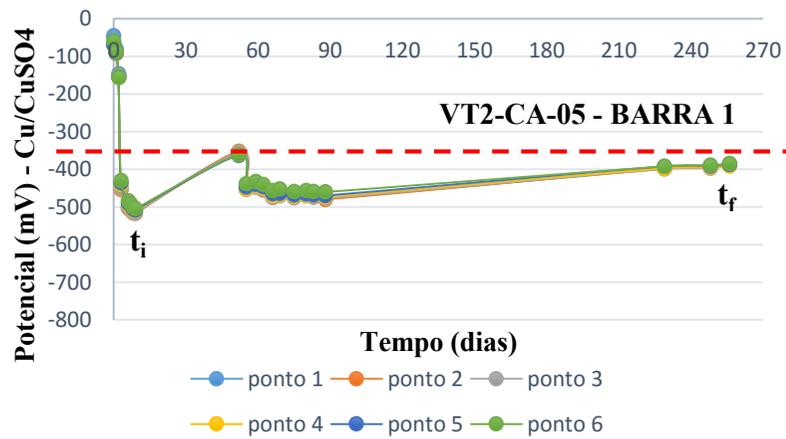
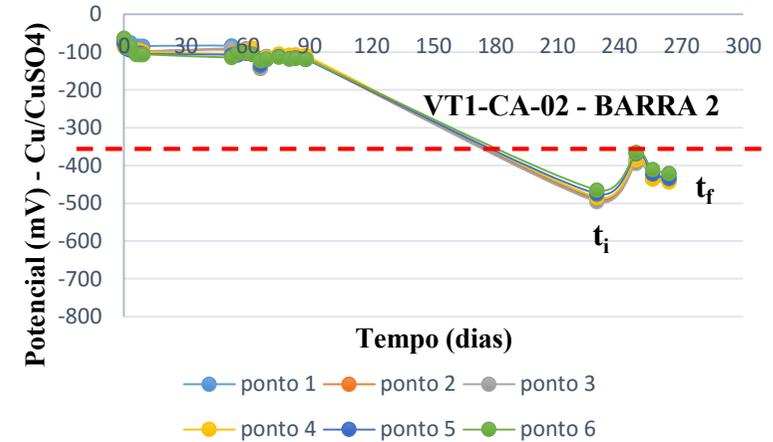
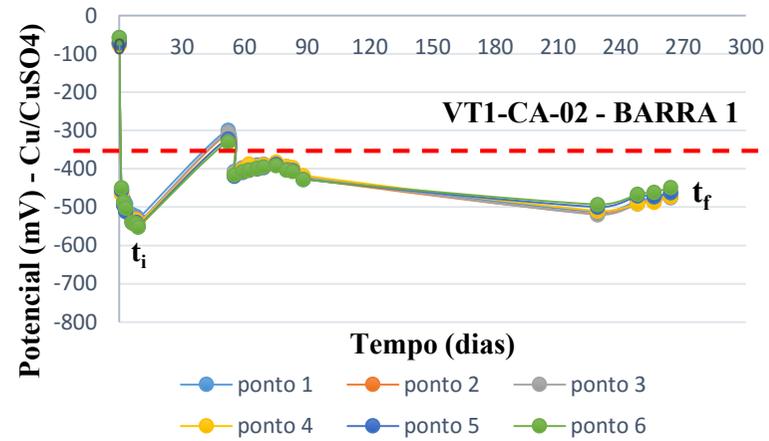


Figura B. 1 – Resultados potencial de corrosão da série CA ($a/c = 0,45$; $w = 0,2$ e $0,5$ mm)

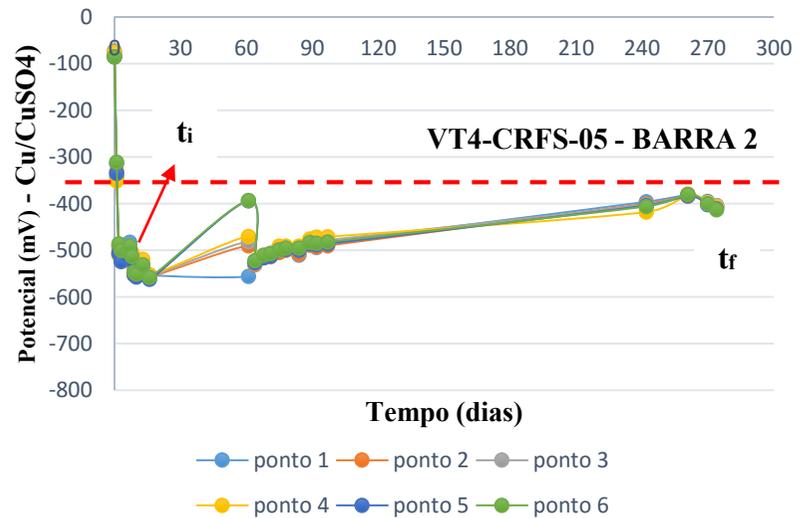
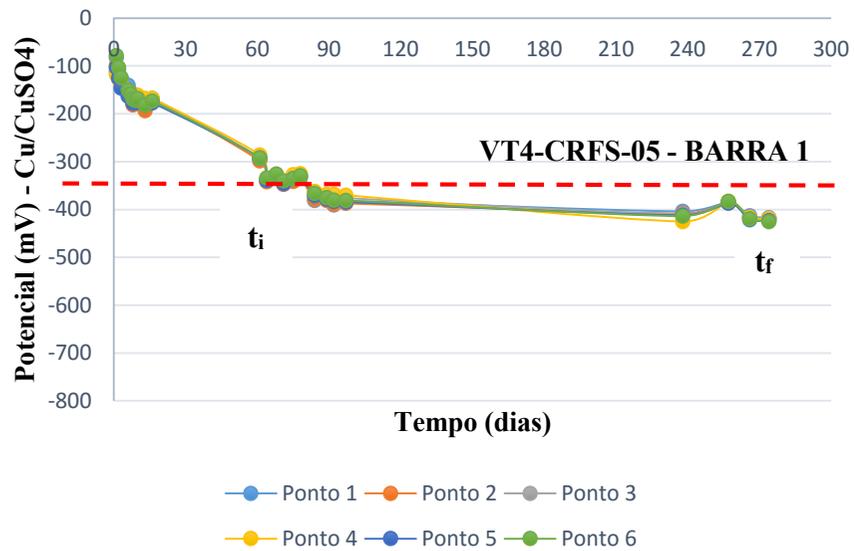
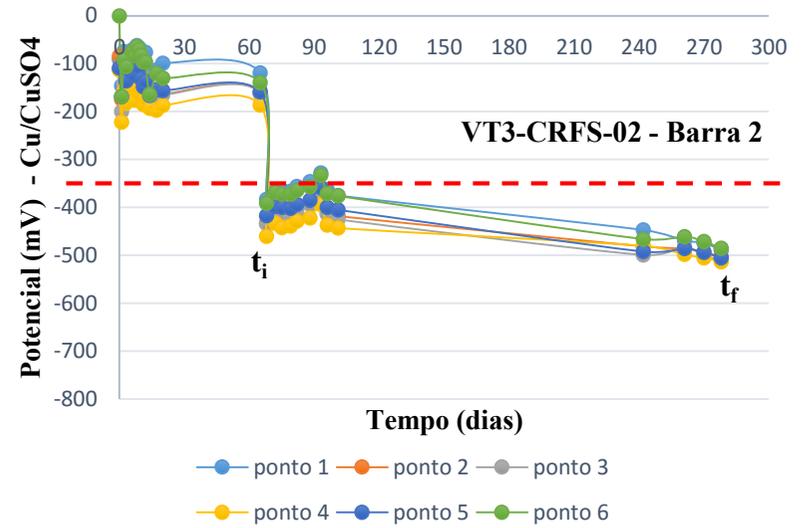
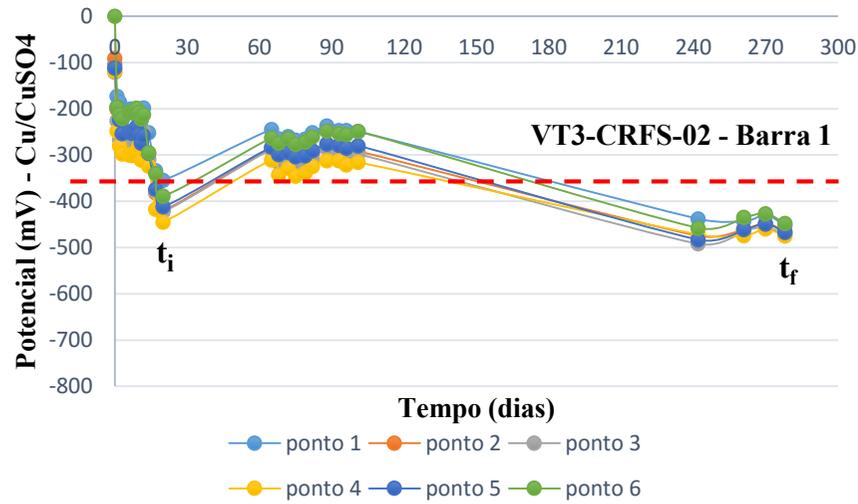


Figura B. 2 – Resultados potencial de corrosão da série CRFS ($a/c = 0,45$; $w = 0,2$ e $0,5$ mm)

ANEXO I

Especificación do cemento utilizado nas concretagens segundo o fabricante

CIMENTO ANCAP

LABORATORIO FÁBRICA: MINAS

FECHA: 2019 – 07 – 15

MUESTRA: DESPACHO ENSACADO

SEMANA 27 01 al 06/07/19

TIPO DE CEMENTO: PORTLAND NORMAL CPN 40

ANÁLISIS QUÍMICO		RESULTADO	Espec. UNIT 20:2015
Pérdida por calcinación	%	3.07	Máx. 5.0
Trióxido de azufre (SO ₃)	%	3.09	Máx. 3.5
Oxido de magnesio (MgO)	%	3.01	Máx. 6.0
Dióxido de silicio (SiO ₂)	%	19.44	---
Oxido de calcio (CaO)	%	61.80	---
Oxido de aluminio (Al ₂ O ₃)	%	4.52	---
Oxido de hierro (Fe ₂ O ₃)	%	2.90	---
Oxido de potasio (K ₂ O)	%	1.40	---
Oxido de sodio (Na ₂ O)	%	0.40	---
Sodio equivalente (Na ₂ Oeq)	%	1.32	---

ENSAYOS FÍSICOS			
Retenido Tamiz 75 µm	%	4.9	Máx. 15,0
Superficie específica (Blaine)	m ² /kg	336	Mín. 250
Expansión autoclave	%	0.12	Máx. 0.80
Tiempo de fraguado inicial	H:min	03:07	Mín. 60 min.
Tiempo de fraguado final	H:min	04:11	

RESISTENCIAS MECÁNICAS

COMPRESIÓN

2 días (01 – 06/07/2019)	MPa	24.6	Mín. 10
7 días (24 – 29/06/2019)	"	35.2	---
28 días (03 – 08/06/2019)	"	45.2	Mín. 40

Los resultados expuestos en el presente informe corresponden a ensayos realizados sobre muestras medias, representativas del producto despachado durante la semana indicada en cada caso.


 Ing. Quím. JORGE CURLEY
 Jefe Laboratorio
 Planta Levalleja - Portland
 Negocios Diversificados