



**INSTITUTO LATINO-AMERICANO DE
TECNOLOGIA, INFRAESTRUTURA E
TERRITÓRIO (ILATIT)**

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO Em
ENGENHARIA CIVIL (PPG ECI)**

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO ACOPLAMENTO CORROSÃO-FISSURAÇÃO EM
VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

THIAGO AUGUSTO BERTUZZO

Foz do Iguaçu
2021



**INSTITUTO LATINO-AMERICANO DE
TECNOLOGIA, INFRAESTRUTURA E TERRITÓRIO
(ILATIT)**

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO Em
ENGENHARIA CIVIL (PPG ECI)**

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO ACOPLAMENTO CORROSÃO-FISSURAÇÃO EM
VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

THIAGO AUGUSTO BERTUZZO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Integração Latino-Americana, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Professor Dr. Julio Flórez-López.
Coorientadora: Professora Dra. Edna Possan.

Foz do Iguaçu
2021

THIAGO AUGUSTO BERTUZZO

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO ACOPLAMENTO CORROSÃO-FISSURAÇÃO EM
VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Integração Latino-Americana, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Orientador: Prof. Dr. Julio Flórez-López
UNILA e Chongqing University

Coorientadora: Prof. Dra. Edna Possan
UNILA

Prof. Dr. Jairo José de Oliveira Andrade
PUC-RS

Prof. Dr. Aref Kalilo Lima Kzam
UNILA

Foz do Iguaçu, 23 de novembro de 2021.

Catálogo elaborado pelo Setor de Tratamento da Informação
Catálogo de Publicação na Fonte. UNILA - BIBLIOTECA LATINO-AMERICANA - PTI

B552e

Bertuzzo, Thiago Augusto.

Estudo experimental do acoplamento corrosão-fissuração em vigas de concreto armado / Thiago Augusto Bertuzzo. - Foz do Iguaçu, PR, 2021.

132 f.: il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Centro Interdisciplinar de Tecnologia e Infraestrutura (CITI), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Julio Florez-López.

Coorientador: Edna Possan.

1. Concreto armado. 2. Corrosão por íons cloreto. 3. Mecânica do dano concentrado. 4. Acoplamento corrosão-fissuração. I. Florez-López, Julio, Orient. II. Possan, Edna, Coorient. III. Título.

CDU: 624.012.45

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço aos meus orientadores, Professor Julio e Professora Edna, não só pela constante orientação neste trabalho, mas sobretudo pela sua amizade, pelo apoio, pelo auxílio em todas as horas, e por olhar para nós como colegas de profissão, e não apenas como orientados.

À Aline, minha namorada e parceira de vida, por sempre confiar em mim, me entender, me apoiar, se preocupar junto comigo, me ajudar no que for preciso, sendo muito importante nessa minha caminhada. Te amo. Muito obrigado.

Aos meus pais, irmão, cunhados e sobrinho amado, por sempre estarem ao meu lado em todo este período, me ajudando direta e indiretamente com o que fosse preciso.

Ao LTCI, pela disponibilidade de espaço e apoio que deram nessa pesquisa. Em especial ao Professor Fábio Luiz Willrich, mesmo não estando mais em sala de aula, não deixa de lado sua vocação, sendo fundamental no desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor José Ricardo Salgado e ao discente Willian Rupolo, pelo auxílio fundamental que deram no desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos Adriana Limberger, Carlos Brant, Carlos Rampanelli, Paula Gracite, Luana Orlandini, pelas parcerias nas viagens, nos auxílios no experimento, por dividir os momentos (bons e ruins) nessa jornada, que apesar de árdua, foi prazerosa.

À Samanta, minha coorientada, muitas vezes coorientadora, parceira de experimentos, agora de trabalho e amiga pra vida. Muito obrigado por ter aceitado essa jornada comigo. Também a Deborah, pela sua constante disposição, nos auxiliando nos experimentos e em todo o projeto.

À Gabriela, Larissa e ao Dilson, pela constante ajuda neste período de mestrado, pela compreensão e apoio.

Ao primo Marcelo e a tia Necka, pelo acolhimento em todas as viagens, idas e vindas até Foz do Iguaçu, por nunca me faltar nada e sempre me ajudarem.

À Universidade Paranaense (UNIPAR), pelo incentivo dado ao longo do mestrado. Também, aos professores Tiago Pigozzo e Cristiano Goulart, por toda a ajuda e incentivo que deram neste período. Também, todo o agradecimento ao corpo docente dos cursos de Engenharia Civil e Arquitetura e Urbanismo da instituição.

Agradecimentos à CAPES, pelas bolsas de auxílio no incentivo à

continuidade das pesquisas.

Aos docentes do PPGECI da UNILA, por todo o apoio, auxílio e conhecimento que nos transmitiram neste período.

Por fim, um pedido de desculpas caso tenha esquecido de alguém. Saibam que todos foram preciosos e necessários na construção deste trabalho e no suporte que me deram neste período.

RESUMO

O objetivo do presente trabalho é analisar experimentalmente o efeito conjunto da corrosão por íons cloreto com dano mecânico em vigas de concreto armado. Mais especificamente, o estudo pretende avaliar o efeito do acoplamento corrosão-fissuração para diferentes níveis de danificação da estrutura, e posteriormente analisar o modelo proposto por Brant (2019). A campanha experimental da pesquisa apresenta os métodos utilizados para ensaiar 8 vigas de concreto armado de dimensões de 7x7x200 cm, instrumentadas com medidores de deslocamento com precisão de milésimos de milímetros. Uma viga foi ensaiada apenas com dano mecânico (ensaio monossinal com impacto), determinando o M_{cr} e M_p . Seis vigas foram separadas em pares, sendo cada conjunto submetido a um nível de fissuração distinto através de carga imposta. O primeiro par apresentou apenas dano mecânico e os demais apresentaram dano mecânico e plastificação. Uma viga de cada par foi submetida à ação de íons cloreto, por meio da aspersão superficial com solução de NaCl a 3,5%. A oitava viga não sofreu danificação mecânica, apenas degradação por íons cloretos. As vigas ficaram submetidas ao processo de degradação por íons cloretos por 11 meses¹. Durante o experimento, foram realizados 8 processos de descargas (descarregamentos) para determinar a danificação, bem como leituras de potencial de corrosão para determinar a probabilidade de ocorrência de corrosão. No fim do processo de degradação por corrosão, a oitava viga (que estava sobre processo de degradação, sem carregamento) foi submetida ao ensaio monossinal com impacto. No fim dos ensaios, as vigas foram abertas e as barras limpas, constando-se que o processo corrosivo foi instalado nas armaduras. As vigas degradadas tiveram um aumento de fissuração em comparação com as vigas de referência, variando o aumento de aproximadamente 50% a quase 290% na parte inferior da viga, sendo a diferença maior para menores níveis de dano. Foi verificado uma maior área de corrosão nas armaduras quanto maior o dano mecânico, entretanto não foi aferido uma relação direta entre a maior fissuração das vigas e uma maior profundidade de pite. Constatou-se que mesmo para baixas taxas de corrosão, em torno de 2% de perda de massa, a corrosão diminui a recuperação (deslocamento) das vigas, reduzindo de 38% até 200% a diferença na recuperação, ampliando a diferença quanto maior o dano. Analisando o modelo proposto por Brant (2019) para os dados experimentais deste estudo, verificou-se a necessidade de consideração dos efeitos do tempo na Teoria do Dano Concentrado, o que torna o modelo mais complexo. Por fim, este trabalho permitiu iniciar a compreensão do efeito acoplado corrosão-fissuração em elementos de concreto armado, contribuindo para o processo de validação do modelo de Brant (2019).

Palavras-chave: Concreto Armado. Corrosão por íons cloreto. Mecânica do dano concentrado. Acoplamento corrosão-fissuração.

¹ 5 meses e meio não tiveram processo aspersão de NaCl, devido ao *lockdown* do período pandêmico.

ABSTRACT

The aim of the present essay is to experimentally analyze the joint effect of chloride ion corrosion with mechanical damage in reinforced concrete beams. More specifically, the study aims to evaluate the effect of corrosion-cracking coupling for different levels of damaging on the structure, and later, analyze the model proposed by Brant (2019). The experimental campaign of the research presents the methods used to test 8 reinforced concrete beams with dimensions of 7x7x200 cm, instrumented with displacement meters with precision of thousandths of millimeters. A beam was tested with mechanical damage only (mono-sign test with impact), determining the M_{cr} and M_p . Six beams were separated into pairs, each set being subjected to a different level of cracking through an imposed load. The first pair showed only mechanical damage and the others showed mechanical damage and plastification. One beam of each pair was subjected to the action of chloride ions, through surface spraying with a 3,5% NaCl solution. The eighth beam did not suffer mechanical damage, only degradation by chloride ions. The beams were subjected to the process of degradation by chloride ions for 11 months². During the experiment, 8 discharge processes (discharging) were performed to determine the damage, as well as corrosion potential readings to determine the probability of corrosion occurring. At the end of the corrosion degradation process, the eighth beam (which was under the degradation process, without loading) was subjected to a mono-sign test with impact. At the end of the tests, the beams were opened and the bars cleaned, showing that the corrosive process was installed in the reinforcement. The degraded beams had an increase in cracking compared to the reference beams, varying the increase from approximately 50% to almost 290% at the bottom of the beam, the difference being greater for lower levels of damage. A larger area of corrosion in the reinforcement was verified the greater the mechanical damage, however, a direct relationship between the greater cracking of the beams and a greater pitting depth was not verified. The greater the mechanical damage, a larger area of corrosion in the reinforcement was verified, however a direct relationship between the greater cracking of the beams and a greater pitting depth was not verified. It was found that even for low corrosion rates, around 2% of mass loss, corrosion reduces the recovery (displacement) of the beams, reducing the difference in recovery from 38% to 200%, increasing the difference the greater the damage. Analyzing the model proposed by Brant (2019) for the experimental data of this study, it was verified the need to consider the effects of time in the Concentrated Damage Theory, which makes the model more complex. Finally, this work allowed to initiate the understanding of the coupled corrosion-cracking effect in reinforced concrete elements, contributing to the validation process of the Brant model (2019).

Key words: Reinforced concrete. Corrosion by chloride ions. Concentrated Damage Mechanic. Corrosion-cracking coupling.

² 5 and a half months had no NaCl spray process due to the pandemic period lockdown.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Modelo das fases da corrosão de Tuutti.	17
Figura 2 – Modelo das fases da corrosão de Figueiredo e Meira.	17
Figura 3 – Avanço da carbonatação em uma estrutura de concreto.	18
Figura 4 – a) pontos de falha apresentados pela presença de cloretos; b) corrosão por pites na armadura; c) corrosão generalizada.....	20
Figura 5 – Influência da umidade da estrutura de concreto na intensidade da corrosão...21	
Figura 6 – Processo de corrosão da armadura em estruturas de concreto armado.....	23
Figura 7 – Volume dos produtos da corrosão.	23
Figura 8 – Modelagem da corrosão.....	24
Figura 9 – Circuito com multímetro e eletrodo de referência para medir o potencial de corrosão da estrutura.	27
Figura 10 - Rótulas inelásticas.	29
Figura 11 – Esquema para análise do dano concentrado.	30
Figura 12 – representação da numeração dos nós e barras de um pórtico, sendo: a) Uma cadeira como uma estrutura; b) Representação tridimensional; c) Representação no plano.	31
Figura 13 - Análise de um elemento de barra, sendo: a) Pórtico esquemático; b) elemento de barra b com comprimento Lb e nós i e j ; c) elemento apresentando os deslocamentos u , w e θ e as deformações ϕ e δ ; d) elemento com as forças externas pu , pw e $p\theta$ aplicadas e as tensões internas m e n	33
Figura 14 – Tipos de apoio das barras e suas respectivas restrições de deslocamentos.	33
Figura 15 – Dano nas rótulas inelásticas.....	35
Figura 16 - Elemento estrutural, sendo: a) pórtico; b) junta pilar viga; c) simetria do elemento com deslocamento w	39
Figura 17 - Gráfico força <i>versus</i> deslocamento de ensaio monossinal, com a inclinação Z , wj o deslocamento total e wjp o deslocamento plástico ou permanente.	41
Figura 18 – Deformação no concreto pelo efeito de fluência.	42
Figura 19 - Relação entre o curto tempo e o longo tempo de aplicação de tensão no concreto.	43
Figura 20 – Relação entre o tempo de aplicação de tensão e a deformação.....	43
Figura 21 – Fluência das vigas relacionadas a variados tipos de selagem.	44

Figura 22 – Barra de aço com corrosão por pite.	48
Figura 23 – Fluxograma da pesquisa experimental.	53
Figura 24 - Detalhamento da seção longitudinal e transversal das vigas e da armadura empregada.	54
Figura 25 – Espaçador de torre utilizado para garantir o cobrimento da armadura em 1 cm em relação ao eixo y.....	55
Figura 26 – Adaptação do espaçador circular para garantir a centralização da armadura no eixo x.....	55
Figura 27 – Seção transversal da fôrma, com detalhe dos espaçadores para posicionamento da armadura, envelopamento da fôrma e do travamento com arame recozido.....	55
Figura 28 - Moldagem das fôrmas e dos corpos de prova	56
Figura 29 – Linha do tempo dos procedimentos experimentais – a) de 0 dias até 189 dias; b) de 189 dias até 449 dias.	58
Figura 30 - Esquema geral de apoios e de aplicação das cargas.....	59
Figura 31 – “Elementos de cargas” utilizadas no ensaio, sendo: a) cargas fixas com média de 13,68 kgf e desvio padrão de 0,51 kgf; b) Cargas fixa em formato de meia lua com de 6,52 kgf cada par; c) carga fixa de 25 kgf.....	60
Figura 32 - Esquema geral do funcionamento das rótulas, sendo: a) posicionamento da viga sobre as rótulas e detalhe do eixo cartesiano; b) rótula 1 com sua possível rotação; c) rótula 2 mostrando o movimento permitido da rotação e o movimento impedido, o qual evita o tombamento lateral.	61
Figura 33 - Esquema geral da medição dos deslocamentos da viga, sendo: a) posicionamento da régua metálica nos pinos e do relógio comparador na base metálica; b) régua apoiada sobre o pino, com arruelas para impedir o deslocamento lateral; c) instalação da base magnética, relógio comparador e cantoneira de alumínio; d) régua fixada no pino com arruelas para impedir o deslocamento lateral.	62
Figura 34 – Deslocamento hipotético da viga ocasionado pelo carregamento aplicado com régua metálica como referência do deslocamento inicial.....	62
Figura 35 – Gráfico de carga <i>versus</i> tempo do ciclo incremental utilizado no ensaio monossinal.	63
Figura 36 - Processo de descarga durante o ensaio monossinal com impacto, a paleteira está levantada de modo que a barra rosqueada não transmite carga para a chapa metálica inferior.	64

Figura 37 - Arranjo das vigas durante o ensaio de longa duração.	65
Figura 38 – Aspersão de solução de NaCl a 3,5% na viga enrolada com membrana geotêxtil.	66
Figura 39 - Esquema da aspersão de solução com NaCl (cotas em mm).....	66
Figura 40 – Zona de umedecimento da viga após processo de aspersão com solução de NaCl.	67
Figura 41 – Viga degradada apresentando umidade na região do console antes do processo de aspersão.	68
Figura 42 – Viga degradada com umidade após a retirada da membrana geotêxtil.....	68
Figura 43 – Pontos de leitura de potencial de corrosão nas vigas.	69
Figura 44 – Multímetro utilizado nas leituras	70
Figura 45 – Eletrodo de referência	70
Figura 46 – Fissurometro empregado nas medições de fissuras.....	70
Figura 47 – Abertura das vigas para retirada das amostras de aço e concreto, sendo: a) pontos de corte da viga; b) abertura das vigas na prensa hidráulica; c) viga aberta.	71
Figura 48 – Divisões e nomenclaturas das armaduras de cada viga.	72
Figura 49 – Processo de limpeza das barras, sendo: a) limpeza com a escova de aço do moto esmeril; b) barra antes da limpeza no moto esmeril; c) barra após a limpeza.	73
Figura 50 – Barra rompida após o ensaio de tração.	74
Figura 51 – Diferença de profundidade de carbonatação das vigas que possuíam fissura devido ao carregamento mecânico.....	76
Figura 52 – ponto de ferrugem na vc 2 c/c próxima ao console, aos 140 dias de idade ...	77
Figura 53 - ponto de ferrugem na vc 3 c/c na junta do console, aos 140 dias de idade	77
Figura 54 – Potencial de Corrosão na extensão da vc 1 c/c em função da idade de medição.....	78
Figura 55 – Potencial de Corrosão na extensão da vc 2 c/c em função da idade de medição.....	79
Figura 56 - Potencial de Corrosão na extensão da vc 3 c/c em função da idade de medição.....	80
Figura 57 – Potencial de corrosão na extensão das vigas em função do nível de fissuração, na idade de 420 dias.	81
Figura 58- Área das fissuras na parte inferior das vigas.	82
Figura 59 – Área média das fissuras nas laterais das vigas.	83
Figura 60 – Degradação da viga dificultando a visualização das fissuras.....	85

Figura 61 – relação entre parte inferior da vc 1 c/c e os pontos de pites nas barras.....	88
Figura 62 - Relação entre parte inferior da vc 2 c/c e os pontos de pites nas barras	89
Figura 63 - Relação entre parte inferior da vc 3 c/c e os pontos de pites nas barras	89
Figura 64 - Produto da corrosão na vc 3 c/c no local que surgiu a fissura longitudinal, sendo: a) viga aberta; b) armadura.....	91
Figura 65 - Produto da corrosão na viga monossinal no local com maior profundidade de pite, sendo: a) viga aberta; b) armadura.....	92
Figura 66 - Ensaio de tração das barras sobre degradação e barra referência (s/c).....	93
Figura 67 - Relação entre Tensões e nível de corrosão em <i>cor</i> das barras.....	94
Figura 68 – Distribuição das áreas superficiais corroídas ao longo da viga	96
Figura 69 – Gráfico do ensaio monossinal sem corrosão.....	97
Figura 70 - Gráfico do ensaio monossinal com corrosão	98
Figura 71 - Gráfico dano <i>versus</i> momento.....	99
Figura 72 - Gráfico da rotação plástica <i>versus</i> dano.....	100
Figura 73 - Gráfico do momento <i>versus</i> rotação plástica.....	100
Figura 74 – Ensaio de flexão em vigas referência e degradadas.....	101
Figura 75 - Deslocamento das vigas referência do dia 95 até o dia 189.....	104
Figura 76 - Deslocamento das vigas referência e degradada com tempo antes e após o início do processo de degradação.....	105
Figura 77 - Diferença do deslocamento entre a viga degradada e referência.....	106
Figura 78 - Deslocamento das vigas vc 1.....	107
Figura 79 - Deslocamento das vigas vc 2	108
Figura 80 - Deslocamento das vigas vc 3.....	109
Figura 81 – Diferença de deslocamento entre pares de vigas para cada processo de descarga	110
Figura 82 - Mapa das fissuras na viga vc 1 s/c.....	120
Figura 83 - Mapa das fissuras na viga vc 1 c/c.....	120
Figura 84 - Mapa das fissuras na viga vc 2 s/c.....	121
Figura 85 - Mapa das fissuras na viga vc 2 c/c.....	121
Figura 86 - Mapa das fissuras na viga vc 3 s/c.....	122
Figura 87 - Mapa das fissuras na viga vc 3 c/c.....	122
Figura 88 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga monossinal c/c – parte 1.	123
Figura 89 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga monossinal c/c – parte 2.	123
Figura 90 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 1 c/c – parte 1	124

Figura 91 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 1 c/c – parte 2	124
Figura 92 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 2 c/c – parte 1	125
Figura 93 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 2 c/c – parte 2	125
Figura 94 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 3 c/c – parte 1	126
Figura 95 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 3 c/c – parte 2	126
Figura 96 – Pontos dos pites e de ruptura no ensaio de tração das barras da viga monossinal c/c.....	127
Figura 97 - Pontos dos pites e de ruptura no ensaio de tração das barras da viga vc 1 c/c	127
Figura 98 - Pontos dos pites e de ruptura no ensaio de tração das barras da viga vc 2 c/c	128
Figura 99 - Pontos dos pites e de ruptura no ensaio de tração das barras da viga vc 3 c/c	128
Figura 100 – Ensaio de tração nos trechos de barras c/c – parte 1	129
Figura 101 – Ensaio de tração nos trechos de barras c/c – parte 2	129
Figura 102 - Ensaio de tração nos trechos de barras s/c – parte 1	130
Figura 103 - Ensaio de tração nos trechos de barras s/c – parte 2.....	130
Figura 104 - Ensaio de tração nos trechos de barras s/c – parte 3.....	131

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação da taxa de corrosão para diferentes intensidades de corrosão e taxa de penetração.....	26
Tabela 2 - Probabilidade de corrosão	28
Tabela 3 – Fatores que influenciam na fluência das estruturas.....	43
Tabela 4 – Coeficiente ξ em função do tempo.	45
Tabela 5 – Modelos para estruturas de concreto dependendo do tempo.....	45
Tabela 6 - Definição da quantidade de viga destinada em cada ensaio.....	54
Tabela 7 - Ensaio realizado no estado endurecido e a quantidade de amostras por ensaio	57
Tabela 8 – Características do concreto no estado fresco e endurecido	58
Tabela 9 – Cargas utilizadas no ensaio de longa duração	65
Tabela 10 – Profundidades de carbonatação nas amostras	75
Tabela 11 – Comprimentos e áreas das fissuras medidas na parte inferior e lateral das vigas e diferença (dif) entre a primeira e a segunda leitura.	83
Tabela 12 – Comparação entre as áreas de fissura entre as vigas referência e degradadas	84
Tabela 13 – Profundidade dos pites e taxa de corrosão	86
Tabela 14 – Valores de Tensão e deformação de escoamento e última das barras	94
Tabela 15 – Áreas superficiais de corrosão no vergalhão das vigas.....	95
Tabela 16 – Comparativo entre os resultados experimentais e os resultados iterativos..	102
Tabela 17 – Valores de Rigidez por três métodos distintos.....	103
Tabela 18 – Recuperação do deslocamento das vigas (mm).....	109
Tabela 19 - Cargas aplicadas (kgf) e deslocamentos (mm) da viga do ensaio monossinal s/c	119
Tabela 20 - Cargas aplicadas (kgf) e deslocamentos (mm) da viga do ensaio monossinal c/c	119
Tabela 21 – Valores de tensão e deformação de escoamento e última das barras.....	131
Tabela 22 – Dimensões das vigas utilizadas nos ensaios.....	132

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da seção transversal
A_0	Área de aço original
A_{ef}	Área efetiva de aço após a corrosão por pites
C	Gradiente de concentração de cloretos
Cl	Concentração de cloretos na superfície
cor, c_i ou c_j	Nível de corrosão ou nível de corrosão nos nós i e j
d_i e d_j	Dano nos nós i e j
e	Energia livre
E_c	Módulo de elasticidade
E_{corr}	Potencial de corrosão
f	Função de plasticidade que incorpora as variáveis de encruamento cinemático linear e de dano
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
$f_{ctk,inf}$	Resistência à tração direta no concreto em MPa
f_y	Tensão de escoamento da armadura
f_{yc}	Tensão de escoamento da armadura penalizada
F	Fluxo de cloretos
G	Taxa de liberação de energia
G_b	Energia livre de Gibbs
h	Coefficiente de encruamento cinemático
$h_i(c_i)$ e $h_j(c_j)$	Encruamentos cinemáticos nos nós i e j
i_{corr}	Taxa ou intensidade da corrosão
I	Momento de inércia
$I(D, C)$	Função de incremento de resistência à fissuração para o modelo elastoplástico com encruamento cinemático linear, dano e corrosão
k_0	Momento plástico efetivo
l_0	Comprimento do aço não corroído
l_1	Comprimento do aço corroído
L_b	Comprimento do elemento barra em análise
m_0	Massa do aço não corroído
m_1	Massa do aço corroído
m_i e m_j	Momento interno nos nós i e j
M_{cr}	Momento crítico para o início da fissuração
M_p	Momento plástico
M_u	Momento último
\overline{M}_p	Momento plástico efetivo
\overline{M}_u	Momento último efetivo
n	Força axial interna na barra
\bar{p}	Profundidade do pite

\dot{p}	Razão entre a taxa de profundidade do pite
$pu, pw, p\theta$	Cargas externas nos eixos x, y, e o momento externo aplicado
$q, q(c_i)$ e $q(c_j)$	Parâmetro associado ao aumento da resistência do concreto à fissuração devido a presença das armaduras
Q_{corr}	Quantidade de corrosão
R	Resistência a fissuração do nó
Rel	Relação entre a profundidade máxima e a profundidade média do pite
R_0	Resistência a fissuração inicial
s	Entropia
t	Tempo
t_{ini}	Tempo de início da corrosão
t_{tr}	Tempo transcorrido da corrosão
T	Temperatura
u_k	Coordenado do eixo x no nó k
UR	Umidade relativa
w^e	Deslocamento elástico
w_k	Coordenada do eixo y no nó k
w^p	Deslocamento plástico
x	Distância de penetração dos cloretos
y_t	Distância do centro de gravidade da seção até a fibra mais tracionada

Letras Gregas

α	Ângulo da barra em relação as coordenadas
α_f	Coefficiente de fluência da NBR 6118 (2014)
α_t	Coefficiente que correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta
δ	Encurtamento ou alongação da barra
θ_k	Rotação do nó k
ξ	Constante experimental que relaciona a propagação do dano com o aumento da evolução da corrosão
$\bar{\xi}$	Coefficiente de fluência em função do tempo
ρ_{corr}	Corrosão do aço em %
ρ'	Coefficiente relacionado a armadura de compressão
ϕ_i e ϕ_j	Rotação nos nós i e j
ϕ_p	Rotação plástica
$\bar{\phi}$	Média dos diâmetros das barras em análise
Φ	Diâmetro da armadura
Ψ	Energia livre de helmholtz

Matrizes

$[B]_b$	Matriz de transformações cinemáticas
$[F_0]$	Matriz de flexibilidade de um elemento elástico
$[F(D)]$	Matriz de flexibilidade de um elemento com dano

$[H(D, C)]$ Matriz do encruamento cinemático linear, com dano e corrosão

Vetores

$\{A\}$ Vetor das forças termodinâmicas associadas à plasticidade
 $\{C\}$ Vetor dos níveis de corrosão
 $\{D\}$ Vetor dos níveis de dano
 $\{M\}$ Vetor das tensões internas
 $\{O\}$ Vetor da lei que unifica as funções de corrosão
 $\{P\}$ Vetor das forças externas
 $\{U\}$ Vetor de deslocamentos
 $\{Y\}$ Vetor das forças termodinâmicas associadas ao dano
 $\{\Phi_0\}$ Vetor das deformações iniciais
 $\{\Phi^e\}$ Vetor das deformações elásticas
 $\{\Phi_d\}$ Vetor das deformações de dano iniciais
 $\{\Phi^p\}$ Vetor das deformações plásticas

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 OBJETIVOS	14
1.2 DELIMITAÇÕES DO ESTUDO	14
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	14
2 CORROSÃO POR ÍONS CLORETO	17
2.1 INICIAÇÃO DA CORROSÃO	18
2.2 PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO.....	20
2.2.1 Produtos da Corrosão e a Aderência com o Concreto	23
2.2.2 Penalização da Armadura	25
2.3 MEDIÇÕES DE CORROSÃO	26
2.3.1 Intensidade de Corrosão ou Taxa de Corrosão	26
2.3.2 Probabilidade de Corrosão.....	27
3 ESTRUTURAS DE CONCRETO	29
3.1 TEORIA DO DANO CONCENTRADO.....	29
3.1.1 Equação Cinemática e Equação de Equilíbrio.....	31
3.1.2 Lei Constitutiva.....	34
3.1.2.1 <i>Lei de evolução do dano</i>	35
3.1.2.2 <i>Lei de plasticidade</i>	37
3.1.3 Cálculo de Dano para um Elemento Junta Pilar Viga Simétrico	39
3.2 EFEITOS DE CARGA DE LONGA DURAÇÃO NO CONCRETO	41
4 MODELO TERMODINÂMICO DO ACOPLAMENTO CORROSÃO-FISSURAÇÃO	46
4.1 PRINCÍPIOS PARA A ELABORAÇÃO DO MODELO	46
4.2 MODELO TERMODINÂMICO ELASTOPLÁSTICO COM ENCRUAMENTO CINEMÁTICO, DANO E CORROSÃO	47
4.2.1 Variáveis Internas e Potencial de Gibbs	47
4.2.2 Forças Termodinâmicas	50
4.2.3 Leis de Evolução	51
4.2.3.1 <i>Lei de evolução do dano</i>	51
4.2.3.2 <i>Lei de evolução das rotações plásticas</i>	52
4.2.3.3 <i>Lei de evolução da corrosão</i>	52
5 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	53

5.1 ESTUDO EM VIGAS.....	53
5.1.1 Confeção das Vigas e Controle Tecnológico.....	53
5.1.2 Aparatos para Ensaio das Vigas.....	59
5.2 ENSAIOS NAS VIGAS.....	63
5.2.1 Ensaio Monossinal com Impacto.....	63
5.2.2 Ensaio de Longa Duração.....	64
5.2.3 Ensaio Monossinal com Impacto e com Corrosão.....	70
5.3 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DAS VIGAS APÓS OS ENSAIOS.....	71
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	75
6.1 PROCESSO CORROSIVO NAS VIGAS.....	75
6.1.1 Análise da Corrosão por Carbonatação.....	75
6.1.2 Iniciação da Corrosão e Leituras de Potencial de Corrosão.....	76
6.1.3 Análise das Leituras das Fissuras.....	82
6.1.4 Perda de Massa e Profundidade dos Pites.....	86
6.1.5 Áreas superficiais de corrosão.....	95
6.2 ENSAIO MONOSSINAL COM IMPACTO.....	96
6.3 ENSAIO DE LONGA DURAÇÃO.....	102
6.3.1 Dano Mecânico.....	102
6.3.2 Deslocamento das Vigas ao Longo do Tempo.....	104
6.3.3 Descargas.....	107
7 CONCLUSÕES.....	112
7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	113
REFERÊNCIAS.....	114
APÊNDICE A.....	119
APÊNDICE B.....	120
APÊNDICE C.....	123
APÊNDICE D.....	127
APÊNDICE E.....	129
APÊNDICE F.....	132

1 INTRODUÇÃO

A composição de concreto com armadura de aço, comumente chamada de concreto armado (CA), foi desenvolvida e aplicada no século XX. Essa combinação é ótima não só pelo ponto de vista mecânico, mas também do ponto de vista de desempenho a longo prazo. O concreto é um material durável, muito mais do que o aço, e o envolvimento da armadura em seu interior gera um ambiente protetor que permite que o aço funcione efetivamente como reforço. Dessa forma, em teoria essa combinação deve ser altamente durável, pois o concreto fornece ao aço uma barreira não só física como química também. Entretanto, fatores como alta relação *a/c*, baixa espessura da camada de cobrimento da armadura e a fissuração do concreto podem facilitar a entrada de agentes agressivos, como CO₂ e íons cloreto, e propiciar o processo de corrosão da armadura (BENTUR; DIAMOND; BERKE, 1997).

A corrosão da armadura nada mais é do que a degradação das propriedades dos materiais metálicos devido a interação com o ambiente. De acordo com Gentil (1996), o processo corrosivo tende a transformar o aço em óxido de ferro (mineral que dá origem ao material) e em uma quantidade de energia, sendo o oposto do processo da metalurgia, no qual o metal é obtido através de um composto (minério) com uma certa quantidade de energia. Para Shaw e Kelly (2006), a causa fundamental para esse processo é dado pela energia livre de Gibbs, que é a força motriz para transformar o metal em um óxido de baixa energia.

Além de causar um impacto na segurança das edificações, a corrosão das armaduras é inimiga do investimento de qualquer país no setor imobiliário, podendo chegar a 80% das causas da deterioração das estruturas de concreto armado (EL-REEDY, 2018). Esse fato é corroborado pelo estudo feito por Koch *et al.* (2016), sendo que em 2014 o custo anual com a corrosão foi em torno de US\$ 2,5 trilhões, cerca de 3% a 4% do PIB (2013) dos países industrializados, e esse custo nem inclui as consequências individuais de segurança ou ambientais. Ainda de acordo com Koch *et al.* (2016), usando as práticas de controle de corrosão disponíveis, estima-se que seria possível economizar de 15% a 35% do custo anual da corrosão, uma economia entre US\$ 375 e US\$ 875 bilhões por ano a nível global.

No âmbito do estudo da corrosão, Coelho (2017) fez um trabalho pioneiro, em que realizou análises mecano-probabilísticas de falhas estruturais devido a ação da corrosão, por íons cloreto e por carbonatação, em estruturas de concreto armado. Para

isso, criou uma variável ligada a corrosão, escreve uma lei de evolução da corrosão e incorpora essa variável à Teoria do Dano Concentrado (TDC). Essa variável penaliza a rigidez do elemento. Assim, todas as variáveis de cálculo ligadas ao elemento da armadura são afetadas caso a estrutura tenha corrosão, afetando principalmente a diminuição do momento plástico e do momento último. A autora justifica a utilização da TDC (FLÓREZ-LÓPEZ; MARANTE; PICÓN, 2015) devido a ser uma teoria representativa dos efeitos ocasionados nas estruturas e com baixo custo computacional.

Dando continuidade ao trabalho de Coelho (2017), Brant (2019) analisou apenas a corrosão por íons cloreto. Como inovação, o autor avaliou (além da influência da corrosão no dano, plastificação e carga última das estruturas) a influência da danificação (abertura de fissuras) na evolução da corrosão, realizando assim o acoplamento corrosão-fissuração. Para isso, o autor reescreveu a TDC a partir da termodinâmica de sólidos de Lemaitre e Chaboche (1990), incorporando a energia livre de Gibbs como uma variável interna do equacionamento.

Para entender melhor o processo corrosivo, diversos pesquisadores estudam os efeitos da corrosão nas estruturas de concreto armado. Trabalhos como os de Ababneh e Sheban (2011), Zhao *et al.* (2012), Qiao *et al.* (2016), Pedrosa e Andrade (2017), Amalia *et al.* (2018) e Du *et al.* (2019) investigaram o processo corrosivo, mas em corpos de prova sem carga. Outros trabalhos, como Graeff (2007), Kearsley e Joyce (2014) e Fernandez *et al.* (2018), aplicaram carregamentos em ensaios de curta duração, realizados após o processo corrosivo estar difundido nas armaduras. Mesmo aprimorando o entendimento da ação da corrosão nas estruturas de concreto armado, essas metodologias acabam não representando uma estrutura de concreto real.

Os trabalhos de Otieno *et al.* (2010), Du *et al.* (2013), Fu *et al.* (2017) e Ramezani pour *et al.* (2018), realizaram os experimentos em corpos de prova com carregamento e processo corrosivo atuando simultaneamente. Para aplicação de carga, os autores utilizaram de um sistema de aperto de parafusos³, colocando uma célula de carga para obtenção das cargas aplicadas⁴. Entretanto, Otieno *et al.* (2010), Fu *et al.* (2017) e Ramezani pour *et al.* (2018), trabalharam com carregamento para induzir e manter aberta as fissuras, não sendo essa a variável do estudo. Du *et al.* (2013) trabalham apresentando

³ Esse sistema pode ser mais bem visualizado nos trabalhos supracitados. Ele consiste em colocar barras rosqueadas no lugar dos apoios das vigas e ligar as barras em outro corpo de prova ou ancorá-las no piso, e no local de aplicação de cargas, um rolete metálico. Assim, com o aperto das barras rosqueadas, realiza-se a aplicação do carregamento.

⁴ Apenas o trabalho de Ramezani pour *et al.* (2018) não conta com a célula de carga.

carga, deslocamento e taxa de corrosão (perda de massa em %), mas não apresentam a velocidade da corrosão i_{corr} em $\mu A/cm^2$.

Para validar o modelo de acoplamento corrosão-fissuração, Brant (2019) utilizou exemplos consolidados disponíveis na literatura, realizando diversas aplicações para realizar a validação. De forma a continuar os estudos que acoplam o modelo corrosão-fissuração a partir da teoria do dano concentrado, esse trabalho justifica-se em avaliar experimentalmente o efeito do acoplamento corrosão-fissuração.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral do presente trabalho é avaliar o efeito acoplado da corrosão com dano mecânico em vigas de concreto armado.

Os objetivos específicos do estudo são:

- a) Avaliar experimentalmente as ações de dano e corrosão em vigas de concreto armado;
- b) Verificar o efeito de diferentes níveis de carregamento em vigas com corrosão e com dano mecânico;
- c) Analisar experimentalmente o modelo corrosão com fissuração proposto por Brant (2019).

1.2 DELIMITAÇÕES DO ESTUDO

Na campanha experimental, devido às limitações de espaço físico e de equipamentos de controle de medições disponíveis, foi optado por trabalhar com amostras sem repetição.

Por não possuir uma sala climatizada que comportasse as amostras de estudo por longos períodos, e também para não haver contaminação dos equipamentos por íons cloreto, a campanha experimental foi conduzida com carregamento por “cargas fixas” e em local coberto, porém aberto, não possuindo controle de umidade e temperatura.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está dividido em 7 capítulos. Desta maneira, este item apresenta resumidamente o conteúdo de cada capítulo do trabalho.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica dos efeitos da corrosão por íons cloretos. Primeiramente, trata-se da fase de iniciação, como os fatores que influenciam para o início da corrosão na estrutura. Na fase da propagação, é abordado sobre os produtos da corrosão, os fatores que podem acelerar esse processo e o que a corrosão pode gerar na estrutura de concreto armado.

No capítulo 3 é feita uma breve revisão de estruturas de concreto armado. Primeiro, aborda-se resumidamente a teoria do dano concentrado (TDC) de Flórez-López, Marante e Picón (2015), apresentando os conceitos para o cálculo das estruturas, bem como a lei constitutiva, que contempla elasticidade, dano mecânico e plasticidade. Posteriormente, é abordado o comportamento de fluência nas estruturas, e como interfere no deslocamento das estruturas a longo prazo.

O capítulo 4 é uma revisão do trabalho de Brant (2019). A partir da termodinâmica de sólidos de Lemaitre e Chaboche (1990), o autor escreveu a termodinâmica de pórticos e, a partir dela, utilizando a energia livre de Gibbs como a força motriz para o início dos processos corrosivos, reescreveu a teoria do dano concentrado de Flórez-López, Marante e Picón (2015). Com esse novo equacionamento, Brant (2019) elaborou uma lei de evolução da corrosão dentro das leis constitutivas, bem como acoplou a evolução da corrosão com a evolução da danificação e vice-versa, ou seja, um fenômeno implica na evolução do outro.

No capítulo 5 é apresentada a metodologia dos ensaios experimentais. Para os estudos em vigas, primeiro evidencia-se a caracterização do concreto e suas propriedades. Posteriormente, é tratado dos métodos utilizados para os ensaios e como estes foram realizados. O primeiro ensaio realizado é o ensaio monossinal com impacto, o qual consistiu em realizar cargas e descargas em uma viga e analisar o comportamento de seu deslocamento. O segundo experimento, trata-se do ensaio de longa duração, em que é analisado o comportamento de vigas submetidas apenas a dano mecânico (referência) comparadas a vigas com dano mecânico e corrosão por íons cloretos, denominadas neste trabalho de vigas degradadas. Neste experimento são determinadas as características mecânicas das vigas ao longo do tempo, realizando procedimentos de descargas (descarregamentos), bem como é avaliado o potencial de corrosão das vigas degradadas. Também, durante o ensaio de longa duração foram medidas as fissuras presentes nas vigas, tanto nas vigas referência, quanto nas vigas degradadas. No fim do ensaio longa duração, foi realizado outro ensaio monossinal com impacto, agora com uma viga que estava submetida ao processo de degradação. Por fim, foi realizada a abertura das vigas, para retirada da armadura e determinação da taxa de corrosão.

No capítulo 6 são apresentados os resultados do trabalho. Primeiro, é determinado o potencial de corrosão das armaduras, bem como a determinação do início do processo corrosivo. Posteriormente, analisa-se as áreas das fissuras das vigas, comparando as vigas referência com as vigas degradadas. Na sequência, examina-se as taxas de corrosão e as áreas corroídas das armaduras. Continuando no capítulo, são apresentados os resultados de ambos os ensaios monossinais com impacto, exibindo os valores de danificação e plastificação para as cargas aplicadas. Também é discutido o comportamento das vigas ao longo do tempo e como o processo corrosivo agiu nas vigas. Por último, é apresentado os resultados das descargas realizados no ensaio de longa duração.

Por último, o capítulo 7 apresenta as conclusões do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2 CORROSÃO POR ÍONS CLORETO

A vida útil de projeto das estruturas (VU) de concreto armado que estão submetidas a processos corrosivos pode ser dividida em duas fases, iniciação e propagação. A iniciação é quando a armadura perde a camada passivadora pela ação de agentes agressivos, sobretudo íons cloretos e CO_2 . Na propagação, o aço está despassivado e começa o processo corrosivo, podendo levar ao fim da vida útil da estrutura (BERTOLINI *et al.*, 2004).

Um dos primeiros modelos apresentados para avaliar a vida útil das estruturas sobre ação do processo corrosivo foi apresentado por Tuutti (1982), no qual os dois períodos da corrosão (iniciação e propagação) são definidos (Figura 1). Figueiredo e Meira (2013) propuseram uma alteração ao modelo anterior (Figura 2), com a inclusão do período de despassivação, o qual ocorre antes do período de propagação da corrosão.

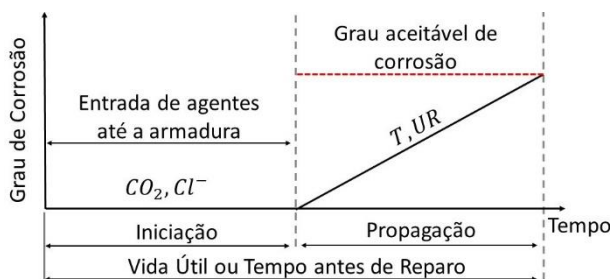


Figura 1 – Modelo das fases da corrosão de Tuutti.

Fonte: Adaptado de Tuutti (1982)

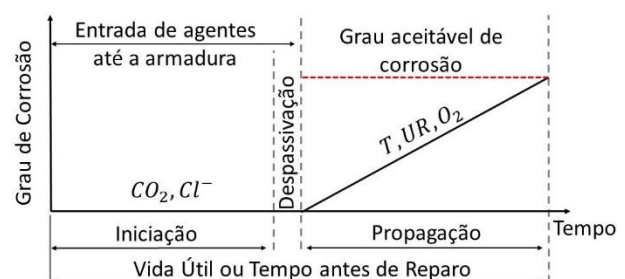


Figura 2 – Modelo das fases da corrosão de Figueiredo e Meira.

Fonte: Adaptado de Figueiredo e Meira (2013)

O processo de despassivação, ocorre de formas distintas para a corrosão por íons cloreto e para a corrosão por carbonatação. Para a corrosão por íons cloreto, a despassivação ocorre por pites, despassivando locais com áreas limitadas (o qual será melhor abordado no item 2.2). Já a corrosão por carbonatação ocorre pelo ingresso de CO_2 , podendo despassivar a armadura por completo ao avançar por todo o cobrimento e diminuir o pH da estrutura, como pode ser observado na Figura 3.

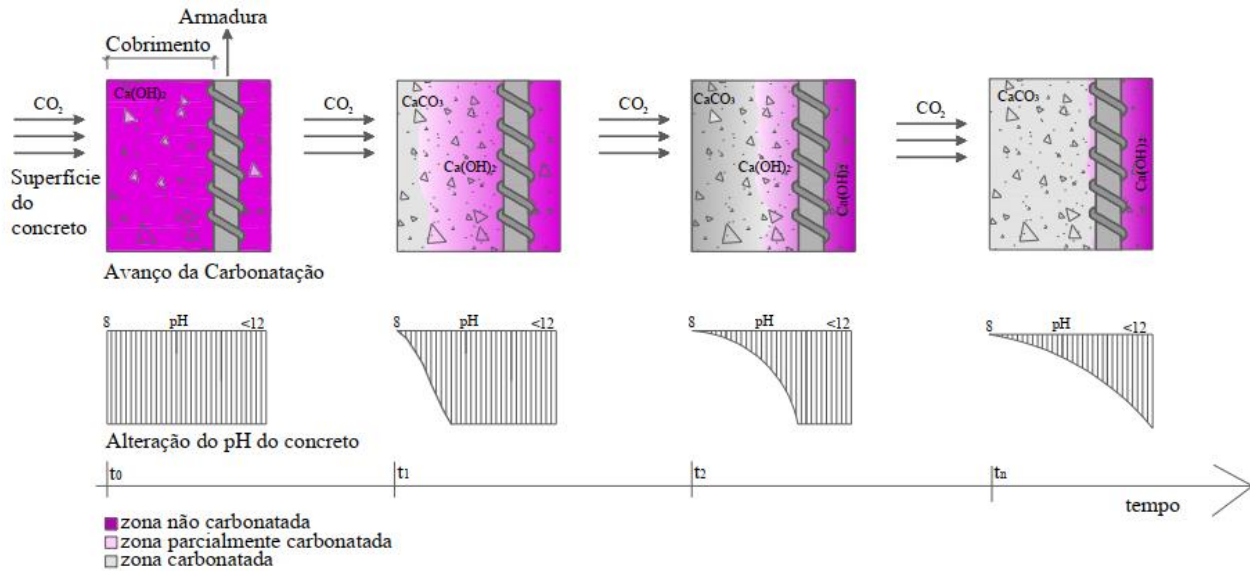


Figura 3 – Avanço da carbonatação em uma estrutura de concreto.
 Fonte: Possan (2010).

No decorrer do capítulo serão apresentadas as duas fases do processo de corrosão para ambientes de exposição sujeitos a ação de íons cloreto, bem como as suas consequências na degradação da estrutura de concreto armado.

2.1 INICIAÇÃO DA CORROSÃO

O ingresso de íons cloreto no concreto pode ocorrer em seu estado fresco, por aditivos ou materiais contaminados, ou durante sua vida útil, de forma natural em ambientes marinhos ou por sais de degelo (AHMAD, 2003; MEDEIROS *et al.*, 2013).

No estado endurecido, o ingresso de cloretos pode ocorrer através de poros, fissuras e defeitos. O transporte dos mecanismos no concreto é distribuído em 4 grupos, sendo: difusão, permeação, migração e convecção. A difusão é o mecanismo predominante de transporte, impulsionando os íons pela diferença de concentração em várias regiões, e o cloreto sempre se difunde em zonas de menor concentração. Essa teoria é baseada nos modelos de Adolph Eugen Fick, o qual, em sua segunda lei, equacionou a difusão dos cloretos, apresentada na Equação 1,

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial F}{\partial x} \quad (\text{Equação 1})$$

em que C é o gradiente de concentração de cloretos, F o fluxo, t o tempo e x a distância de penetração dos cloretos (POULSEN; MEJLBRO, 2006).

Vários modelos disponíveis na literatura modelam o ingresso de cloretos no concreto, um deles é o modelo de Andrade (2001), apresentado na Equação 2, que considera fatores de umidade relativa da atmosfera (UR , em %), temperatura do ambiente (T , em °C), concentração de cloretos na superfície (Cl , em %), correspondendo ao teor de cloretos até o final do primeiro ano de exposição, tipo de cimento (K_1)⁵, tipo das adições no cimento (K_2), o conteúdo da mistura do concreto (Ad , em %), o tempo de exposição (t , em anos) e a posição da penetração de cloretos (y , em mm), correspondendo a concentração de 0,4% em relação a massa de cimento.

$$y = 7,35 \frac{UR^{0,7} T^{0,1} Cl^{0,7}}{K_1 f_{ck} K_2 (1 + Ad)^{0,2}} \sqrt{t} \quad (\text{Equação 2})$$

Outro fator que influencia no ingresso de íons cloreto no concreto são as fissuras. De acordo com Du *et al.* (2019), fissuras transversais com espessuras menores que 0,15 mm geram pouca influência na transmissão de cloretos para o interior do concreto, fato esse que ocorre devido ao efeito da autocura dentro das fissuras. Para fissuras de 0,15 mm até 0,20 mm de espessura, a migração dos íons cloreto aumenta de 1 a 2 vezes, ampliando também a magnitude da corrosão do aço. No entanto, para fissuras maiores que 0,20 mm de espessura, a migração de cloretos dentro do concreto diminuiu gradativamente.

Se a concentração de cloretos que penetrar no CA atingir um nível crítico, a camada protetora pode ser destruída localmente, ocorrendo o processo denominado de despassivação (JIANG *et al.*, 2015; MEDEIROS *et al.*, 2013). A passivação compreende a uma finíssima camada protetora que envolve o aço, formada pela presença de uma solução aquosa com alta alcalinidade (PH acima de 11,5), não permitindo a corrosão enquanto estiver ativa (BENTUR; DIAMOND; BERKE, 1997; RIBEIRO *et al.*, 2014). A espessura da camada passivadora é da ordem de 5 nm ($5 \times 10^{-9} m$), como apontam Ghods *et al.* (2012) e Jiang *et al.* (2017).

Bentur, Diamond e Berke (1997) apresentam um valor crítico de massa de cloretos que devem ingressar no volume de concreto no estado endurecido para a despassivação, sendo em torno de 0,9 a 1,2 kg/m³, correspondendo a 0,3% - 0,4% de

⁵ K_1 e K_2 são tabelados, com as tabelas disponíveis em Andrade (2001).

cloretos para massa de cimento, para concretos com consumo de cimento de 300 kg/m^3 . A relação apresentada por Browne (1980) *apud* ACI 222 (2001), é muito semelhante, relacionando o valor crítico de íons cloretos em relação a massa de cimento como 0,3% no estado fresco e 0,4% quando os cloretos penetram no concreto em seu estado endurecido.

Zhang e Poursaee (2015) observaram que diferentes tipos de esforços, como a tração ou a compressão, influenciam no comportamento do processo de passivação e despassivação das armaduras. O esforço de tração proporciona uma camada passivadora mais forte nas armaduras do que quando a estrutura está solicitada por compressão ou sem carga. Entretanto, o esforço de tração também acelera o processo de despassivação quando há presença de íons cloreto. Ababneh e Sheban (2011) verificaram também que a aplicação de carga após o período de cura também diminuiu a camada passivadora.

2.2 PROPAGAÇÃO DA CORROSÃO

A quebra da película passivadora é a condição para o início da corrosão da armadura. Após a despassivação, a corrosão irá ocorrer somente quando houver disponibilidade de água (H_2O) e oxigênio (O_2) na superfície da armadura. Adicionalmente, a corrosão por cloretos é localizada, denominada de corrosão por pites, despassivando pontos com áreas limitadas, cercado por áreas não despassivadas, como é possível ver na Figura 4. Contudo, com níveis muito altos de cloretos a corrosão também podem ocorrer de maneira generalizada (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), 2008; BERTOLINI et al., 2004).

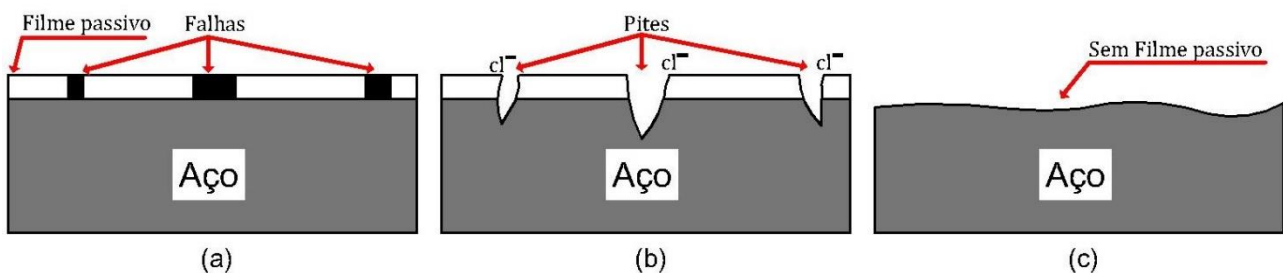


Figura 4 – a) pontos de falha apresentados pela presença de cloretos; b) corrosão por pites na armadura; c) corrosão generalizada.

Fonte: Adaptado de Bentur, Diamond e Berke (1997).

As características do concreto, principalmente a permeabilidade, presença de fissuras e a qualidade da espessura do cobrimento da armadura, têm grande influência no tempo de iniciação e na manutenção da corrosão da armadura (AHMAD, 2003;

BERTOLINI *et al.*, 2004). Concretos com elevada relação a/c possuem maior volume de poros, o qual fornece o meio primário para o transporte de íons cloreto, e também diminuem a resistividade elétrica do concreto (BENTUR; DIAMOND; BERKE, 1997).

A intensidade da corrosão (i_{corr}) após a despassivação, considerando o cobrimento do concreto não fissurado, depende principalmente de dois fatores, sendo eles a disponibilidade de oxigênio e o teor de umidade. Esses dois fatores não são totalmente independentes, visto que um alto teor de umidade minimiza a difusão de oxigênio, diminuindo a intensidade da corrosão, porém uma baixa umidade aumenta a resistividade elétrica do concreto, limitando também a intensidade da corrosão (BENTUR; DIAMOND; BERKE, 1997). Assim, a Figura 5 apresenta um teor crítico de umidade, onde ocorre uma alta taxa de corrosão, entre 70% e 85% de umidade. Ressalva-se também que estruturas sujeitas a ciclos de molhagem/secagem corroem a taxas mais rápidas do que outras estruturas (ABABNEH; SHEBAN, 2011; DU; CULLEN; LI, 2013; FU *et al.*, 2017).

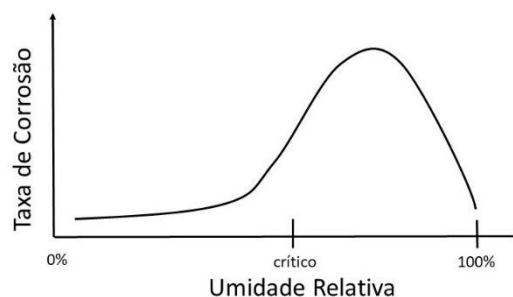


Figura 5 – Influência da umidade da estrutura de concreto na intensidade da corrosão.
Fonte: Adaptado de Bentur, Diamond e Berke (1997).

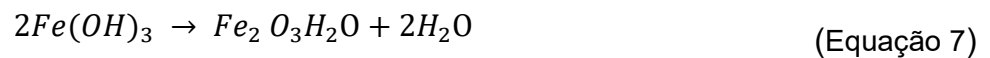
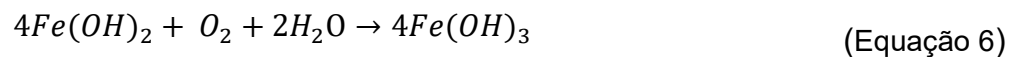
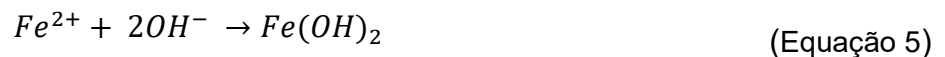
Outro fator que influencia no processo de propagação da corrosão são as fissuras transversais do cobrimento do concreto, as quais aceleram a intensidade da corrosão (i_{corr}) da armadura, aumentando a área de distribuição dos produtos da corrosão, assim, fissuras mais espessas levam a uma taxa de corrosão mais rápida (DU *et al.*, 2019). De acordo com os autores, fissuras de 0,3 mm de espessura possuem taxa de corrosão e a área de distribuição dos produtos da corrosão quase 4 vezes maior que em concretos com 0,15 mm de espessura. Também é verificado uma facilidade no desenvolvimento de pites em regiões de interface aço-concreto onde existe bolhas de ar, facilitando a evolução da corrosão nestes locais (BERNACHY-BARBE *et al.*, 2020).

Uma vez que a camada passivadora foi quebrada, instantaneamente começam a aparecer áreas de ferrugem na superfície do aço (EL-REEDY, 2018). Para Broomfield (2007), as reações eletroquímicas que ocorrem na corrosão por carbonatação

ou por íons cloreto são as mesmas. Quando o aço no concreto começa a corroer, a reação química que ocorre é a apresentada na Equação 3, sendo uma reação anódica (perde elétrons, fica eletricamente positiva). Os dois elétrons ($2e^-$) criados são consumidos em qualquer outro lugar da superfície do aço para preservar a neutralidade elétrica. Assim, ocorre outra reação química, uma reação catódica (ganha elétrons, fica eletricamente negativa), sendo uma reação que consome água e oxigênio, formando uma hidroxila, apresentada na Equação 4.



Em seguida, os íons de ferro se unem com os íons hidroxila para formar o hidróxido ferroso ou hidróxido de ferro II (Equação 5). Com mais oxigênio e umidade na superfície do vergalhão, o hidróxido ferroso se transforma em hidróxido férrico ou hidróxido de ferro III (Equação 6). A etapa final é a formação do óxido férrico hidratado (Equação 7), conhecido como ferrugem (MOHAMED; BOULFIZA; EVITTS, 2013).



De acordo Gentil (1996), a oxidação da armadura (ânodo) ocorre em um determinado ponto da armadura, e a redução (cátodo) ocorre em um segundo ponto, já os produtos da corrosão ocorrem em regiões intermediárias, como pode ser observado na Figura 6.

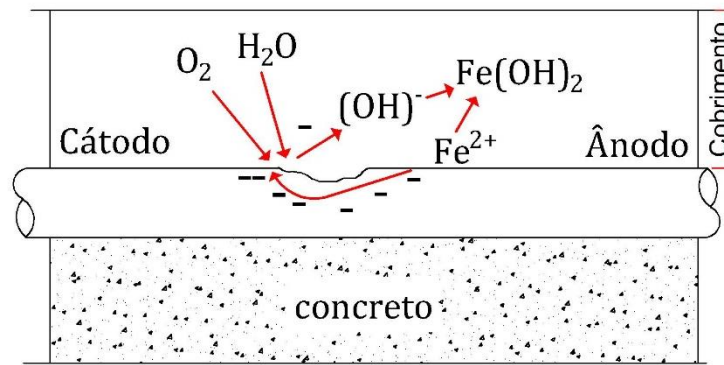


Figura 6 – Processo de corrosão da armadura em estruturas de concreto armado.
Fonte: Adaptado de El-Reedy (2018).

Uma vez iniciada a corrosão da armadura, ela progride quase a uma taxa constante e diminui a vida útil da estrutura, acarretando em fissuras no cobrimento do concreto devido aos produtos da corrosão. A taxa de corrosão afeta diretamente a vida útil da estrutura corroída (AHMAD, 2003).

2.2.1 Produtos da Corrosão e a Aderência com o Concreto

O óxido férrico desidratado (Fe_2O_3) tem um volume de aproximadamente o dobro do aço que substitui. Quando se hidrata ($Fe_2O_3 \cdot H_2O$), incha e se torna mais poroso, aumentando o volume na interface aço/concreto, entorno de seis até dez vezes. Também, aparecem manchas avermelhadas, que é a ferrugem ocasionada pelo processo corrosivo (BROOMFIELD, 2007). A Figura 7 apresenta a expansão volumétrica dos produtos da corrosão, tanto os produtos hidratados quanto os desidratados.

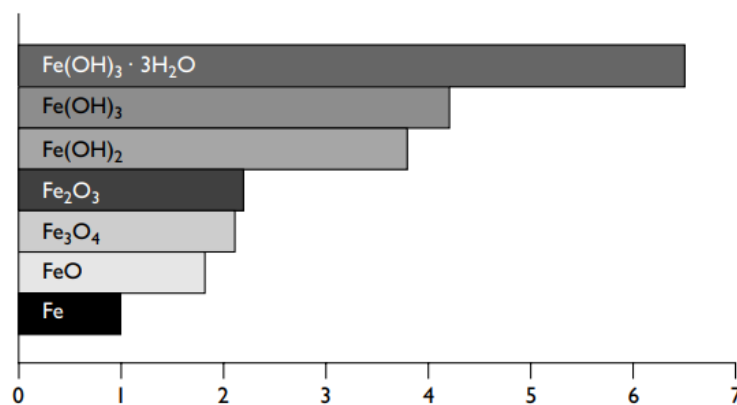


Figura 7 – Volume dos produtos da corrosão.
Fonte: Broomfield (2007).

A abertura de fissuras ou trincas no concreto também pode ser ocasionada pela expansão volumétrica dos produtos da corrosão. Os produtos da corrosão se acomodam ao redor da armadura, e com o tempo começam a exercer pressão no concreto, ocasionando fraturas internas, as quais podem fissurar até atingir a camada de revestimento (GENTIL, 1996; KHITAB; ANWAR; ARSHAD, 2017; NĚMEČEK *et al.*, 2018). Complementado, Fu *et al.* (2017) afirmam que essa expansão acarreta também na formação de fissuras longitudinais, preferencialmente na interface entre a pasta e o agregado graúdo do concreto.

Em seu trabalho, Suzuki *et al.* (2016) modelaram a corrosão da armadura de maneira simplificada. Para isso, os autores consideraram o produto da corrosão como um único elemento, e que sua expansão ocorre na direção radial e de maneira confinada, observando que o volume da expansão esteve entre 1,10 a 1,50 do diâmetro da armadura. A Figura 8 apresenta a modelagem feita pelos autores, em que ocorre perda da seção transversal do aço, além de um aumento do diâmetro devido aos produtos da corrosão.

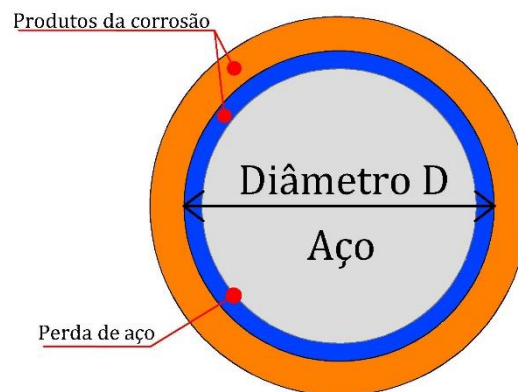


Figura 8 – Modelagem da corrosão.
Fonte: Adaptado de Suzuki *et al.* (2016).

Antes dos produtos da corrosão acarretarem na formação de fissuras longitudinais, alguns estudos evidenciam o aumento da aderência na interface aço-concreto para pequenas taxas de corrosão. De acordo com os estudos de Kearsley e Joice (2014), para corrosões com perda de massa de até 2%, a expansão da armadura ocasiona um aumento da aderência entre o aço e o concreto, visualizado em ensaios de arrancamento de armadura do concreto com diâmetro (Φ) de 10 mm, onde uma perda de massa de 1,9% ocasionou em 20% do aumento da aderência. Entretanto, para perdas de massa maiores que 2,0%, a aderência entre o aço e o concreto fica cada vez mais comprometida, acarretando em uma diminuição da resistência a flexão e em um aumento da deflexão das

peças. Nos ensaios de Graeff (2007), para $\Phi = 8$ mm, com 2% e 5% de perda de massa, ocorreu um aumento de resistência de 45% e 29%, respectivamente, e para $\Phi = 12,5$ mm, houve um ganho de resistência de 24% para 2% de perda de massa e 20% para 5% de perda de massa. Para maiores taxas de corrosão, houve diminuição da aderência das barras.

Com os trabalhos supracitados, é possível verificar que o aumento da aderência é diferente para diâmetros de barras distintas. Também se nota que a perda de aderência com uma menor taxa de corrosão no trabalho de Kearsley e Joice (2014) pode ser justificada pelas propriedades da armadura, pois os trabalhos são de países diferentes⁶.

2.2.2 Penalização da Armadura

Um fenômeno que sempre é elencado com a corrosão é a diminuição da seção transversal da armadura e a conseqüente associação com a perda da capacidade portante da estrutura. Todavia, o trabalho de Dong *et al.* (2017) visualizou que corrosões da armadura longitudinal, localizadas na região de tração das vigas de concreto armado, com baixos níveis de corrosão (cerca de 2% a 3% de perda de massa) não têm influência significativa nas cargas finais de vigas. Por outro lado, os autores reforçam que mesmo não diminuindo a capacidade portante, essas corrosões podem reduzir a ductilidade das estruturas.

Segundo Du *et al.* (2005), além de diminuir a seção transversal da armadura, a corrosão provoca também a penalização da tensão de escoamento, cujo processo é representado pela Equação 8,

$$f_{yc} = (1 - 0,005 * Q_{corr})f_y \quad \text{(Equação 8)}$$

sendo que f_{yc} é a tensão de escoamento da armadura penalizada, f_y é a tensão de escoamento da armadura antes da corrosão e Q_{corr} é a quantidade de corrosão, a qual é obtida pela Equação 9,

$$Q_{corr} = \frac{0,046 * i_{corr} * t}{\Phi} \quad \text{(Equação 9)}$$

⁶ O trabalho de Kearsley e Joice (2014) é da África do Sul e o trabalho de Graeff (2007) é do Brasil, e ambos não definem as propriedades da armadura no trabalho.

em que i_{corr} é a taxa de corrosão em $\mu A/cm^2$, t é o tempo desde o início da corrosão e Φ é o diâmetro da armadura.

2.3 MEDIÇÕES DE CORROSÃO

Para realizar leituras de corrosão de CA, podemos utilizar leituras quantitativas (invasivas ou não) e/ou leituras qualitativas. As leituras quantitativas são para determinar a intensidade ou taxa de corrosão e as leituras qualitativas determinam a probabilidade de haver corrosão na estrutura.

2.3.1 Intensidade de Corrosão ou Taxa de Corrosão

A intensidade da corrente de corrosão (i_{corr}) é mensurada em termos da densidade da corrente de corrosão, que representa uma estimativa geral da corrosão da armadura, a qual é medida eletroquimicamente, expressa em $\mu A/cm^2$ (AHMAD, 2003). Já a taxa de corrosão é a evolução do processo corrosivo, geralmente expressa como a taxa de penetração, e é medida em mm/ano (BERTOLINI *et al.*, 2004). A Tabela 1 apresenta os critérios para classificar a taxa de corrosão de acordo com os valores de intensidade de corrosão e taxa de penetração.

Tabela 1 – Classificação da taxa de corrosão para diferentes intensidades de corrosão e taxa de penetração

Classificação	Intensidade de corrosão ($\mu A/cm^2$)	Taxa de penetração (mm/ano)
Passiva	< 0,1	< 0,001
Baixa - Moderada	0,1 – 1,0	0,001 – 0,01
Alta	1,0 – 10,0	0,01 – 0,1
Muito Alta	10,0 – 100,0	0,1 - 1

Fonte: adaptado de Millard *et al.* (2001).

Para a aferição da intensidade de corrosão, é necessário um aparelho específico, que mede a resistência à polarização da armadura, sendo possível transformar essa resistência em intensidade de corrosão ($\mu A/cm^2$), realizando a leitura de maneira não invasiva. Já a taxa de corrosão não necessita de um aparelho específico, entretanto é uma técnica invasiva, podendo ser aferida no fim do ensaio experimental. Para determinar a taxa

de corrosão, utiliza-se a Equação 10, proposta por Dong *et al.* (2017), sendo,

$$\rho_{corr} = \frac{m_0/l_0 - m_1/l_1}{m_0/l_0} \quad (\text{Equação 10})$$

em que m_0 e l_0 são, respectivamente, a massa e o comprimento do metal sem corrosão, e m_1 e l_1 são a massa e o comprimento do metal corroído, e ρ_{corr} é a corrosão do aço em % de massa.

2.3.2 Probabilidade de Corrosão

O potencial de corrosão (E_{corr}) é um índice qualitativo que permite averiguar a probabilidade de existir corrosão, podendo-se medir vários pontos da estrutura (AHMAD, 2003). O método consiste em medir a diferença de potencial elétrico entre a armadura presente na estrutura e um eletrodo de referência, o qual tem seu potencial elétrico estável (ROCHA, 2012). A Figura 9 apresenta a aparelhagem necessária para medição, onde um voltímetro é ligado em uma extremidade exposta da armadura e a outra extremidade é ligada em um eletrodo de referência, podendo ser de sulfato de cobre, posicionado na superfície de concreto que se deseja realizar a leitura.

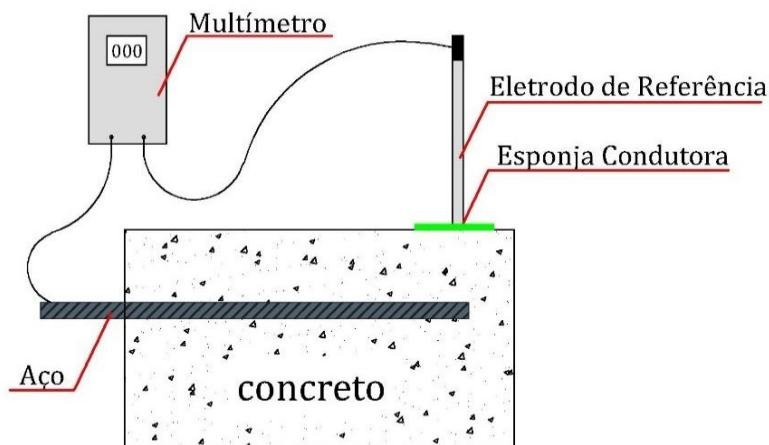


Figura 9 – Circuito com multímetro e eletrodo de referência para medir o potencial de corrosão da estrutura.

A umidade do concreto é um fator de grande influência na medição de E_{corr} . De acordo com Gonzáles, Miranda e Feliu (2004) e Medeiros *et al.* (2017), a medida de

E_{corr} pode variar dependendo do grau de umidade da estrutura, podendo até alterar a classificação de probabilidade de corrosão, que é determinada de acordo com a ASTM C876-15 (2015) e é apresentada na Tabela 2. A influência da umidade é alta, pois ela aumenta a condutividade elétrica dentro do concreto, facilitando assim medir a diferença de potencial entre o aço e o eletrodo de referência. A baixa umidade pode alterar a leitura significativamente, deixando a medida menos eletronegativa do que ela realmente seria, alterando assim a sua classificação.

Tabela 2 - Probabilidade de corrosão

Leitura do Potencial	Probabilidade de Corrosão
Mais eletropositivo que -0,20 V	< 10% de haver corrosão
Entre -0,20 V e -0,35 V	incerta
Mais eletronegativo que -0,35 V	> 90% de haver corrosão

Fonte: ASTM C876-15 (2015).

Medeiros *et al.* (2017) verificaram também a influência do cobrimento, analisando peças com 1 cm e 3 cm de cobrimento. Constatou-se que quanto maior é o cobrimento, menor é a leitura de potencial de corrosão. Esse fato acontece, pois, quanto maior é o cobrimento de concreto, piores são as condições de contato elétrico entre a barra de aço e o eletrodo de referência.

3 ESTRUTURAS DE CONCRETO

Este capítulo irá tratar das estruturas de concreto. Primeiramente, abordará a teoria do dano concentrado, para posteriormente tratar dos efeitos de carga de longa duração nas estruturas.

3.1 TEORIA DO DANO CONCENTRADO

Dentro deste tópico será tratado resumidamente da Teoria do Dano Concentrado (TDC) (FLÓREZ-LÓPEZ; MARANTE; PICÓN, 2015), focando principalmente nas especificações do presente trabalho.

A teoria do dano concentrado consiste no conceito de criação de rótulas inelásticas⁷ nos pontos de maior momento atuante da estrutura, conforme Figura 10.

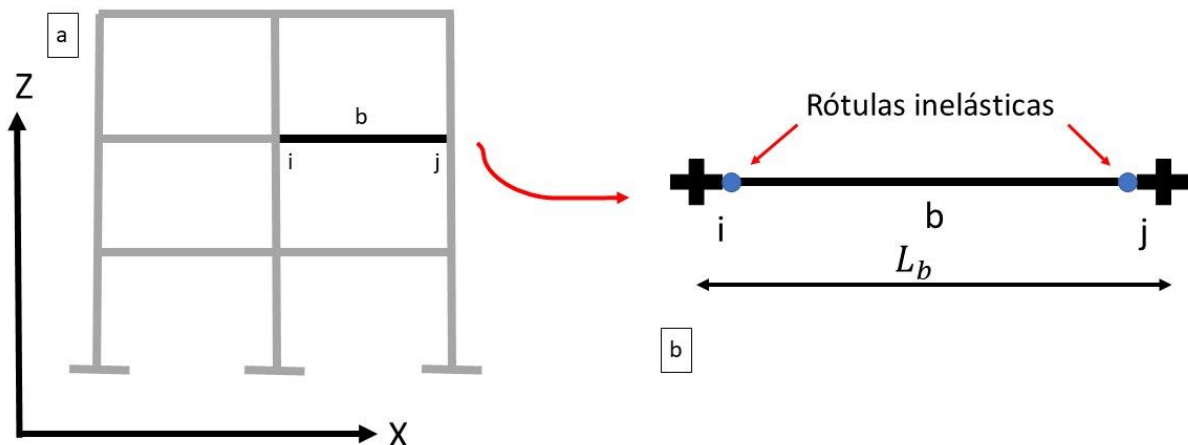


Figura 10 - Rótulas inelásticas.

Para a análise estrutural, utilizam-se os conceitos da mecânica clássica, através das equações cinemáticas, das equações de equilíbrio e da lei constitutiva, conforme é apresentado no esquema da Figura 11, o qual foi apresentado pela primeira vez por Oden e Reddy (1976). Por meio das equações cinemáticas e definindo as condições de contorno essenciais (CCE), é possível associar as deformações da estrutura aos deslocamentos. Da mesma forma, através das equações de equilíbrio e das condições de

⁷ O termo inelástico é utilizado para tratar de uma estrutura que não apresenta só elasticidade, como é o caso das estruturas de concreto após ter fissuração.

contorno físicas (CCF), pode-se relacionar as tensões na estrutura com as forças externas aplicadas. Por último, a partir da lei constitutiva, é possível vincular as deformações com as tensões presentes.

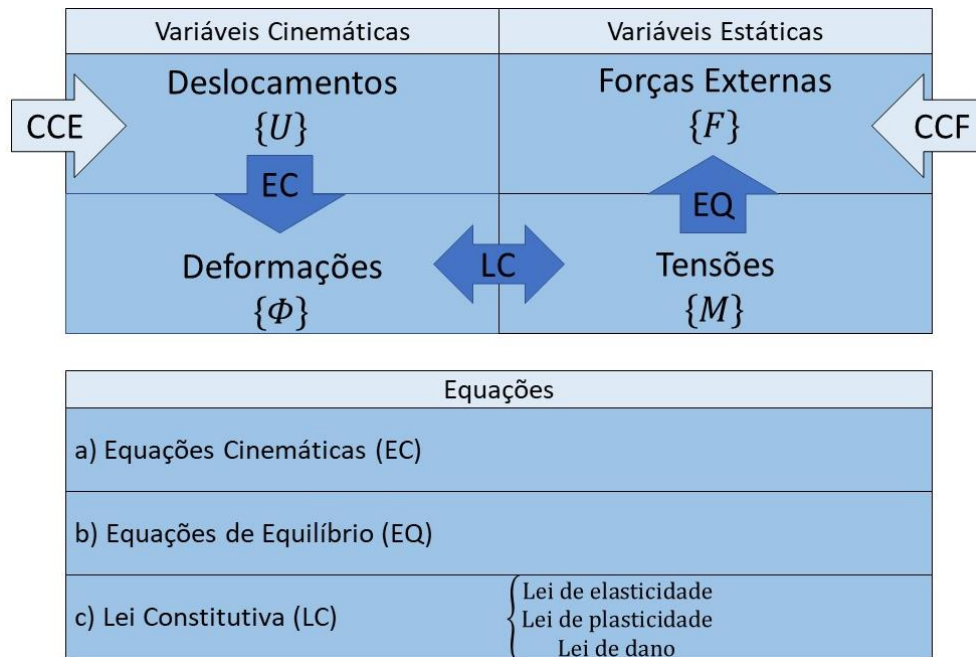


Figura 11 – Esquema para análise do dano concentrado.

Para analisar uma estrutura de concreto, seja ela um pórtico ou uma viga, é comum numerar todos os seus nós e as suas barras, sendo possível analisar cada elemento da estrutura individualmente, aplicando uma equação cinemática, uma equação de equilíbrio e uma lei constitutiva para cada elemento. A Figura 12 ilustra a representação simbólica do pórtico tridimensional de uma cadeira, onde cada barra possui um nó inicial i e um nó final j , e cada nó possui uma coordenada.

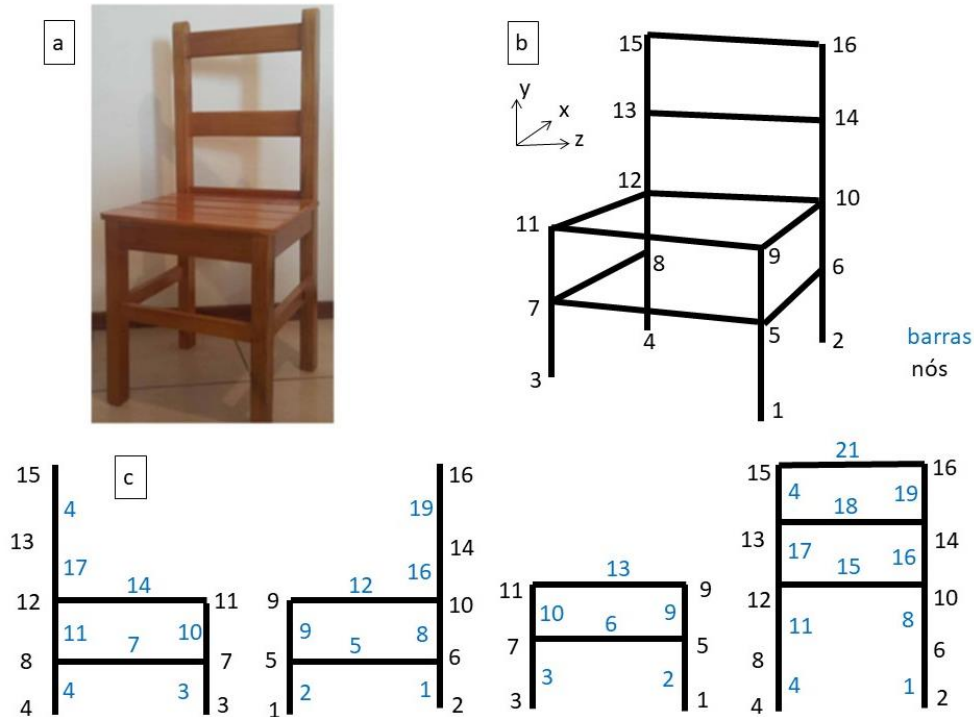


Figura 12 – representação da numeração dos nós e barras de um pórtico, sendo: a) Uma cadeira como uma estrutura; b) Representação tridimensional; c) Representação no plano.
 Fonte: Adaptado de Flórez-López, Marante e Picón (2015).

Como visualiza-se na Figura 12, é possível representar o pórtico tridimensional utilizando 21 barras, e estas barras são interligadas através de 16 nós. Dessa forma, pode-se determinar o comportamento de cada barra dessa estrutura, que, relacionadas, descrevem o comportamento total do pórtico tridimensional.

3.1.1 Equação Cinemática e Equação de Equilíbrio

Neste tópico serão apresentados o vetor de deslocamentos $\{U\}$, o vetor de deformações $\{\Phi\}_b$ ⁸, o vetor de forças externas $\{P\}$, o vetor de tensões $\{M\}_b$, as equações cinemáticas e as equações de equilíbrio.

Para aplicar a equação cinemática, preliminarmente é necessário escrever o vetor dos deslocamentos e o vetor de deformações da estrutura. O vetor dos deslocamentos $\{U\}$ é apresentado na Equação 11, sendo que u_k é a deformação no eixo x, w_k é a deformação no eixo z e θ_k é a rotação do elemento no nó k , com k variando de 1 até nn , sendo nn o número total de nós. O vetor de deformações de um elemento de barra

⁸ As matrizes que apresentam a notação b , como por exemplo $\{\Phi\}_b$, são relacionadas a uma barra específica, ou seja, cada barra possui uma matriz, as que não apresentam, como por exemplo $\{U\}$, são relacionadas a estrutura global.

$\{\Phi\}_b$ é descrito na Equação 12, onde ϕ_i é a rotação no nó i , ϕ é a rotação no nó j e δ é o encurtamento ou a alongação da barra. Para associar os deslocamentos às deformações, utiliza-se a equação cinemática, a qual é apresentada na Equação 13, onde a matriz $[B]_b$ (Equação 14) é denominada de matriz de transformação cinemática, α é o ângulo da barra em relação as coordenadas cartesianas e L_b o comprimento do elemento em análise.

$$\{U\} = \begin{bmatrix} u_1 \\ w_1 \\ \theta_1 \\ \dots \\ u_{nn} \\ w_{nn} \\ \theta_{nn} \end{bmatrix} \quad (\text{Equação 11})$$

$$\{\Phi\}_b = \begin{bmatrix} \phi_i \\ \phi_j \\ \delta \end{bmatrix} \quad (\text{Equação 12})$$

$$\{\Phi\}_b = [B]_b \{U\} \quad (\text{Equação 13})$$

$$[B]_b = \begin{bmatrix} \dots & \frac{\sin \alpha_b}{L_b} & \frac{-\cos \alpha_b}{L_b} & 1 & \dots & -\frac{\sin \alpha_b}{L_b} & \frac{\cos \alpha_b}{L_b} & 0 & \dots \\ \dots & \frac{\sin \alpha_b}{L_b} & \frac{-\cos \alpha_b}{L_b} & 0 & \dots & -\frac{\sin \alpha_b}{L_b} & \frac{\cos \alpha_b}{L_b} & 1 & \dots \\ \dots & -\cos \alpha_b & -\sin \alpha_b & 0 & \dots & \cos \alpha_b & \sin \alpha_b & 0 & \dots \end{bmatrix} \quad (\text{Equação 14})$$

No vetor da Equação 13, observa-se que as três primeiras colunas são relacionadas ao nó i , e as três últimas são relacionadas ao nó j . Salienta-se também que é obtida um vetor de deformação $\{\Phi\}_b$ para cada elemento, e como o vetor de deslocamentos $\{U\}$ contempla todos os nós da estrutura, os nós que não estão presentes no elemento em análise possuem valor 0 (zero) na matriz $[B]_b$.

Na Figura 13 é possível verificar a análise individual de uma barra de um pórtico simbólico, onde são apresentados os deslocamentos u_i , w_i , θ_i , u_j , w_j e θ_j e as deformações ϕ_i , ϕ_j e o alongamento $L_b + \delta_b$ da barra, bem como a aplicação das forças externas pu , pw e $p\theta$ e as tensões internas m e n . A Figura 14 apresenta os tipos de apoio possíveis para as barras e suas respectivas restrições de deslocamento.

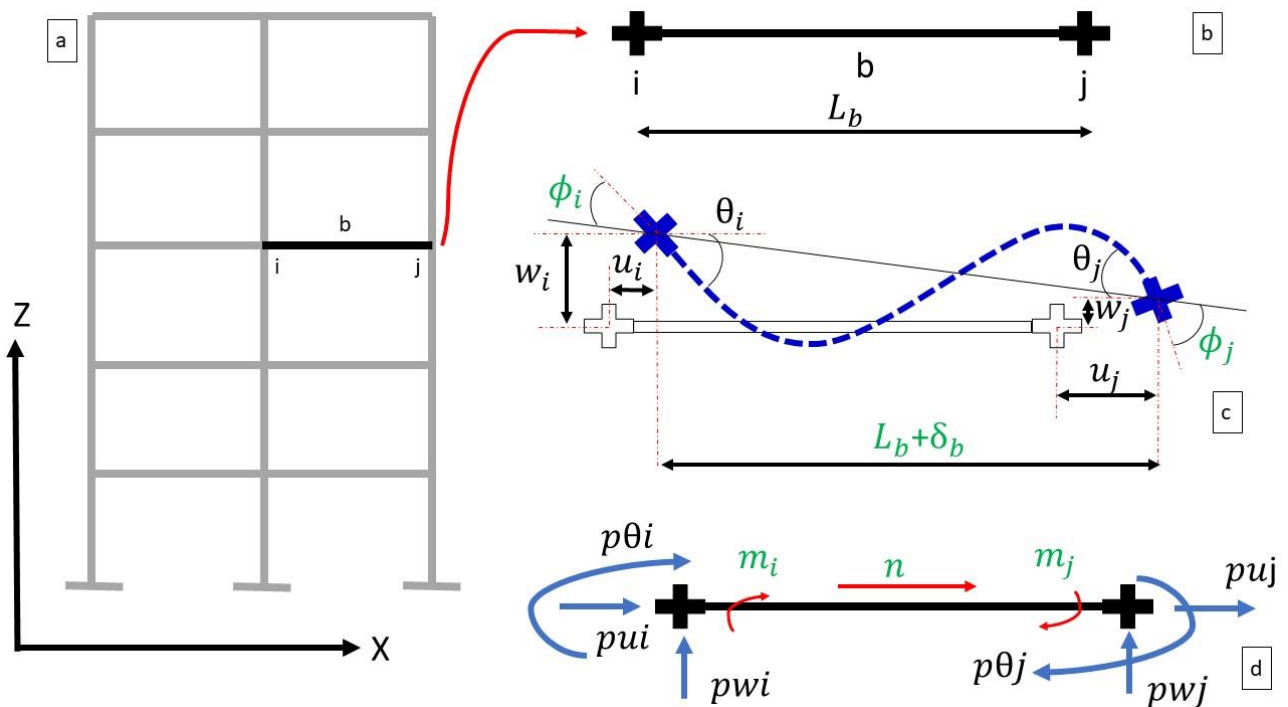


Figura 13 - Análise de um elemento de barra, sendo: a) Pórtico esquemático; b) elemento de barra b com comprimento L_b e nós i e j ; c) elemento apresentando os deslocamentos u, w e θ e as deformações ϕ e δ ; d) elemento com as forças externas p_u, p_w e p_θ aplicadas e as tensões internas m e n .




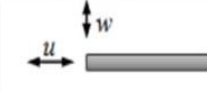
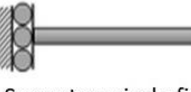


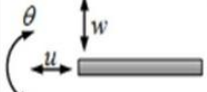
Tipo de Suporte	Restrição do Deslocamento	Tipo de Suporte	Restrição do Deslocamento
 Rolo	 w	 Pinado	 u, w
 Suporte guiado fixo	 u, θ	 Engaste	 θ, u, w

Figura 14 – Tipos de apoio das barras e suas respectivas restrições de deslocamentos.
 Fonte: Adaptado de Flórez-López, Marante e Picón (2015).

Para efetuar a equação de equilíbrio, previamente é definida o vetor de forças externas e o vetor de tensões generalizadas. O vetor de forças externas $\{P\}$ é apresentado na Equação 15, sendo p_{uk} a força aplicada no eixo x , p_{wk} a força aplicada no eixo z e $p_{\theta k}$ o momento aplicado na estrutura no nó k , com k variando de 1 até nn , sendo nn o número total de nós. O vetor das tensões generalizadas $\{M\}_b$ é apresentado na Equação 16, onde m_i é o momento interno do nó i , m_j o momento interno do nó j e n a carga axial no elemento. Para associar o vetor de forças externas com o vetor das tensões generalizadas, aplica-se a equação de equilíbrio, a qual é apresentada na Equação 17,

onde emprega-se a matriz de transformação cinemática $[B]_b$ de cada elemento.

$$\{P\} = \begin{bmatrix} pu_1 \\ pw_1 \\ p\theta_1 \\ \dots \\ p\ddot{u}_{nn} \\ pw_{nn} \\ p\theta_{nn} \end{bmatrix} \quad (\text{Equação 15})$$

$$\{M\}_b = \begin{bmatrix} m_i \\ m_j \\ n \end{bmatrix} \quad (\text{Equação 16})$$

$$\sum ([B]_b^t \{M\}_b) = \{P\} \quad (\text{Equação 17})$$

3.1.2 Lei Constitutiva

A lei constitutiva faz a relação entre as tensões generalizadas $\{M\}_b$ e as deformações generalizadas $\{\Phi\}_b$. Também, conforme foi evidenciado na Figura 11, a lei constitutiva apresenta três parcelas: a lei elástica, a lei plástica e a lei de dano. Essas parcelas estão relacionadas às deformações da estrutura, conforme indicado na Equação 18, onde $\{\Phi^e\}_b$ é a parcela elástica, $\{\Phi^d\}_b$ é a parcela de dano e $\{\Phi^p\}_b$ é a parcela de deformação plástica.

$$\{\Phi\}_b = \{\Phi^e\}_b + \{\Phi^d\}_b + \{\Phi^p\}_b \quad (\text{Equação 18})$$

A lei constitutiva é apresentada na Equação 19, em que $[F(D)]_b$ ⁹ é a matriz de flexibilidade para um elemento com dano e $\{\Phi_0\}_b$ é o vetor de deformação inicial. A matriz de flexibilidade é apresentada na Equação 20, onde L_b é o comprimento do elemento, E_c é o módulo de elasticidade, I é o momento de inércia, A é a área da seção transversal, d_i é o dano no nó i e d_j é o dano no nó j . Observa-se que sem danificação na estrutura, a matriz $[F(D)]_b$ se torna a matriz de rigidez de um elemento elástico $[F_0]_b$, podendo ser observada na Equação 21 (Equação 21, onde $[C(D)]_b$ é a matriz responsável pela adição de

⁹ Os parâmetros que apresentam a letra D, como $[F(D)]_b$, querem dizer que levam em conta o valor de dano no cálculo.

flexibilidade ao elemento devido a fissuração. Assim, a partir da fissuração, o comportamento da estrutura é diferente, passando a ter um comportamento inelástico (FLÓREZ-LÓPEZ; MARANTE; PICÓN, 2015).

$$\{\Phi - \Phi^p\}_b = [F(D)]_b \{M\}_b + \{\Phi_0\}_b \quad (\text{Equação 19})$$

$$[F(D)]_b = \begin{bmatrix} \frac{L_b}{3E_c I(1-d_i)} & \frac{-L_b}{6E_c I} & 0 \\ \frac{-L_b}{6E_c I} & \frac{L_b}{3E_c I(1-d_j)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L_b}{AE_c} \end{bmatrix} \quad (\text{Equação 20})$$

$$[F(D)]_b = [F_0]_b + [C(D)]_b \quad (\text{Equação 21})$$

No decorrer deste tópico serão abordadas as leis de evolução do dano e a lei de plasticidade, salientando que primeiro ocorrem as deformações elásticas, para posteriormente ocorrerem as deformações de danificação da estrutura (fissuração), e por último ocorrerem as deformações referente a plastificação.

3.1.2.1 Lei de evolução do dano

Na lei de evolução do dano, considera-se que existe danificação nas rótulas inelásticas (Figura 15). Para isso, analisa-se a energia de deformação complementar, conforme apresenta a Equação 22 (FLÓREZ-LÓPEZ; MARANTE; PICÓN, 2015).

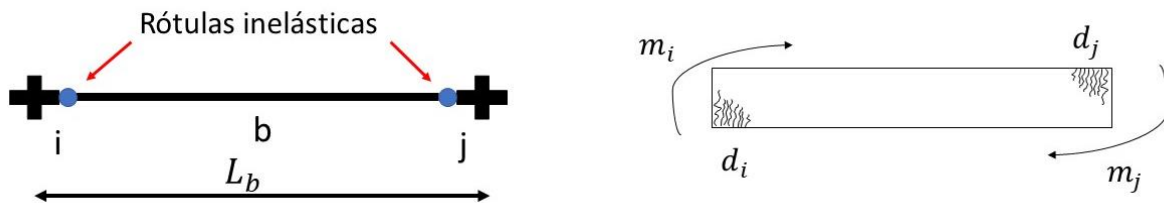


Figura 15 – Dano nas rótulas inelásticas

$$W_b = \frac{1}{2} \{M\}_b^t \{\Phi - \Phi_p\}_b = \frac{1}{2} \{M\}_b^t ([F(D)]_b \{M\}_b + \{\Phi_0\}_b) \quad (\text{Equação 22})$$

Derivando a Equação 22 em função do dano nos nós i e j , obtém-se a Equação 23, a qual representa a taxa de liberação de energia ou força motriz da fissura, onde k representa os nós i e j .

$$G_k = \frac{\partial W_b}{\partial d_k} = \frac{Lm_k^2}{6E_c I(1 - d_k)^2} \quad (\text{Equação 23})$$

A Equação 24 apresenta a relação entre a taxa de liberação de energia e a resistência à fissuração do nó (R), obtendo a lei de evolução do dano. Enquanto G for menor que R , o nó não apresenta fissuração e se configura como um elemento elástico. A partir do momento em que G for maior que R , o nó passa a trabalhar como uma rótula inelástica.

$$\begin{cases} d_k = 0, \text{ se } G_k < R_k \\ G_k = R_k, \text{ se } d_k > 0 \end{cases} \quad (\text{Equação 24})$$

A resistência à fissuração (R) é apresentada na Equação 25,

$$R(d) = R_0 + q \frac{\ln(1 - d)}{1 - d} \quad (\text{Equação 25})$$

em que R_0 representa a resistência a fissuração inicial do concreto e q é um parâmetro relacionado a armadura, que tende a bloquear a propagação da fissuração no concreto. Ambos os parâmetros são encontrados de maneira computacional. Ainda, trabalhando com G igual a R , utiliza-se as Equações 23 e 25 e obtém-se a Equação 26.

$$m^2 = \frac{6E_c I(1 - d)^2}{L} R_0 + \frac{6qE_c I}{L} (1 - d) \ln(1 - d) \quad (\text{Equação 26})$$

Como se está trabalhando com o início da fissuração e a resistência final da estrutura, adota-se os valores de M_{cr} para o início da fissura e M_u para o momento último. Para obter o valor da resistência a fissuração inicial R_0 , atribui-se 0 (zero) ao valor de dano (Equação 27), e o valor de q é alcançado quando se atribui o valor de M_u ao momento e deriva essa equação em função do dano último d_u (Equação 28).

$$R_0 = \frac{M_{cr}^2 L}{6E_c I} \quad (\text{Equação 27})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial m_i^2}{\partial d_i} \Big|_{d_i=d_u} = 0 \\ M_u^2 = \frac{6E_c I (1-d)^2}{L} R_0 + \frac{6qE_c I}{L} (1-d) \ln(1-d) \end{array} \right. \quad (\text{Equação 28})$$

O momento crítico ou de fissuração M_{cr} , pode ser obtido pela Equação 29 da NBR 6118 (2014), sendo,

$$M_{cr} = \frac{\alpha_t f_{ctk,inf} I}{y_t} \quad (\text{Equação 29})$$

onde α_t é o coeficiente que correlaciona a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta, sendo $\alpha = 1,5$ para seções retangulares, I é o momento de inércia da seção bruta, y_t é a distância do centro de gravidade da seção até a fibra mais tracionada e $f_{ctk,inf}$ é a resistência à tração direta no concreto em MPa, sendo dada pela Equação 30.

$$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{Equação 30})$$

3.1.2.2 Lei de plasticidade

Conforme ocorre o aumento das tensões na estrutura, seu comportamento vai apresentando características não lineares. Assim, a estrutura começa com um comportamento elástico, e, após o início da fissuração, a mesma apresenta danificação e passa a ser uma estrutura inelástica, podendo chegar a um comportamento plástico. Deste modo, a Equação 31 apresenta os parâmetros para o nó ser classificado como uma rótula plástica ou não, em que k representa os nós i e j (FLÓREZ-LÓPEZ; MARANTE; PICÓN, 2015).

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_k^p = 0, \text{ se } f_k < 0 \\ f_k = 0, \text{ se } \phi_k^p \neq 0 \end{array} \right. \quad (\text{Equação 31})$$

na qual ϕ^p é a rotação plástica do nó, e o valor de f é apresentado na Equação 32, o qual

representa a variável de danificação da estrutura.

$$f = \left| \frac{m}{1-d} - h\phi_p \right| - k_0 \quad (\text{Equação 32})$$

em que o valor de k_0 e h são apresentados nas Equações 33 e 34 e representam respectivamente o momento plástico efetivo e o coeficiente de encruamento cinemático.

$$k_0 = \frac{M_p}{1-d_p} = \overline{M}_p \quad (\text{Equação 33})$$

$$h = \frac{1}{\phi_u^p} \left(\frac{M_u}{1-d_u} - K_0 \right) = \frac{\overline{M}_u - \overline{M}_p}{\phi_u^p} \quad (\text{Equação 34})$$

Como observado nas Equações 32, 33 e 34, a plastificação no nó irá começar quando o valor dentro do módulo for superior ao momento plástico efetivo k_0 . Dentro do módulo, a tensão interna m é modificada pela danificação d do nó e descontada do encruamento cinemático linear h . Ressalta-se que na iminência da plastificação, o valor da rotação plástica ϕ_p é tomado como nulo.

A rotação plástica última ϕ_u^p pode também ser escrita pela Equação 35, onde ϕ_p e ϕ_u podem ser escritas, respectivamente, pelas (Equação 36 e Equação 37, sendo χ_u e χ_p as curvaturas última e plástica para a seção do elemento em estudo, e L_p é o comprimento da rótula plástica.

$$\phi_{pu} = \phi_u - \phi_p \quad (\text{Equação 35})$$

$$\phi_u = \chi_u L_p \quad (\text{Equação 36})$$

$$\phi_p = \chi_p L_p \quad (\text{Equação 37})$$

Para determinar o comprimento da rótula plástica L_p , adota-se a Equação 38, onde dd é a altura útil da seção (distância da borda comprimida até o centro da armadura positiva) somado ao comprimento entre a seção crítica e o ponto de inflexão no diagrama de momento fletor, representado neste trabalho como L (ver Figura 16 no item 3.1.3).

$$L_p = 0,5dd + 0,05L$$

(Equação 38)

3.1.3 Cálculo de Dano para um Elemento Junta Pilar Viga Simétrico

Assumindo o experimento de Flórez-López, Marante e Picón (2015), pode-se visualizar que podemos separar do pórtico (Figura 16 (a)) o elemento que apresenta a junta pilar viga (Figura 16 (b)). Pode-se visualizar também que a Figura 16 – b) possui três nós e dois elementos, sendo o elemento 1 entre o nó 1 e o nó 2 e o elemento 2 entre o nó 2 e o nó 3. É possível afirmar ainda que, devido a simetria, os deslocamentos e deformações dos nós 1 e 3 são iguais e as tensões internas dos elementos 1 e 2 também são iguais. Assim, para analisarmos a danificação neste elemento, podemos assumir a simetria, considerando apenas o elemento 1, conforme é apresentado na Figura 16 – c).

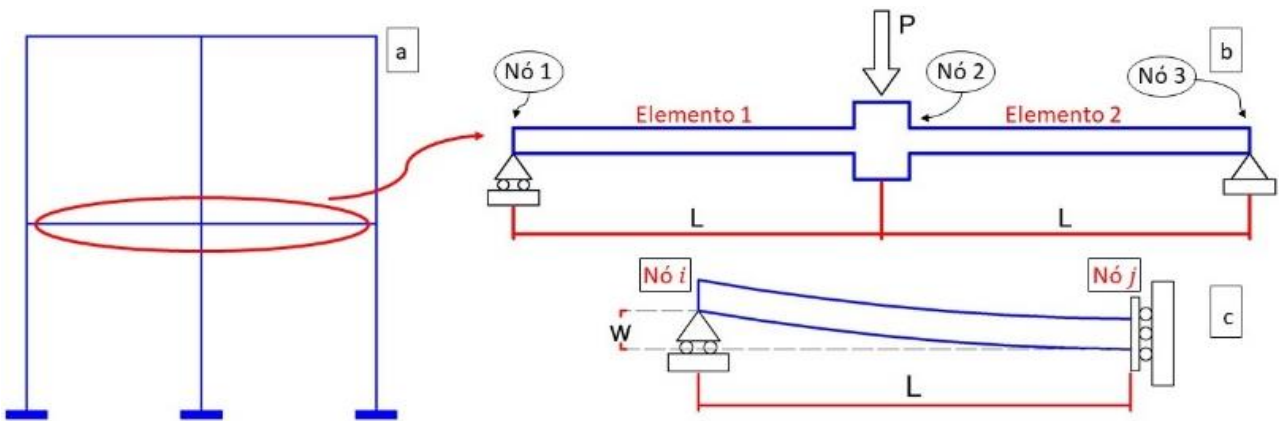


Figura 16 - Elemento estrutural, sendo: a) pórtico; b) junta pilar viga; c) simetria do elemento com deslocamento w .

Fonte: Adaptado de Flórez-López, Marante e Picón (2015).

Analisando a Figura 16 e a Equação 16 das tensões generalizadas, é possível visualizar os valores apresentados na Equação 39, sendo que o momento interno existe apenas no nó j , assumindo assim que teremos danificação mecânica apenas em d_j .

$$\{M\}_b = \begin{bmatrix} m_i = 0 \\ m_j = \frac{PL}{2} \\ n = 0 \end{bmatrix} \quad (\text{Equação 39})$$

Pela equação cinemática é possível afirmar que ϕ_j é igual ao apresentado na Equação 40,

$$\phi_j = \frac{w_j}{L} \quad (\text{Equação 40})$$

em que w_j é o deslocamento vertical no nó j , igual a representação da Figura 16– c). Pela Equação 19, e sabendo que $m_i = 0$, obtém-se a Equação 41. Observa-se que foram obtidos apenas os valores da rotação no nó j , pois objetiva-se encontrar o valor de dano, e o dano no nó i é inexistente pelo momento ser zero.

$$\phi_j - \phi_j^p = \frac{Lm_j}{3E_c I(1 - d_j)} \quad (\text{Equação 41})$$

Substituindo m_j da Equação 39, isolando w da Equação 40 e aplicando ambas na Equação 41, obtém-se a Equação 42. Ressalva-se que w_j^p é o deslocamento referente a plasticidade, w_j é o deslocamento total e w^e é a diferença entre o deslocamento total e o deslocamento permanente.

$$w_j - w_j^p = w^e = \frac{PL^3}{6E_c I(1 - d_j)} \quad (\text{Equação 42})$$

Agora, com base na Equação 42, e deixando em função de P , obtemos a Equação 43,

$$P = Z(1 - d_j)w^e \quad (\text{Equação 43})$$

em que $Z = \frac{6E_c I}{L^3}$, sendo Z a inclinação da reta do gráfico força *versus* deslocamento (Figura 17). Para um elemento sem danificação, denomina-se Z de Z_0 , e para um elemento com danificação, Z de $Z(d)$, onde $Z(d)$ é definido na Equação 44. Como Z está em função da rigidez (EI), quanto maior a inclinação, maior será a rigidez da estrutura. A Figura 17 apresenta como identificar graficamente os valores de deslocamento total w e deslocamento plástico ou permanente w^p , sendo visualizado também que quanto maior é o deslocamento permanente, menor é a rigidez da estrutura.

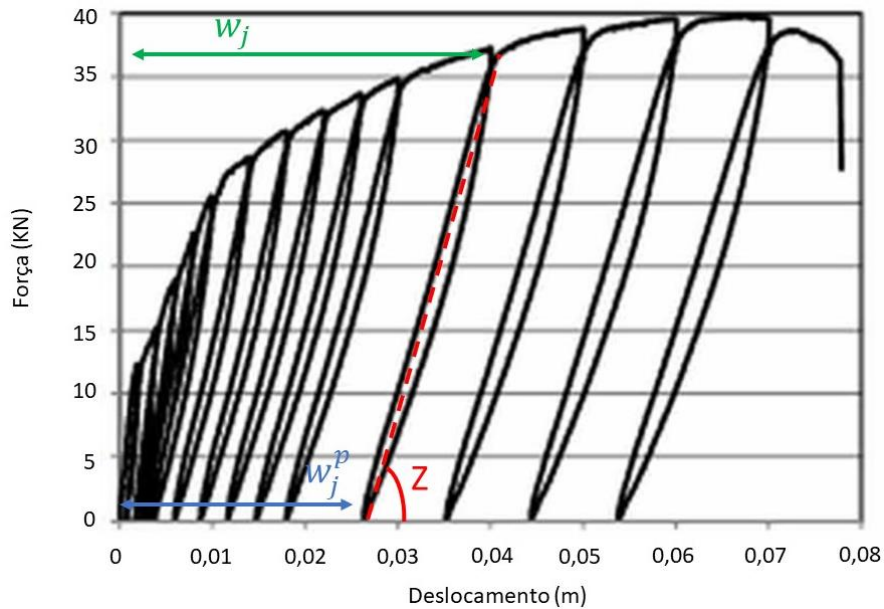


Figura 17 - Gráfico força *versus* deslocamento de ensaio monossinal, com a inclinação Z , w_j o deslocamento total e w_j^p o deslocamento plástico ou permanente.
 Fonte: Adaptado de Flórez-López, Marante e Picón (2015).

$$Z(d) = Z_0(1 - d_j) \quad (\text{Equação 44})$$

Trabalhando agora com a Equação 44, obtemos a Equação 45, em que podemos definir o valor de dano.

$$d_j = 1 - \frac{Z(d_j)}{Z_0} \quad (\text{Equação 45})$$

3.2 EFEITOS DE CARGA DE LONGA DURAÇÃO NO CONCRETO

Devido ao concreto ser um material viscoelástico, sua deformação para grandes períodos de aplicação de cargas depende do tempo. Esse comportamento pode ser visualizado na Figura 18, em que apresenta uma deformação imediata (elástica) com uma aplicação de carga. Essa deformação continua ao decorrer do tempo, devido ao efeito da deformação por fluência. Com a retirada da carga, ocorre uma recuperação elástica, e com o tempo, continua uma recuperação da deformação por fluência. Entretanto, uma parcela da deformação por fluência é irreversível (MEHTA; MONTEIRO, 2006).

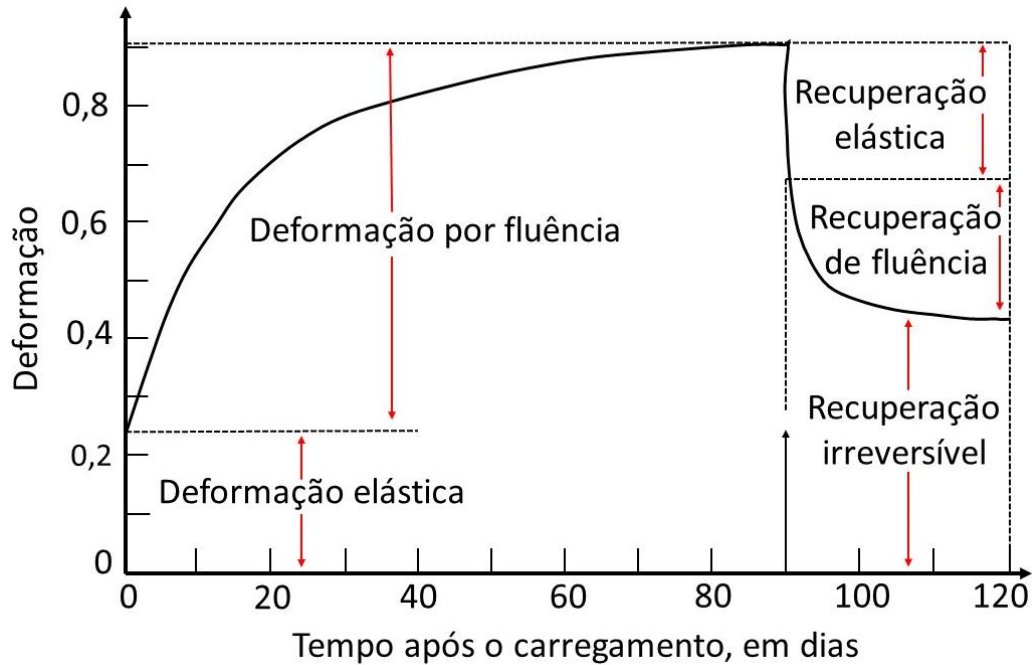


Figura 18 – Deformação no concreto pelo efeito de fluência.
Fonte: Mehta e Monteiro (2006).

Para aplicação de cargas ao longo do tempo, além da fluência, o Efeito Rüsç também deve ser considerado¹⁰. Segundo Mehta e Monteiro (2006), o Efeito Rüsç é o fenômeno que considera a redução da resistência do concreto sobre carregamentos de longa duração. Esse efeito é apresentado na Figura 19, que mostra o gráfico tensão *versus* deformação, visualizando-se que ensaios com curto tempo de duração possuem carga última superior a ensaios de maior duração. Outro ponto relevante é que com a continuidade do carregamento, a deformação da estrutura tende a aumentar pelo efeito de fluência do concreto, e também que a deformação da estrutura depende da velocidade em que a carga é aplicada (Figura 20).

¹⁰ Não foi levado em conta nessa revisão o efeito de retração, visto que o mesmo ocorre na ausência de carga externa.

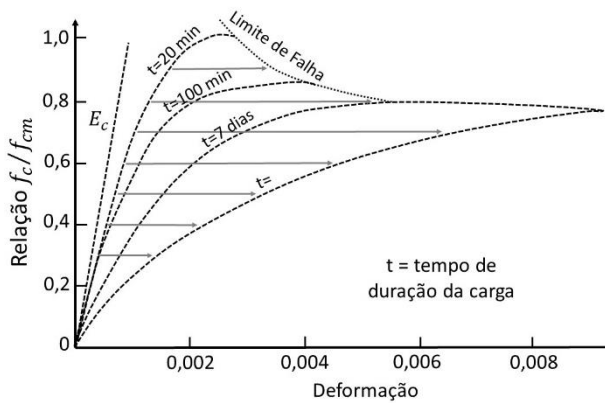


Figura 19 - Relação entre o curto tempo e o longo tempo de aplicação de tensão no concreto.
Fonte: Adaptado de Mehta e Monteiro (2006).

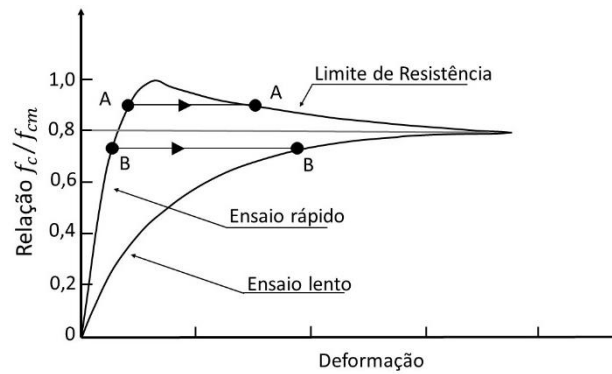


Figura 20 – Relação entre o tempo de aplicação de tensão e a deformação.
Fonte: Araújo (2010).

De acordo com Araújo (2010), fatores como a relação a/c , o tempo de aplicação da carga, e a facilidade de troca de água da estrutura com o ambiente, são, dentre outros, fatores que interferem na fluência da estrutura. A Tabela 3 a seguir apresenta a influência dos fatores na fluência do concreto.

Tabela 3 – Fatores que influenciam na fluência das estruturas

Fator	Comportamento do fator	Comportamento da Fluência
Relação a/c	maior	maior
Tempo de aplicação de carga	maior	maior
Facilidade de troca de água com o ambiente	maior	menor
Temperatura	maior	maior
Consumo de cimento	maior	maior

Fonte: Adaptado de Araújo (2010).

Para estruturas fabricadas com o mesmo concreto, a relação a/c , a temperatura e consumo de cimento não são variáveis. Por outro lado, o tempo de aplicação de carga e a facilidade da troca de umidade com o ambiente são variáveis no processo, visto que essa última pode mudar em uma mesma estrutura dependendo da localização do elemento em análise.

O estudo de Carbonari, Santos e Toralles-Carbonari (2004) analisou a fluência de vigas para variados tipos de impermeabilizações (Figura 21). Observa-se que a viga que foi selada (tipo A, com parafina e papel alumínio) apresentou a menor fluência, devido a menor perda de umidade da viga com o ambiente. Os autores enfatizam que a água é incompressível, assim, uma maior quantidade de água nos poros do concreto diminui a fluência das estruturas.

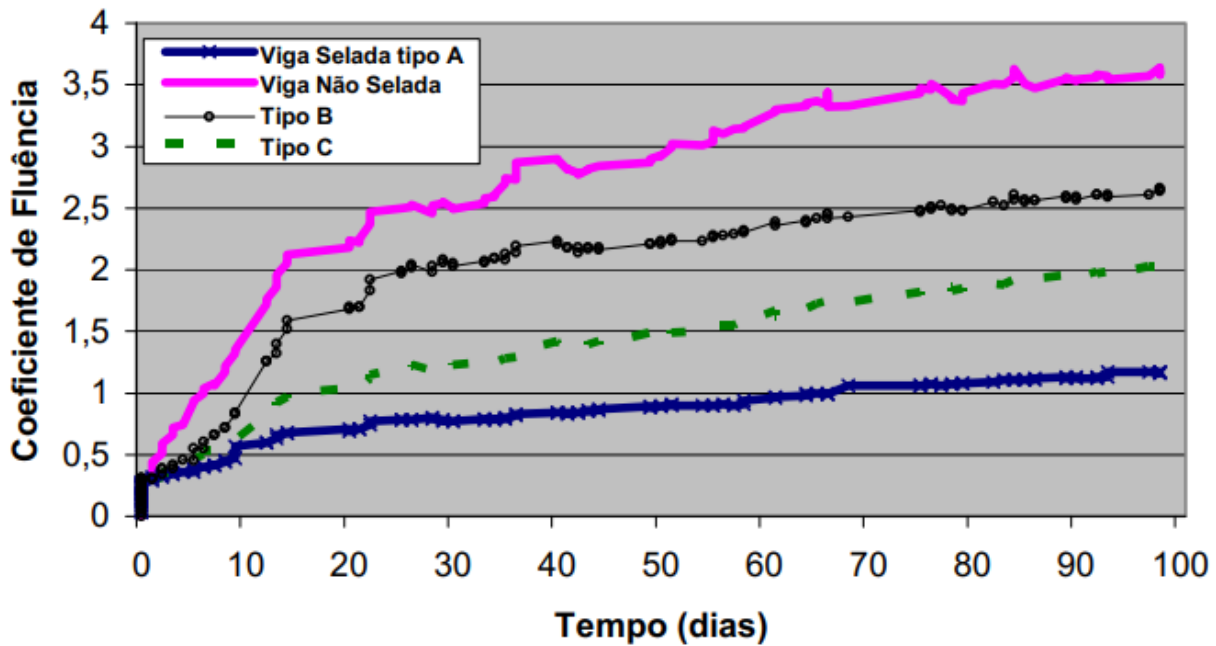


Figura 21 – Fluência das vigas relacionadas a variados tipos de selagem.
Fonte: Carbonari, Santos e Toralles-Carbonari (2004).

Para levar em conta a flecha adicional diferida em um elemento, acarretada pelo efeito de fluência, pode-se utilizar o exposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014), onde multiplica-se o valor da flecha imediata pelo coeficiente α_f , que é dado pela Equação 46,

$$\alpha_f = \frac{\Delta\bar{\xi}}{1 + 50\rho'} \quad (\text{Equação 46})$$

sendo que ρ' é relacionado com a armadura de compressão (Equação 47) e $\bar{\xi}$ é um coeficiente de fluência em função do tempo, sendo calculado pela Equação 48, onde t é a idade em meses da estrutura que se deseja encontrar a flecha e t_0 é a idade em que foi aplicada a carga. Ainda, o valor de t é calculado pela Equação 49 ou pode ser encontrado pela Tabela 4.

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} \quad (\text{Equação 47})$$

$$\Delta\bar{\xi} = \bar{\xi}(t) - \bar{\xi}(t_0) \quad (\text{Equação 48})$$

$$\begin{cases} \bar{\xi}(t) = 0,68(0,996^t)t^{0,32} & \text{se } t \leq 70 \\ \bar{\xi}(t) = 2 & \text{se } t > 70 \end{cases} \quad (\text{Equação 49})$$

Tabela 4 – Coeficiente $\bar{\xi}$ em função do tempo.

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\bar{\xi}(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Pelo exposto na NBR 6118 (ABNT, 2014), é possível analisar que os efeitos de fluência são considerados até aproximadamente 6 anos após a aplicação da carga na estrutura. Também, pelas Figuras 19 e 20, pode-se observar que tempos de aplicação de carga superiores a aproximadamente 20 minutos possuem deformação diferente do ensaio realizado em curto tempo, ou tempo instantâneo. Desta maneira, podemos concluir com o exposto na Tabela 5, que ensaios realizados com aplicação de carga com períodos de duração de até 70 meses, precisam ter modelos que considerem a variável tempo na deformação da estrutura, consideração esta que os modelos apresentados no capítulo 3.1 não fazem. Salienta-se que modelos que consideram a variável tempo são mais complexos.

Tabela 5 – Modelos para estruturas de concreto dependendo do tempo

Tempo de Solicitação	Modelo
Tempo < Instantâneo (aprox. 20 min)	Dependente ou independente do tempo
Instantâneo < Tempo < 70 meses	Só modelos dependentes do tempo
Tempo > 70 meses	Dependente ou independente do tempo

4 MODELO TERMODINÂMICO DO ACOPLAMENTO CORROSÃO-FISSURAÇÃO

Este capítulo é baseado no trabalho de Brant (2019), o qual posteriormente foi base para a elaboração de um capítulo de livro (BRANT *et al.*, 2020). O autor elaborou um modelo termodinâmico que acoplasse corrosão com fissuração. Também, o autor utilizou variáveis internas como encruamento cinemático e dano, denominando o equacionamento como: Modelo Termodinâmico Elastoplástico com Encruamento Cinemático, Dano e Corrosão. Para um maior entendimento do modelo, recomenda-se a leitura do autor supracitado, sendo que neste trabalho será apresentado o modelo resumidamente.

4.1 PRINCÍPIOS PARA A ELABORAÇÃO DO MODELO

A termodinâmica é comumente utilizada para solucionar problemas de natureza química. Entretanto, de acordo com Brant (2019), pode-se utilizar a termodinâmica sem levar em consideração os efeitos térmicos ou dinâmicos, podendo ser adaptada para variados fenômenos de estudo, como físicos, por exemplo. Este conceito é importante para entender o trabalho de Lemaitre e Chaboche (1990), que reescreveram a mecânica de sólidos a partir das leis da termodinâmica¹¹ e dos princípios das potências virtuais.

Uma das variáveis utilizadas por Lemaitre e Chaboche (1990) no desenvolvimento de seu equacionamento, é o uso da energia livre. Para isso, os autores utilizaram a energia livre de Helmholtz (Equação 50), sendo Ψ a energia, e a energia livre específica, T a temperatura e s a entropia.

$$\Psi = e - Ts \quad (\text{Equação 50})$$

Outro ponto importante para a elaboração do modelo é que, segundo Shaw e Kelly (2006), a força motriz para o início da corrosão dos materiais é dada pela energia livre de Gibbs. Além disso, de acordo com Lubarda (2004), a energia de Gibbs pode ser

¹¹ - Primeira lei da termodinâmica: a taxa de trabalho mecânico ou potência das cargas externas mais a taxa de calor introduzida no sistema é igual à taxa de energia cinética mais a taxa de variação da energia interna. Segunda lei da termodinâmica: a taxa de produção de entropia é sempre maior ou igual a taxa de aquecimento dividido pela temperatura.

associada com a energia livre de Helmholtz, sendo apresentada na Equação 51, em que σ é o tensor de tensões de Cauchy e ε é o tensor de deformações. Por facilitação matemática, o autor chamou a energia livre de Gibbs $G_b = -g$.

$$g = \Psi - \sigma : \varepsilon \quad (\text{Equação 51})$$

Desta maneira, a partir da termodinâmica de sólidos de Lemaitre e Chaboche (1990), Brant (2019) escreveu a termodinâmica de pórticos. Em seu modelo, o autor substituiu a energia livre de Helmholtz pela energia livre de Gibbs, podendo utilizar uma variável interna ligada a corrosão.

4.2 MODELO TERMODINÂMICO ELASTOPLÁSTICO COM ENCRUAMENTO CINEMÁTICO, DANO E CORROSÃO

Com a termodinâmica de pórticos, Brant (2019) escreveu uma nova lei constitutiva, que engloba as variáveis tensões $\{M\}_b$, deformações $\{\Phi\}_b$, dano $\{D\}_b$ e a corrosão $\{C\}_b$. Na sequência, serão apresentadas as variáveis internas do modelo, o potencial de Gibbs, as forças termodinâmicas associadas as variáveis internas e as leis de evolução.

4.2.1 Variáveis Internas e Potencial de Gibbs

Como variável interna, Brant (2019) utilizou a corrosão por pite nas rótulas i e j , conforme a Equação 52.

$$\{C\}^t = (C_i, C_j) \quad (\text{Equação 52})$$

O nível de corrosão, podendo ser denominado de c_i para o nó i ou de cor , é dado pela Equação 53,

$$c_i = cor = \frac{\bar{p}}{\bar{\phi}} \quad (\text{Equação 53})$$

em que \bar{p} é a profundidade do pite e $\bar{\phi}$ é a média dos diâmetros das barras da seção transversal em análise (Figura 22). A variável c_i varia entre 0 e 1, sendo 0 sem corrosão e 1 com corrosão total da armadura.

A Equação 54 elaborada por Brant (2019) foi desenvolvida com base na equação proposta por Val e Melchers (1997), sendo,

$$A_{ef} = \frac{A_0}{\pi} \begin{cases} Kcor + \pi - \arcsin 2cor\sqrt{-cor^2 + 1}, & \text{se } cor < \frac{\sqrt{2}}{2} \\ Kcor + \arcsin 2cor\sqrt{-cor^2 + 1}, & \text{se } cor \geq \frac{\sqrt{2}}{2} \end{cases} \quad (\text{Equação 54})$$

em que $Kcor$ é um coeficiente tratado na Equação 55, A_0 é a área de aço original, A_{ef} é a área efetiva de aço após a corrosão por pites.

$$Kcor = -4cor^2 \arcsin \sqrt{-cor^2 + 1} + 2cor\sqrt{-cor^2 + 1} \quad (\text{Equação 55})$$

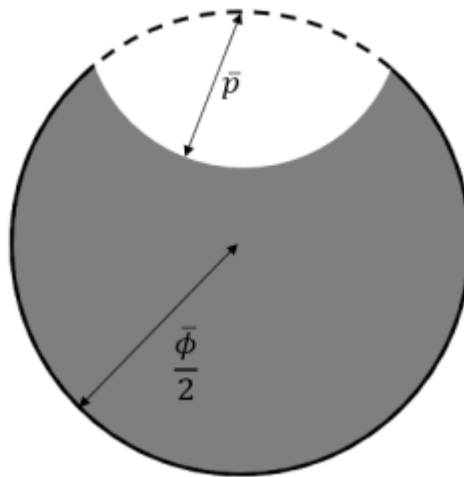


Figura 22 – Barra de aço com corrosão por pite.
Fonte: Brant (2019).

O equacionamento desenvolvido por Brant (2019) é apresentado na Equação 56, em que as duas primeiras parcelas são relacionadas à elasticidade, a terceira parcela à plasticidade, a quarta parcela ao encruamento cinemático linear, a quinta parcela é referente ao incremento de resistência à fissuração e a sexta parcela é referente à evolução da corrosão. Observa-se que o autor deixou o equacionamento em função da energia livre de Gibbs (Gb_b), ficando de maneira análoga a lei constitutiva da TDC de Flórez-

López, Marante e Picón (2015), onde o equacionamento fica em função da energia de deformação complementar (W).

$$Gb_b = \frac{1}{2} \{M\}^t [F(D)] \{M\} + \{M\}^t \{\Phi_0\} + \{M\}^t \{\Phi^p\} - \frac{1}{2} \{\Phi^p\}^t [H(D, C)] \{\Phi^p\} - I(D, C) + \frac{\{O\}^t \{C\}}{\xi} \quad (\text{Equação 56})$$

As tensões $\{M\}$, as deformações $\{\Phi\}$ e a matriz de flexibilidade $[F(D)]$ são as mesmas apresentadas no capítulo 3. A matriz $[H(D, C)]$ ¹² representa o encruamento cinemático linear com dano e corrosão (Equação 57), e $I(D, C)$ é a resistência ao processo de fissuração devido a presença de armadura (Equação 58),

$$[H(D, C)] = \begin{bmatrix} (1 - d_i)h_i(c_i) & 0 & 0 \\ 0 & (1 - d_j)h_j(c_j) & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{Equação 57})$$

$$I(D, C) = -\frac{1}{2} q(c_i) \ln^2(1 - d_i) - \frac{1}{2} q(c_j) \ln^2(1 - d_j) \quad (\text{Equação 58})$$

nas quais $h_i(c_i)$ e $h_j(c_j)$ são os encruamentos cinemáticos nos nós i e j , e $q(c_i)$ e $q(c_j)$ são os parâmetros associados ao aumento da resistência do concreto a fissuração devido a presença das armaduras.

A matriz $\{O\}$ (Equação 59) é uma lei que unifica as funções de corrosão dependentes das forças químicas (FQ), propriedades do concreto (PC), propriedades da seção (PS) e tempo (t).

$$\{O\}^t = (O_i, O_j) \quad (\text{Equação 59})$$

Brant (2019) escreveu a taxa de corrosão para um nó i (O_i) de acordo com a Equação 60, onde i_{corr} é a taxa de corrosão, t_{tr} é o tempo transcorrido da corrosão, t_{ini} é o tempo de início da corrosão, \dot{p} é a razão entre a taxa de profundidade do pite, Rel é a relação entre a profundidade máxima e a profundidade média do pite e Φ é o diâmetro da barra de aço. Para a variável \dot{p} , o autor utilizou o modelo de Stewart (2004).

¹² Os parâmetros que apresentam a letra D e C, como $[H(D, C)]$, querem dizer que levam em conta o valor de dano e da corrosão no cálculo.

$$O_i = \frac{\dot{p}}{\Phi} = \frac{0,0116Rel[i_{corr}(t_{tr} - t_{ini}) + i_{corr}]}{\Phi} \quad (\text{Equação 60})$$

Por último, ξ é uma constante, sendo o inverso da energia, a qual pode ser estabelecida experimentalmente.

4.2.2 Forças Termodinâmicas

A partir da energia livre de Gibbs (Equação 56), serão realizadas derivadas parciais para encontrar as forças termodinâmicas. A Equação 61 apresenta a lei de elasticidade, sendo a energia de Gibbs derivada em relação as tensões $\{M\}$.

$$\left\{ \frac{\partial G_{bb}}{\partial M} \right\} = [F(D)]\{M\} + \{\Phi_0\} + \{\Phi^p\} = \{\Phi\} \quad (\text{Equação 61})$$

Derivando a energia livre de Gibbs em relação ao dano, obtém-se a Equação 62, que é a força termodinâmica relacionada ao início da danificação da estrutura $\{A_d\}$.

$$\left\{ \frac{\partial G_{bb}}{\partial d} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{Lm_i^2}{6EI(1-d_i)^2} - q(c_i) \frac{\ln(1-d_i)}{(1-d_i)} + \frac{1}{2}h(c_i)(\phi_i^p)^2 \\ \frac{Lm_j^2}{6EI(1-d_j)^2} - q(c_j) \frac{\ln(1-d_j)}{(1-d_j)} + \frac{1}{2}h(c_j)(\phi_j^p)^2 \end{array} \right\} = \{A_d\} \quad (\text{Equação 62})$$

Derivando a energia livre de Gibbs em relação as deformações plásticas, obtém-se a Equação 63, que é a força termodinâmica relacionada ao início da plasticidade na estrutura $\{A_p\}$.

$$\left\{ \frac{\partial G_{bb}}{\partial \Phi^p} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} m_i - (1-d_i)h(c_i)\phi_i^p \\ m_j - (1-d_j)h(c_j)\phi_j^p \\ n \end{array} \right\} = \{A_p\} \quad (\text{Equação 63})$$

Por fim, deriva-se a energia livre e Gibbs em relação a corrosão (Equação 64) e encontra-se a força termodinâmica relacionada a corrosão $\{A_c\}$.

$$\left\{ \frac{\partial Gb_b}{\partial cor} \right\} = -\frac{1}{2} \{ \Phi^p \}^t \left[\frac{\partial H(D, C)}{\partial cor} \right] \{ \Phi^p \} - \left\{ \frac{\partial I}{\partial cor} \right\} + \frac{\{ O \}}{\xi} = \{ A_c \} \quad (\text{Equação 64})$$

4.2.3 Leis de Evolução

Neste item, serão apresentadas as leis de evolução do dano $\{D\}$, da plasticidade $\{\Phi^p\}$ e da corrosão $\{C\}$.

4.2.3.1 Lei de evolução do dano

Para o dano, os momentos impulsionadores $\{Y\}$ dependem do nível de corrosão, conforme é escrita a Equação 65 para um nó i

$$Y_i = A_{di} - \frac{1}{2} h(c_i) (\phi_i^p)^2 = \frac{Lm_i^2}{6EI(1-d_i)^2} - q(c_i) \frac{\ln(1-d_i)}{(1-d_i)} \quad (\text{Equação 65})$$

sendo que o momento impulsionador $\{Y\} = \frac{\partial Gb_b}{\partial d}$, para um elemento elástico que contém dano frágil. A lei de evolução é apresentada na Equação 66.

$$\begin{cases} d_i = 0 \text{ se } Y_i < R_0 \text{ ou } Y_i < 0 \\ d_i > 0 \text{ se } Y_i = R_0 \text{ ou } Y_i = 0 \\ Y_i > R_0 \text{ ou } d_i < 0 \text{ impossível} \end{cases} \quad (\text{Equação 66})$$

Com as Equações 65 e 66, visualiza-se que a lei de evolução do dano diverge do apresentado por Flórez-López, Marante e Picón (2015) apenas na consideração da corrosão nos coeficientes que relacionam a armadura, e que Brant (2019) deixa a condição da danificação com relação a R_0 ao invés de R .

Os parâmetros a R_0 e $q(c_i)$ são obtidos de maneira análoga ao exposto no item 3.1.2.1, onde substitui-se o valor do momento m por M_{cr} e M_u na Equação 67.

$$m_i^2 = \frac{6E_c I (1-d)^2}{L} R_0 + \frac{6q(c_i) E_c I}{L} (1-d_i) \ln(1-d_i) \quad (\text{Equação 67})$$

4.2.3.2 Lei de evolução das rotações plásticas

A função para a plastificação da armadura é dada pela Equação 68,

$$f_i = [A_{pi}] - (1 - d_i)k_0(c_i) = [m_i - (1 - d_i)h(c_i)\phi_i^p] - (1 - d_i)k_0(c_i) \leq 0 \quad (\text{Equação 68})$$

em que k_0 é o parâmetro associado ao momento de plastificação da seção, e tanto k_0 quanto $h(c_i)$ podem ser obtidos de maneira análoga as equações no capítulo 3.1.2.2.

A lei de evolução é dada pela Equação 69, onde λ_i é um valor unitário para a deformação plástica no nó i .

$$\phi_i^p = \lambda_i \frac{\partial f_i}{\partial A_{pi}}; \begin{cases} \lambda_i = 0 \text{ se } f_i < 0 \\ \lambda_i > 0 \text{ se } f_i = 0 \\ f_i > 0 \text{ impossível} \end{cases} \quad (\text{Equação 69})$$

4.2.3.3 Lei de evolução da corrosão

Na formulação proposta por Brant (2019), a evolução do dano e das rotações foram descritas independentes do tempo para facilitação do processo. Entretanto, a variável interna c_i não pode ser escrita independente do tempo devido a corrosão possuir incrementos. Assim, a partir das forças termodinâmicas descrita na Equação 64, a lei de evolução da corrosão para um nó i é descrita na Equação 70.

$$c_i = \xi A_{ci} = O_i + \xi \left(\ln^2(1 - d_i) \frac{\partial q}{\partial c_i} - \phi_p^2(1 - d_i) \frac{\partial h}{\partial c_i} \right) \quad (\text{Equação 70})$$

Observa-se que para o valor de $\xi = 0$, a evolução da corrosão depende apenas de O_i , que é dependente das forças químicas (FQ), propriedades do concreto (PC), propriedades da seção (PS) e tempo (t). Para valor positivo de ξ , a evolução da corrosão depende da evolução das fissuras e/ou do escoamento da armadura. As derivadas parciais podem ser computadas numericamente.

5 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

A campanha experimental do presente trabalho e suas etapas são apresentadas no fluxograma da Figura 23, sendo elas: 1) Vigas para ensaio; 2) Ensaios nas vigas; 3) Determinação das características físicas e mecânicas após os ensaios.

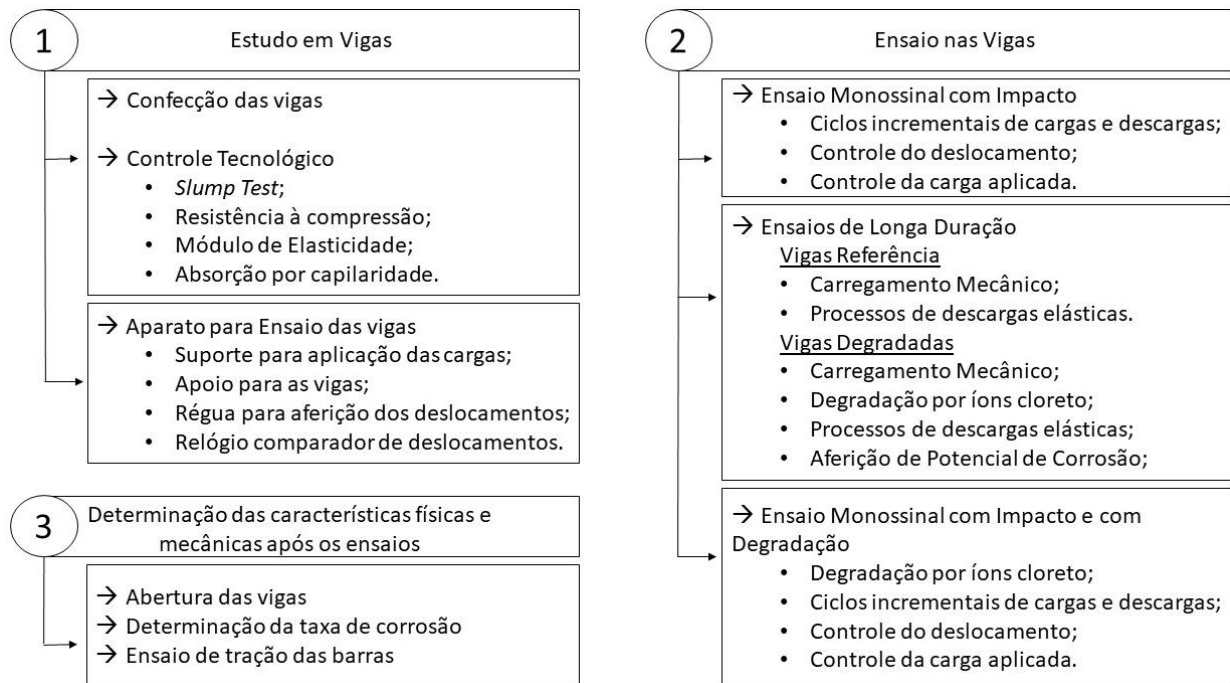


Figura 23 – Fluxograma da pesquisa experimental.

5.1 ESTUDO EM VIGAS

Neste tópico será apresentado como foram moldadas as vigas para a realização dos estudos experimentais e como foram instrumentadas as mesmas.

5.1.1 Confeção das Vigas e Controle Tecnológico

Dada a necessidade de possuir uma seção esbelta¹³, as vigas foram confeccionadas com seção transversal de 7x7 cm e comprimento de 200 cm, possuindo um console na parte central da viga com largura de 15 cm e altura de 21 cm, conforme apresentado na Figura 24. O console tem a função de representar a junta pilar viga,

¹³ A metodologia do trabalho foi desenvolvida com a aplicação de “cargas fixas”, assim necessitava-se de uma seção esbelta para que fosse possível atribuir carregamentos que levassem a estrutura ao colapso (ou próximo disso) e que fossem manuseáveis.

apresentada anteriormente na Figura 16. O comprimento da rótula plástica (L_p) é de 8 cm a partir do console para cada lado da viga, e foi determinado conforme a Equação 38 apresentada no item 3.1.2.2. Para o ensaio, foram moldadas e concretadas 8 vigas. A Tabela 6 apresenta a quantidade de vigas destinadas para cada ensaio.

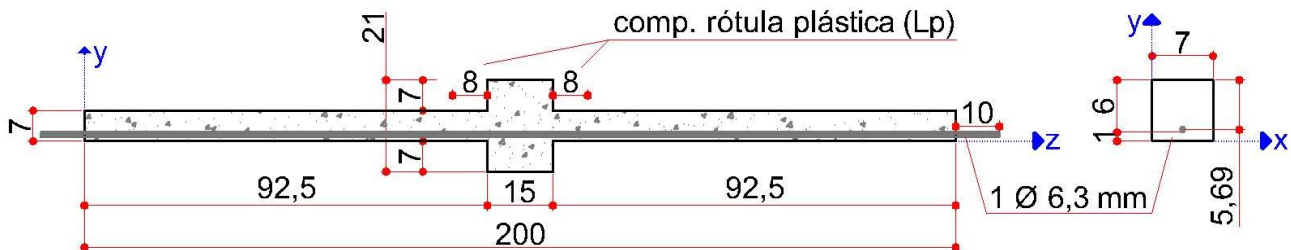


Figura 24 - Detalhamento da seção longitudinal e transversal das vigas e da armadura empregada.

Tabela 6 - Definição da quantidade de viga destinada em cada ensaio.

Tipo do ensaio	Quantidade de vigas
Monossinal com impacto	1
Longa duração com dano mecânico	3
Longa duração com dano mecânico e corrosão	3
Monossinal com impacto com corrosão	1

A Figura 24 também detalha a armadura utilizada, a qual foi apenas um vergalhão¹⁴ no sentido longitudinal de Φ 6,3 mm. Na seção transversal da viga, a armadura estava centralizada no eixo x e com um cobrimento no eixo y de 1,0 cm, possuindo assim uma altura útil da seção (distância da parte de cima da viga até o centro da armadura) dd de 5,685 cm. Esse cobrimento de 1,0 cm foi adotado para facilitar a entrada de íons cloreto pela parte inferior da viga, aumentando as condições para o início do processo corrosivo, visto o curto tempo de duração dos ensaios. Vale ressaltar que este cobrimento não atende a prescrição da NBR 6118 (ABNT, 2014), porém, devido aos desvios padrões dos cobrimentos em estruturas reais serem elevados (MOLIN *et al.*, 2016), o cobrimento escolhido pode representar situações correntes. Já na seção longitudinal, a armadura possui uma sobra para cada lado da viga em aproximadamente 10 cm, para ser possível realizar leituras de Potencial de Corrosão (E_{corr}). Vale ressaltar também que no dimensionamento da viga foram tomados os cuidados para a mesma não chegar a ruína devido a esforços de cisalhamento, e, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a viga

¹⁴ Observa-se que a utilização de apenas um vergalhão na armadura positiva não é uma situação usual, mas foi adotada neste trabalho para diminuir os carregamentos que levassem a estrutura ao colapso (ou próximo disso).

está dimensionada no domínio 2.

Para a moldagem das vigas foram confeccionadas 8 fôrmas de madeira, com dimensões internas de modo a garantir o detalhe da Figura 24. A fim de certificar o posicionamento da armadura, foi utilizado o espaçador de torre para o cobrimento de 1 cm no eixo y (Figura 25), e foi adaptado o espaçador circular com a finalidade de garantir a centralização da armadura no eixo x (Figura 26). Com o intuito de evitar a perda de água de amassamento do concreto para a fôrma, as vigas foram envelopadas com papel adesivo. Também, para evitar a abertura da fôrma durante a concretagem no sentido do eixo x, foi utilizado arame recozido nº 18, travando a viga com a largura útil de 7 cm, sendo realizados 6 travamentos ao longo da peça. Os espaçadores, o envelopamento e o travamento estão apresentados nas Figuras 25 a 27.

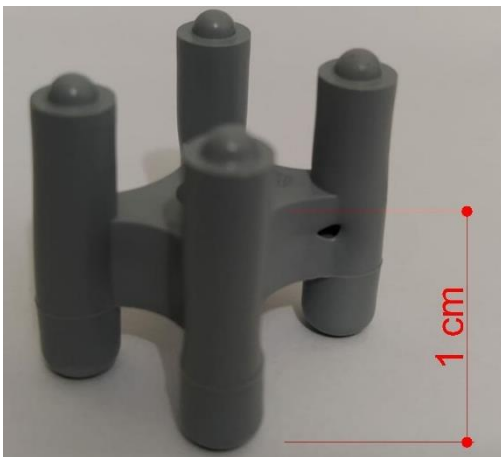


Figura 25 – Espaçador de torre utilizado para garantir o cobrimento da armadura em 1 cm em relação ao eixo y.

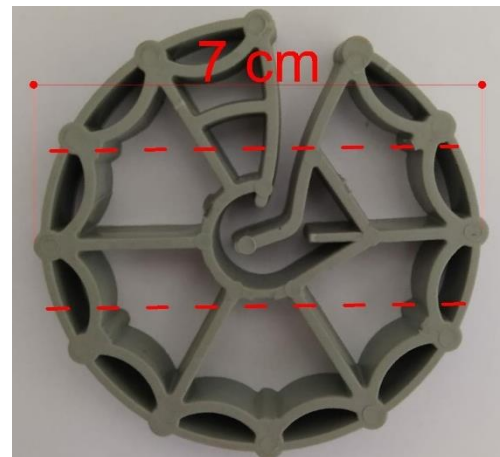


Figura 26 – Adaptação do espaçador circular para garantir a centralização da armadura no eixo x.



Figura 27 – Seção transversal da fôrma, com detalhe dos espaçadores para posicionamento da armadura, envelopamento da fôrma e do travamento com arame recozido.

A escolha do traço do concreto não se baseou apenas em resistência, mas também em porosidade, pois, quanto mais poroso, maior a facilidade para a entrada de íons cloreto na estrutura. Desta maneira, foi adotado o traço de 1:3,17:3,71:0,65 (cimento, areia, brita e água) com consumo de cimento de 295 kg/m³. Os materiais utilizados foram: cimento Portland CP V, areia fina, brita 1, água potável e 0,5% de aditivo plastificante em relação a massa de cimento.

A fim de determinar a propriedade do concreto no estado fresco, foi realizado o ensaio pelo abatimento de tronco de cone, conforme a NBR NM 67 (ABNT, 1998). Além das vigas, foram confeccionados 10 corpos de prova (CPs) para o controle tecnológico. Para o adensamento do concreto, foi utilizado o vibrador de concreto da marca Bosch, modelo GVC 20-EX. A Figura 28 apresenta a concretagem das peças e a Tabela 7 apresenta o uso de cada um dos 10 CPs.

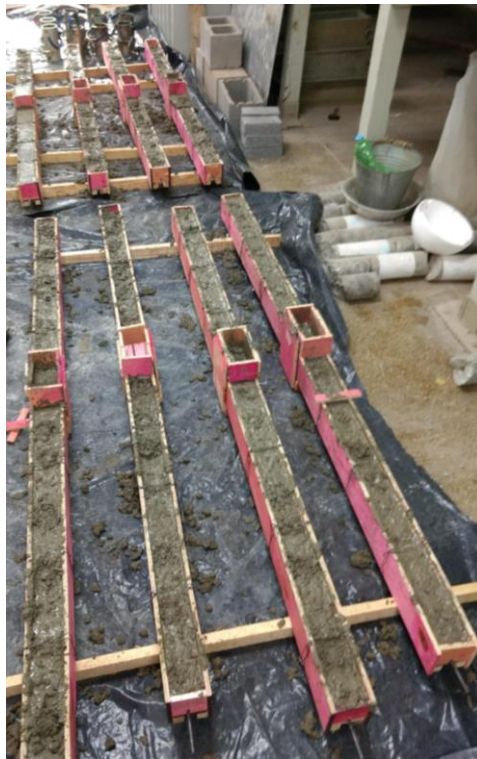


Figura 28 - Moldagem das fôrmas e dos corpos de prova

Tabela 7 - Ensaio realizados no estado endurecido e a quantidade de amostras por ensaio

Ensaio no Estado Endurecido	Dias após moldagem	Quantidade de CPs
Resistência à compressão	28	2
	60	2
Módulo de Elasticidade	28	3
Absorção por capilaridade	81	3

O ensaio de resistência a compressão seguiu a NBR 5739 (ABNT, 2018), e como apresentado a Tabela 7, foi realizado nas idades de 28 e 60 dias, sendo escolhida esta última idade para verificar o ganho de resistência do concreto ao longo do tempo. O ensaio de Módulo de Elasticidade foi efetuado aos 28 dias e seguiu a NBR 8522 (ABNT, 2017), sendo que ambos os ensaios foram realizados na prensa de marca Time Group Shijin, modelo WAW 1000 C, de capacidade de 1000 KN, servo hidráulica.

O ensaio de absorção por capilaridade seguiu a normativa NBR 9779 (ABNT, 2012), e neste trabalho foi efetuado aos 81 dias, diferente da usual idade de 28 dias, pelo motivo da idade estar mais próxima do início do ensaio de longa duração, podendo verificar mais facilmente a altura de ascensão por capilaridade da água dentro do concreto.

No processo de cura do concreto foi optado por dar a mesma condição de cura para os CPs e para as vigas, e, devido as dimensões das vigas, era inviável trabalhar em câmara úmida ou em tanque submerso. Assim, as peças de concreto foram umedecidas e cobertas com lona nos primeiros dias após a concretagem. Na Figura 29 encontra-se uma linha do tempo, a qual apresenta com qual idade foi realizado cada procedimento experimental. As idades selecionadas para os ensaios foram em função das reações de hidratação do cimento, logo o processo de degradação só teve início após 100 dias da concretagem. As demais datas foram definidas em função dos acessos ao laboratório, período para realização do estudo e a degradação esperada/prevista para os elementos em estudo. A pandemia da covid 19 suspendeu as atividades da idade de 202 dias até 371 dias.

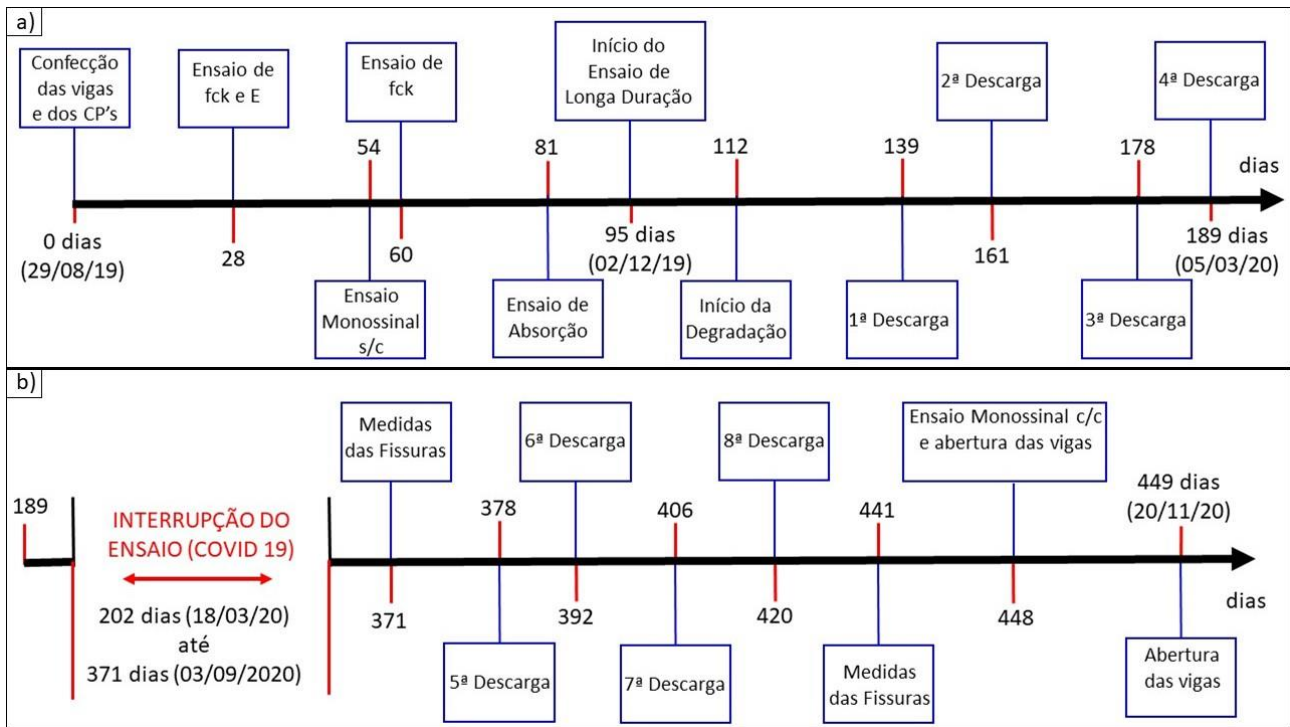


Figura 29 – Linha do tempo dos procedimentos experimentais – a) de 0 dias até 189 dias; b) de 189 dias até 449 dias.

Os resultados referentes aos ensaios realizados no concreto no estado fresco e endurecido são apresentados na Tabela 8. No estado fresco, a trabalhabilidade do concreto foi de 6,5 centímetros, e no estado endurecido, a resistência a compressão aos 28 dias foi de 42,58 MPa e de 43,33 MPa aos 60 dias, obtendo um ganho de 1,76%.

Tabela 8 – Características do concreto no estado fresco e endurecido

Estado	Ensaio	Idade (dias)	Valor	Unidade	
Fresco	Trabalhabilidade	0	6,5	cm	
Endurecido	Resistência à Compressão	28	42,58	MPa	
		60	43,33		
	Módulo de Elasticidade	28	35,31	GPa	
	Absorção por Capilaridade	Massa seca	81	3.725,4	gramas
		Massa saturada 3 horas	81	3.736,3	
		Massa saturada 6 horas	81	3.738,67	
		Massa saturada 24 horas	82	3.745,73	
		Massa saturada 48 horas	83	3.749,07	
		Massa saturada 72 horas	84	3.750,5	
% de absorção		84	0,67	%	
Altura de ascensão	84	3,95	cm		

A altura de ascensão por capilaridade de 3,95 cm apresentada na Tabela 8 foi obtida pela média dos 3 corpos de prova do ensaio. Desta maneira, a finalidade de ter

um concreto com alta porosidade para a altura de ascensão de capilaridade chegar, pelo menos, até a altura da armadura, foi atingida.

5.1.2 Aparatos para Ensaio das Vigas

Para os ensaios realizados nas vigas (sendo os ensaios monossinais com impacto e os ensaios de longa duração), foi utilizada a mesma instrumentação, tanto no processo de aplicação de carga quanto na leitura de deslocamentos. Assim, a Figura 30 apresenta o esquema geral dos apoios da viga e da aplicação de cargas, sendo que no decorrer deste capítulo serão apresentados todos os itens individualmente, bem como a instrumentação para leitura dos deslocamentos.

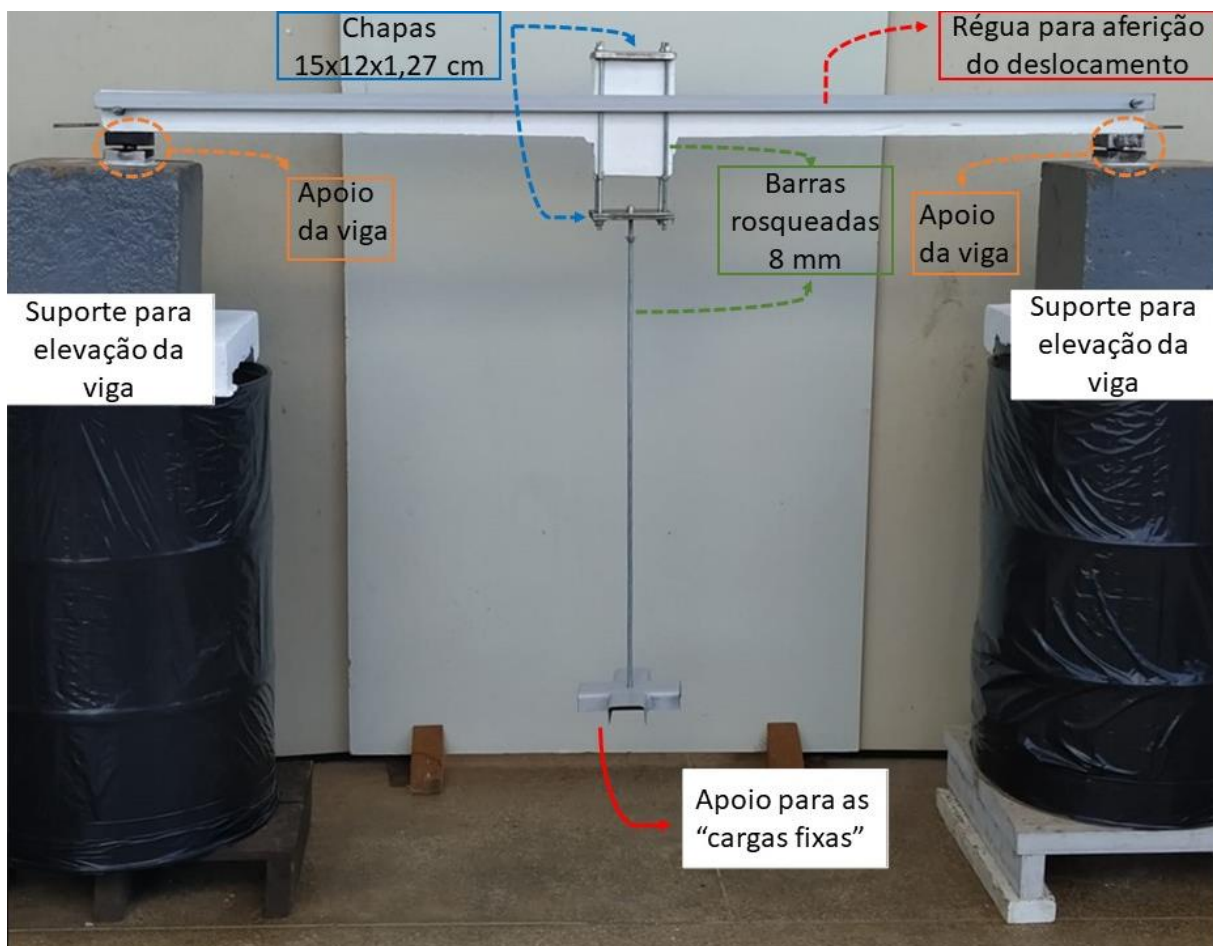


Figura 30 - Esquema geral de apoios e de aplicação das cargas.

A Figura 30 detalha como foi instalado o aparato de sustentação de carga na viga, sendo que foi fixado na parte superior do console uma chapa metálica de 12,7 mm

de espessura, comprimento de 15 cm e largura de 12 cm, possuindo 4 furos de 9 mm de diâmetro nas extremidades. Uma chapa com as mesmas dimensões foi instalada embaixo do console, realizando a ligação entre as duas por meio de barras rosqueáveis de 8 mm de diâmetro. No centro da chapa inferior foi realizado um furo, também de 9 mm, onde foi colocada outra barra rosqueada, de mesmo diâmetro, com comprimento aproximado de 1 metro. No fim da barra rosqueada de 1 m foi posicionado um apoio, onde eram inseridas as “cargas fixas”. Em todo o ensaio foram utilizados três tipos de “cargas fixas”, como apresentado na Figura 31, sendo: a) cargas com média de 13,68 kgf e desvio padrão de 0,51 kgf; b) duas “meia luas” somando 6,52 kgf; c) cargas de 25 kgf.

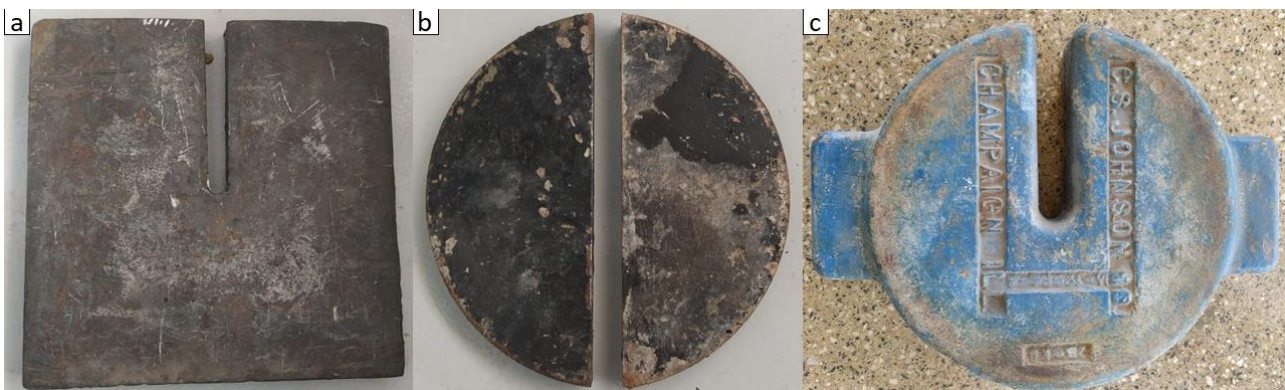


Figura 31 – “Elementos de cargas” utilizadas no ensaio, sendo: a) cargas fixas com média de 13,68 kgf e desvio padrão de 0,51 kgf; b) Cargas fixa em formato de meia lua com de 6,52 kgf cada par; c) carga fixa de 25 kgf.

Como a aplicação das “cargas fixas” ocasionava um deslocamento no eixo y da viga, esta necessitava de apoios (Figura 32) que permitissem tal locomoção. Desta maneira, cada apoio da viga foi instalado sobre rótulas. Cada rótula consistia em duas chapas de 25,4 mm de espessura com seção de 7x7 cm, com uma esfera de 25,4 mm de diâmetro entre as chapas na rótula 1 e duas esferas na rótula 2 (impedindo um tombamento lateral da viga). Para a fabricação das rótulas, as esferas foram colocadas entre as chapas e, com o auxílio da prensa hidráulica, foram produzidas as cavas para permitir a deflexão da viga através de esforço mecânico. A Figura 32 apresenta em: a) a viga apoiada sobre as duas rótulas e o eixo cartesiano; b) a rótula 1, com face no plano yz , apresentando a possível rotação da rótula; e, em c) a rótula 2, com face no plano yx , onde mostra a rotação permitida e a rotação impedida da rótula devido à presença das duas esferas.

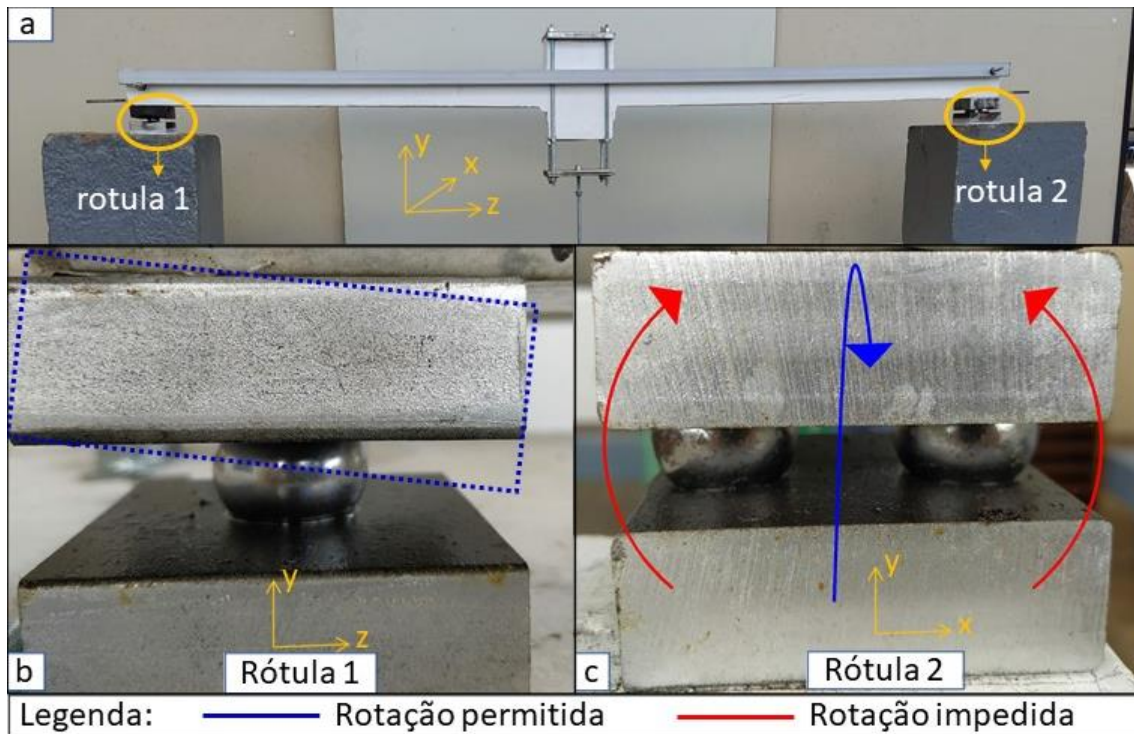


Figura 32 - Esquema geral do funcionamento das rótulas, sendo: a) posicionamento da viga sobre as rótulas e detalhe do eixo cartesiano; b) rótula 1 com sua possível rotação; c) rótula 2 mostrando o movimento permitido da rotação e o movimento impedido, o qual evita o tombamento lateral.

Observando ainda a Figura 32-a), vale salientar que as regiões de contato entre as rótulas e o apoio de concreto e entre a rótula 1 e a viga foram colados, impedindo qualquer movimentação. Apenas o contato entre a rótula 2 e a viga não foram colados, permitindo assim a movimentação da viga no eixo z. Para o bom funcionamento das rótulas, foi utilizado periodicamente óleo desengripante para mantê-las sempre lubrificadas. O comprimento livre da viga considerado para os ensaios foi de 1,90 metros (desconsiderando 5 cm de cada lado devido ao apoio nas rótulas).

Para medir os deslocamentos das vigas (Figura 33), primeiramente foram pinadas na viga de concreto, na região sobre as rótulas (2 pinos por viga, fixados na mesma face), barras rosqueadas de 6,3 mm de diâmetro, deixando uma extremidade da barra rosqueada para fora do concreto em aproximadamente 10 cm. Na sequência, foram empregadas régua metálicas¹⁵ de 2,0 m de comprimento, sendo que um lado da régua foi apoiado sobre o pino e o outro foi fixado no pino (Figura 33 (b, d)), criando uma situação de apoio pinado-rolé. Desta maneira, conforme a viga sofria deslocamentos a régua continuava em nível, servindo como referência do deslocamento inicial (Figura 34).

¹⁵ Barra retangular tubular de dimensões de 20x40 mm e espessura de parede de 1,5 mm.

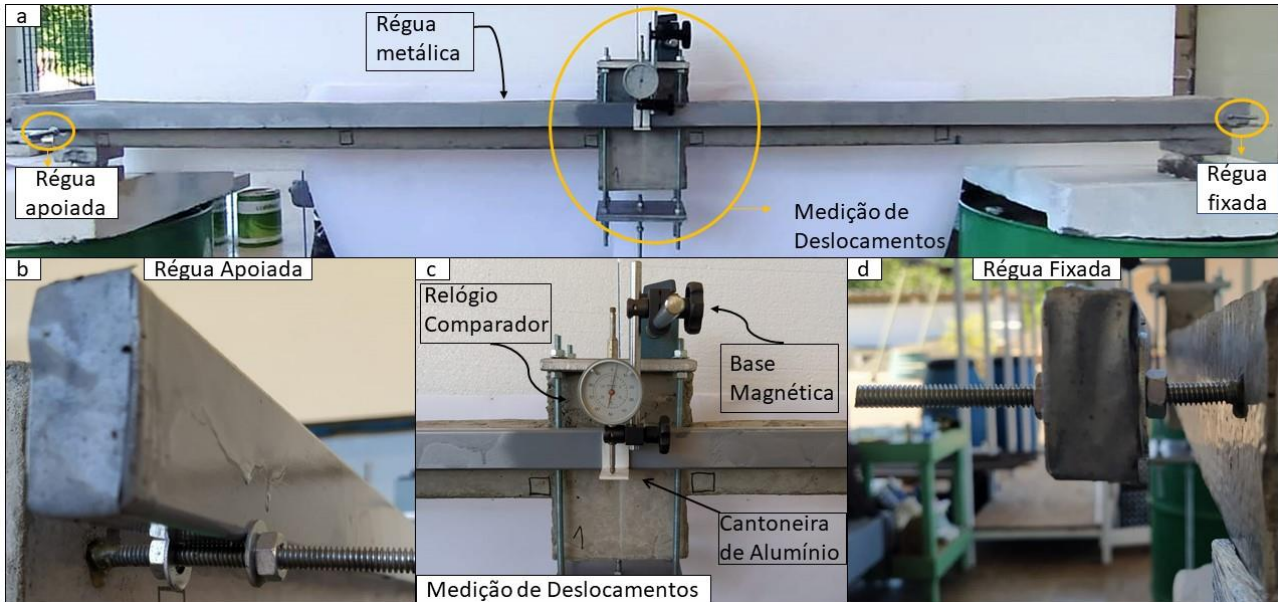


Figura 33 - Esquema geral da medição dos deslocamentos da viga, sendo: a) posicionamento da régua metálica nos pinos e do relógio comparador na base metálica; b) régua apoiada sobre o pino, com arruelas para impedir o deslocamento lateral; c) instalação da base magnética, relógio comparador e cantoneira de alumínio; d) régua fixada no pino com arruelas para impedir o deslocamento lateral.

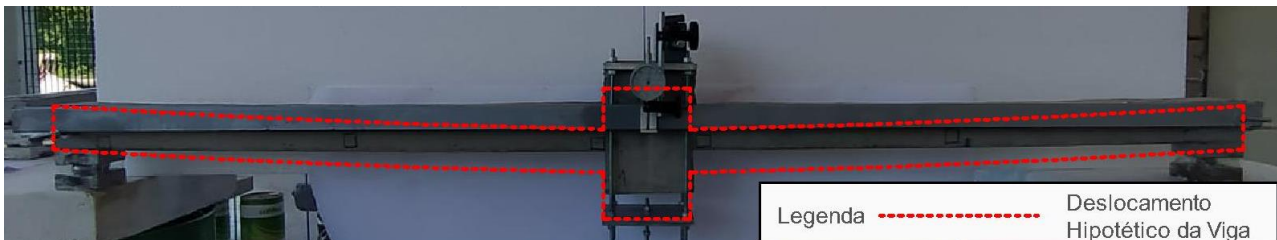


Figura 34 – Deslocamento hipotético da viga ocasionado pelo carregamento aplicado com régua metálica como referência do deslocamento inicial.

Para medir esses deslocamentos, foi acoplado uma base magnética na chapa metálica que estava fixada sobre o console da viga. Na base magnética, foi preso um relógio comparador, onde sua ponta estava apoiada em uma cantoneira de alumínio que foi colada no centro da régua (Figura 33 (c)). Assim, com o carregamento imposto pelas “cargas fixas” atuante na viga, o relógio comparador mede o deslocamento da viga em relação à régua¹⁶.

¹⁶ Na coleta dos dados de deslocamentos, não foram consideradas as possíveis dilatações da régua devido a variação da temperatura.

5.2 ENSAIOS NAS VIGAS

Neste tópico serão apresentados os ensaios que foram realizados nas vigas de concreto armado instrumentadas (o ensaio monossinal com impacto, o ensaio de longa duração e o ensaio monossinal com corrosão e com impacto). Os testes foram conduzidos em local coberto, porém com laterais abertas, não tendo controle de temperatura, umidade do ar e ventilação no ambiente experimental (a escolha se deve pela possibilidade de contaminação dos demais equipamentos laboratório por íons cloreto caso ocorresse em local fechado).

5.2.1 Ensaio Monossinal com Impacto

O primeiro teste realizado nas vigas foi o monossinal com impacto, com a viga na idade de 54 dias (sendo a idade de 0 dias como a concretagem das vigas). Este ensaio foi adaptado de Flórez-López, Marante e Picón (2015), utilizando-se carga imposta em detrimento ao deslocamento. O ensaio consistiu em realizar aplicações de carregamentos incrementais seguidos de descarregamentos totais, como mostra a Figura 35. Para cada ciclo foi padronizado um tempo de 45 segundos. O processo foi interrompido quando a fissuração começou a atingir, além da parte tracionada, a região comprimida da viga, realizando um total de 15 aplicações de carga (ciclos de carregamento e descarregamento). Neste ensaio foram utilizadas apenas as cargas da Figura 31-a) (carga de aproximadamente 13,68 kgf com desvio padrão de 0,51 kgf).

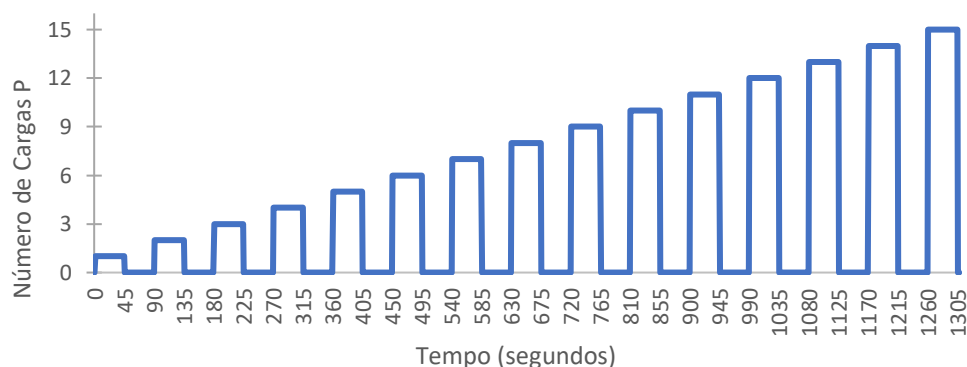


Figura 35 – Gráfico de carga *versus* tempo do ciclo incremental utilizado no ensaio monossinal.

Para o processo de carga/descarga foi utilizado uma plataforma hidráulica. Para o descarregamento, foi necessário elevar a plataforma até o ponto em que o parafuso da barra rosqueada de 1 m não descarregasse mais carga na chapa metálica, como é

apresentado na Figura 36. Para seguir com o ciclo incremental, foi inserida uma nova carga sobre a carga anterior antes de baixar a plataforma. Para facilitar a visualização da abertura de fissuras, a viga foi pintada de branco. Para o controle do deslocamento da viga, foi utilizado um LVDT e um relógio comparador digital, ambos com precisão de milésimos de milímetros. Com este ensaio, foi possível determinar o momento plástico (M_p) e os níveis de danificação, servindo para determinar as cargas utilizadas no ensaio de longa duração. Ressalta-se que este ensaio foi denominado de monossinal com impacto devido a sua forma de aplicar o carregamento.

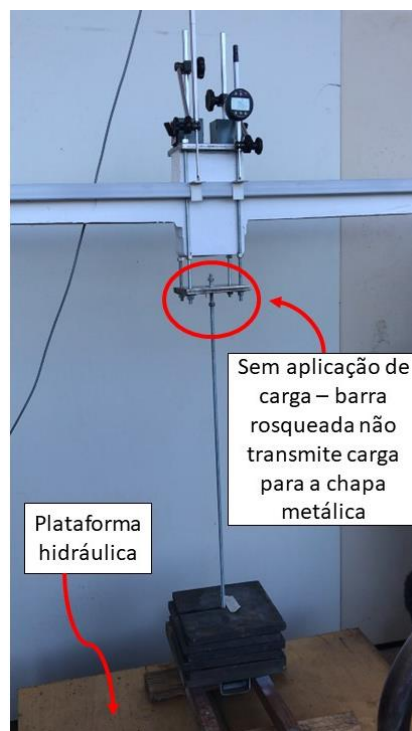


Figura 36 - Processo de descarga durante o ensaio monossinal com impacto, a paleteira está levantada de modo que a barra rosqueada não transmite carga para a chapa metálica inferior.

5.2.2 Ensaio de Longa Duração

O ensaio de longa duração consistiu em analisar o comportamento (deslocamentos e abertura de fissuras) das vigas quando submetidas apenas a carregamentos mecânico (referência) comparado com vigas sob ação de carregamentos mecânico e corrosão (degradada). Assim, as 6 vigas selecionadas para este estudo foram separadas em pares (1 referência e 1 degradada), aplicando três níveis de carregamentos distintos em cada um dos pares. Os carregamentos só foram definidos após o ensaio monossinal com impacto, sendo empregado um carregamento com dano mecânico e dois

carregamentos com dano mecânico e plastificação, estando as cargas apresentadas na Tabela 9. Desta maneira, as vigas com a primeira carga foram denominadas de vc 1 s/c (Viga Carga 1 Sem Corrosão) e vc 1 c/c (Viga Carga 1 Com Corrosão), seguindo a mesma nomenclatura para as vigas com carga 2 e 3.

Tabela 9 – Cargas utilizadas no ensaio de longa duração

Nomenclatura	Descrição	Carga adotada para o dano mecânico (Kgf)*
vc 1 s/c	Viga Carga 1 Sem Corrosão	41,14
vc 1 c/c	Viga Carga 1 Com Corrosão	41,15
vc 2 s/c	Viga Carga 2 Sem Corrosão	69,53
vc 2 c/c	Viga Carga 2 Com Corrosão	69,55
vc 3 s/c	Viga Carga 3 Sem Corrosão	113,68
vc 3 c/c	Viga Carga 3 Com Corrosão	113,54

* Os carregamentos sofrem uma pequena alteração devido a disponibilidade das “cargas fixas”.

O posicionamento das vigas foi realizado conforme a Figura 37, onde as vigas degradadas foram posicionadas mais distantes das vigas referência para evitar contaminação nos momentos de aspersão de NaCl. Entretanto, devido a limitada disponibilidade de espaço físico no ambiente laboratorial, a vc 1 c/c foi posicionada ao lado da vc 1 s/c, sendo esta última isolada com uma lona nos momentos de aspersão para evitar contaminação. As vigas sujeitas à ação de cloretos não foram pintadas de branco, visto que a pintura poderia ser uma barreira para o ingresso de íons cloreto.

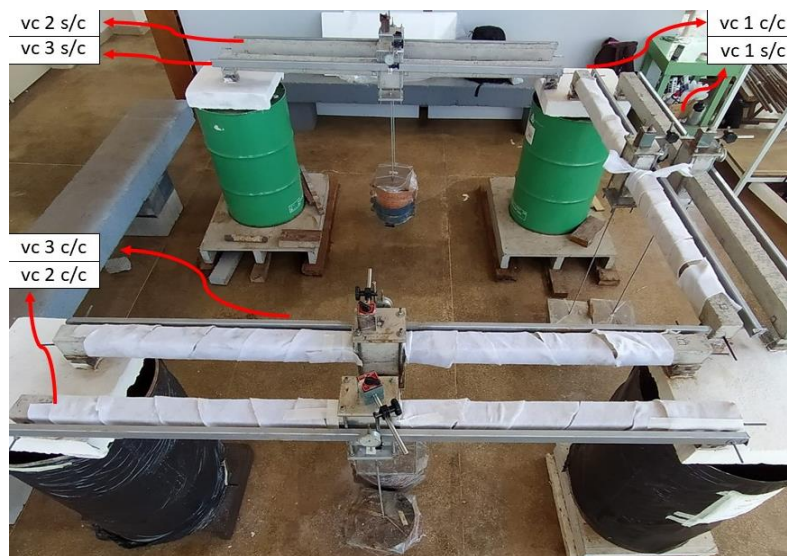


Figura 37 - Arranjo das vigas durante o ensaio de longa duração.

Nos ensaios de longa duração, diferentemente do ensaio monossinal com impacto, o carregamento total de cada estrutura foi aplicado em uma única etapa, sendo

realizados na idade de 95 dias. Neste procedimento, foi aferido o deslocamento da viga 45 segundos após a aplicação da carga, e ainda foram tomadas leituras a cada 30 minutos ao longo do dia.

De acordo com a revisão de literatura, estruturas sujeitas a ciclos de molhagem e secagem corroem a taxas mais rápidas do que outras estruturas (ABABNEH; SHEBAN, 2011; DU; CULLEN; LI, 2013; FU *et al.*, 2017). Para isso, foram preparadas soluções de NaCl com concentração de 3,5% (massa/volume, correspondendo a 2,1% de cl^-), para aspersão na parte inferior da viga com o auxílio de um borrifador (Figuras 38 e 39).



Figura 38 – Aspersão de solução de NaCl a 3,5% na viga enrolada com membrana geotêxtil.

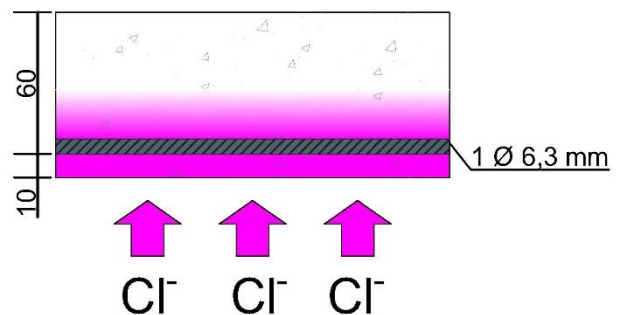


Figura 39 - Esquema da aspersão de solução com NaCl (cotas em mm).

Para as vigas permanecerem úmidas por mais tempo, cada estrutura foi enrolada em uma membrana geotêxtil. Como o processo de aspersão era realizado 3 vezes por semana, era possível conseguir períodos secos e molhados. Para cada viga, todo processo de aspersão continha aproximadamente 10,5 gramas de NaCl (6,3 gramas de íons cloreto). Em todas as datas de aspersão, eram aferidos os deslocamentos das vigas¹⁷. O processo de aspersão de NaCl para a degradação da armadura começou na idade de 112 dias, e, conforme a Figura 40, pode-se observar pela coloração da membrana geotêxtil, que a solução de cloretos após ser aspergida na parte inferior da viga foi absorvida pela estrutura e começou a aparecer na lateral da mesma. As cotas presentes na Figura 40, em mm, mostram aproximadamente a altura úmida presente na estrutura, salientando que esta imagem foi registrada pouco tempo após o processo de aspersão.

¹⁷ Das idades de 147 até 159 dias não foram tomadas leituras de deslocamento. Entretanto, o processo de degradação continuou.

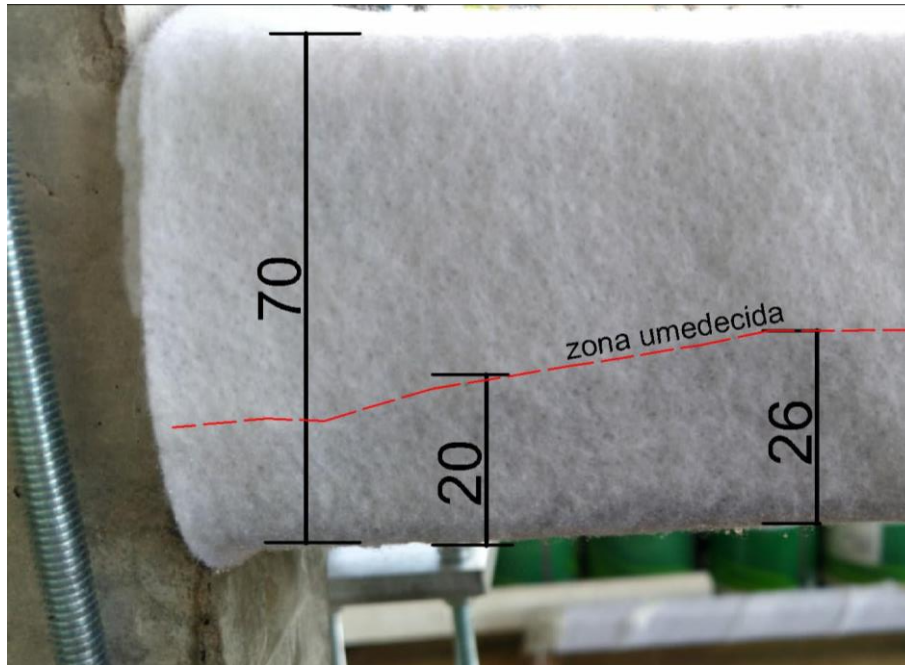


Figura 40 – Zona de umedecimento da viga após processo de aspersão com solução de NaCl.

A Figura 41 apresenta a estrutura vc 1 c/c 20 dias após o início do processo de degradação (132 dias de idade). Nota-se a alteração de coloração da estrutura no console, devido à presença de umidade no concreto, e ressalva-se que a última aspersão havia sido realizada 2 dias antes (130 dias de idade). Assim, pode-se observar que a estrutura estava mantendo a umidade devido a membrana geotêxtil envolta. Essa constatação é reiterada na idade de 140 dias (28 dias após o início do processo de degradação), sendo o primeiro dia em que a membrana geotêxtil foi retirada após o início das aspersões (Figura 42).

Verifica-se a alta umidade presente na estrutura, sendo possível visualizar a alteração de coloração em praticamente toda a altura da viga. Desta maneira, com as informações das Figuras 40, 41 e 42, pode-se assumir que os íons cloretos chegaram até a armadura desde o primeiro dia do processo de degradação. Nota-se também que, como apresentado nas Figuras 41 e 42, a umidade chega até a região do console, então isso demonstra que a solução de NaCl está subindo por capilaridade pela viga de concreto e não pela membrana geotêxtil, visto que se estivesse subindo por capilaridade pela membrana geotêxtil, não teria umidade na região do console.



Figura 41 – Viga degradada apresentando umidade na região do console antes do processo de aspersão.



Figura 42 – Viga degradada com umidade após a retirada da membrana geotêxtil.

O processo de aspersão de NaCl iniciou na idade de 112 dias e foi até a idade de 202 dias. Da idade de 203 dias até a idade de 370 dias não foi permitido acesso aos experimentos, devido ao *lockdown* do período pandêmico. A partir da idade de 371 dias foi permitida a volta aos experimentos, entretanto, com restrições. Assim, a partir da idade de 371 dias, foi retornado o processo de molhagem das vigas, entretanto, como havia restrições a algumas áreas do laboratório, não era possível montar várias soluções de NaCl para borrifar nas vigas, assim foi optado por molhar as vigas apenas com água.

Outro ponto que corroborou para a tomada de decisão de apenas molhar as vigas é que até aquele momento havia indícios de que o processo corrosivo da armadura havia começado, e como a solução de NaCl tem função de despassivar e quem gera o processo de oxidação é a água e o oxigênio, foi continuado o processo desta maneira. Considerando todo o processo de degradação, as vigas ficaram submetidas ao processo corrosivo da idade de 112 dias até a idade de 449 dias, ou seja, 337 dias (11 meses e 1 dia), lembrando que por 5 meses e meio não foi realizado o processo de degradação, devido ao *lockdown* do período pandêmico.

Devido a possibilidade da contaminação por íons cloreto, o trecho de armadura exposta no fim de cada viga, as “cargas fixas”, as rótulas e as bases magnéticas foram enroladas com papel filme, protegendo assim de uma possível deterioração. Nas partes em que não foi possível utilizar papel filme, como entre a régua metálica e os pinos, foi realizado constante lubrificação das peças com óleo desengripante. Além disso, toda a campanha metodológica deste trabalho (ensaios monossinais com impacto e ensaios de

longa duração) foi desenvolvida com “cargas fixas” (não utilizando atuadores mecânicos) devido ao risco de contaminação no ensaio de longa duração.

Para a determinação do dano mecânico das vigas, a cada 15 dias foi realizado um processo de descarga, que consistia em, com o auxílio da plataforma hidráulica, retirar toda a carga da viga por 45 segundos, realizando o carregamento, com a mesma carga, após esse mesmo período. Nos dias da descarga, foram tomadas leituras iniciais (antes da descarga), leituras com 45 segundos após o descarregamento, leituras 45 segundos após o recarregamento e leituras durante o restante do dia a cada 30 minutos. Ao todo foram realizadas 8 descargas, nas idades de 140, 161, 178 e 189 dias, antes do *lockdown* do período pandêmico, e nas idades de 378, 392, 406 e 420 dias após o período de *lockdown*.

Na ausência de um equipamento para determinação do i_{corr} , foram tomadas leituras de E_{corr} , para acompanhar o potencial de corrosão das vigas degradadas. Para cada viga foram determinados 6 pontos de coleta de dados (Figura 43), sendo um ponto próximo aos apoios, um na metade da distância do apoio até o console e o último ao lado do console, sendo tomadas 8 leituras por ponto logo após cada processo da descarga. A leitura consistia em, com o auxílio de um multímetro (Figura 44) e de um eletrodo de referência (Figura 45), medir a diferença de potencial (DDP) entre a parte exposta da armadura com pontos pré-definidos da viga de concreto armado (Figura 43). O multímetro (Figura 44) utilizado é da marca Politerm e modelo POL-41, e o eletrodo (Figura 45) é de sulfato de cobre, desenvolvido por Rupolo e Salgado (2019).

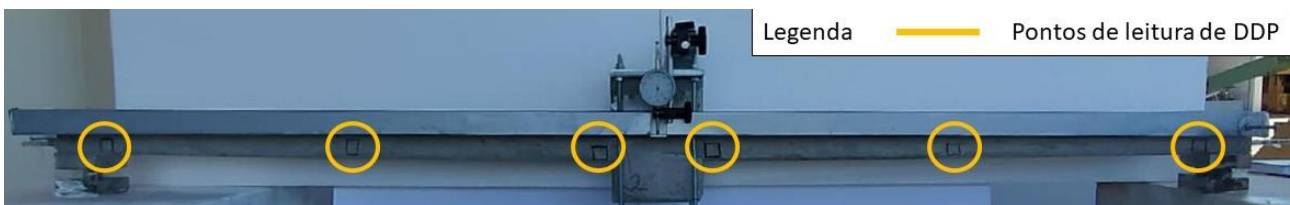


Figura 43 – Pontos de leitura de potencial de corrosão nas vigas.



Figura 44 – Multímetro utilizado nas leituras



Figura 45 – Eletrodo de referência

Por fim, foi realizado um mapeamento dos comprimentos e das aberturas das fissuras nas vigas degradadas e referência, tanto na parte inferior quanto nas laterais. Esse mapeamento aconteceu na idade de 371 e 441 dias, respectivamente na volta do período pandêmico e após ao último procedimento de descarga realizada nas vigas. Essas datas foram escolhidas em função do grau de degradação das vigas em análise. Para efetuar essa aferição, foi utilizado um fissurometro, com graduações de fissura conforme a Figura 46, e para o comprimento das fissuras foi utilizado a régua presente no próprio fissurometro. Para as fissuras que tinham variação de abertura ao longo da mesma (como nas fissuras das laterais da viga, por exemplo), foi adotado o maior valor da abertura.

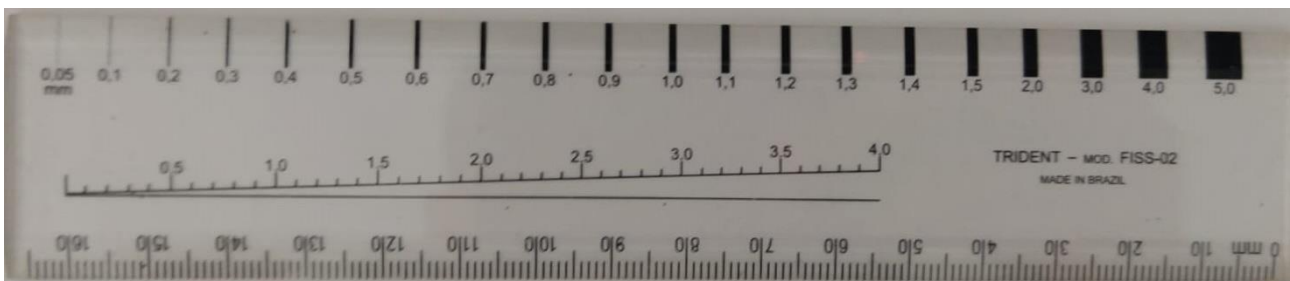


Figura 46 – Fissurometro empregado nas medições de fissuras.

5.2.3 Ensaio Monossinal com Impacto e com Corrosão

O ensaio monossinal com impacto e com corrosão (monossinal c/c) consistiu em realizar o teste especificado no item 5.2.1. Porém, a diferença é que essa viga estava submetida a mesma degradação por cloretos que as vigas do ensaio de longa

duração. Assim, com esse ensaio pode ser verificado o início da corrosão para uma viga sem dano mecânico. Este ensaio foi realizado na idade de 448 dias.

Para que a viga não sofresse dano mecânico no período de degradação, foi apoiada em suas extremidades e na base do console por todo o tempo de aspersão de cloretos. Também, nessa viga em específico, foi aspergida a solução de NaCl também no período pós lockdown, das idades de 371 a 420 dias.

5.3 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DAS VIGAS APÓS OS ENSAIOS

Após a finalização dos ensaios de longa duração e do ensaio monossinal com degradação, foi necessário determinar a integridade do aço, os pontos e as profundidades dos pites nas barras, bem como verificar se não houve corrosão por carbonatação devido ao processo de molhagem/secagem nas vigas.

Desta maneira foi necessário extrair das vigas as armaduras e algumas amostras de concreto. Assim, primeiramente as vigas foram cortadas com uma serra de mão (serra mármore) nos locais indicados na Figura 47 (a), sendo que o primeiro corte deixou a viga com seção constante e o segundo corte a dividiu em duas partes. Posteriormente, cada trecho de viga foi levado a prensa universal (Figura 47 (b)), onde foi realizado um incremento de carga com o intuito de abrir cada trecho de viga no meio (Figura 47 (c)). Após esse procedimento, os vergalhões de aço foram retirados das vigas de concreto.

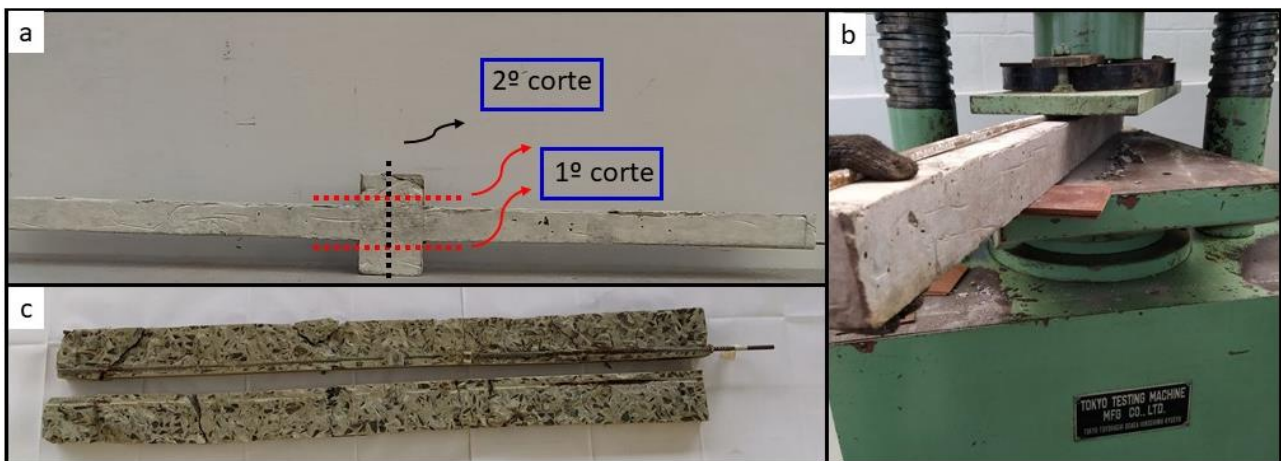


Figura 47 – Abertura das vigas para retirada das amostras de aço e concreto, sendo: a) pontos de corte da viga; b) abertura das vigas na prensa hidráulica; c) viga aberta.

Com as vigas de concreto abertas e com os vergalhões retirados, foi realizado um ensaio em amostras de concreto para determinar se houve carbonatação do concreto, tanto nas vigas degradadas (devido ao processo de molhagem/secagem) quanto nas vigas referência (devido a exposição ao tempo). Para isso, foi aspergido em amostras de concreto uma solução de fenolftaleína a 1%, de modo a visualizar as áreas carbonatadas e não carbonatadas dos concretos por meio de diferenciação de pH da área carbonatada. Assim, foram coletadas para o ensaio 4 amostras de concreto por viga, sendo 2 próximas ao console e duas próximas aos apoios, e cada amostra selecionada foi aberta com o auxílio de um martelo e um formão, seguido de aspensão da solução de fenolftaleína a 1%. Caso a profundidade de carbonatação fosse superior a 10 mm, significaria que a carbonatação poderia ter atingido a armadura, visto que esse foi o cobrimento adotado na face inferior da viga.

Para começar analisar as barras, foi necessário dividi-las em mais partes. Desta maneira, a armadura de cada viga foi dividida em 4 trechos, denominadas de “A” até “D”, sendo a letra “A” a extremidade esquerda¹⁸ e a letra “D” a extremidade direita, conforme a Figura 48.

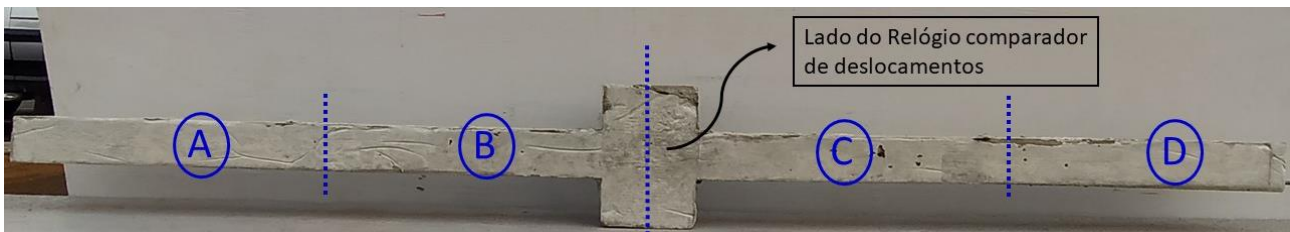


Figura 48 – Divisões e nomenclaturas das armaduras de cada viga.

Antes de determinar a profundidade dos pites, foi necessário a limpeza das barras. Para isso, primeiro foram retirados os resíduos de concreto presos nas barras, com a posterior imersão em uma solução de ácido acético 6% por 30 minutos, seguido de limpeza com água e enxugadas com pano limpo. Posteriormente, foi utilizado a escova circular de aço do equipamento moto esmeril (Figura 49) para finalizar a limpeza das barras. Após esse procedimento, as barras foram enroladas em plástico filme para evitar a oxidação das mesmas.

¹⁸ Foi arbitrado que o lado de referência de cada viga era onde se encontrava o relógio comparador de deslocamentos.

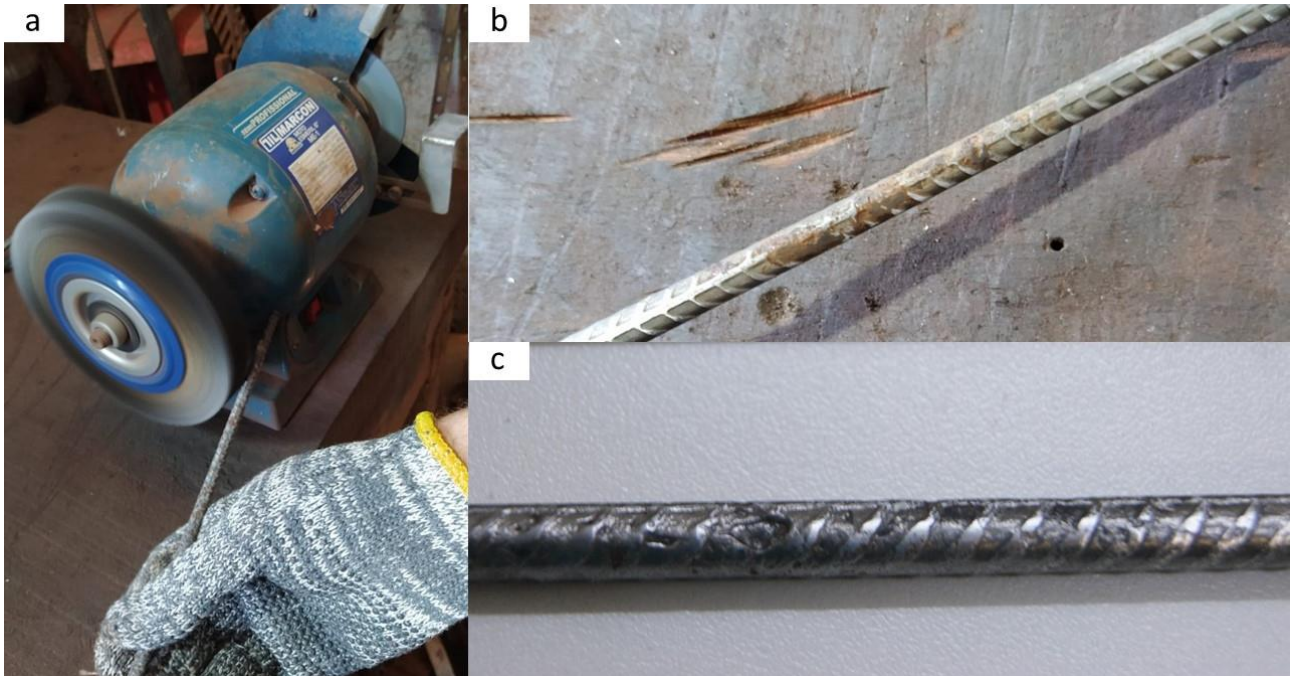


Figura 49 – Processo de limpeza das barras, sendo: a) limpeza com a escova de aço do moto esmeril; b) barra antes da limpeza no moto esmeril; c) barra após a limpeza.

Para determinar a profundidade dos pites, primeiramente foi realizado uma análise visual das barras, marcando as faixas de intervalo que possuíam pites. Posteriormente, as barras foram enviadas para um laboratório de metrologia, onde foi possível determinar a profundidade dos pites nas regiões próximas aos consoles. Também, de acordo com a NBR 7480 (ABNT, 2007), o diâmetro da barra não é determinado necessariamente por seu diâmetro nominal, mas sim por sua massa por metro linear. Desta maneira, além da profundidade dos pites, foi aferido também o diâmetro das barras. Assim, com a profundidade do pite e o diâmetro das barras, foi possível determinar o nível de corrosão em *cor*, proposto por Brant (2020) na Equação 53, e pelas Equações 54 e 55 foi determinada a taxa de corrosão por perda de massa (apresentadas no item 4.2.1)

Por fim, necessitava-se determinar as propriedades mecânicas das barras degradadas e não degradadas. Desta maneira, as barras das vigas degradadas dos trechos B e C, bem como 9 trechos de barras de vigas referência, foram submetidas ao ensaio de tração na prensa universal, conforme Figura 50.



Figura 50 – Barra rompida após o ensaio de tração.

A determinação dos trechos ensaiados bem como os resultados dos ensaios encontra-se no Apêndice E (das Figuras 100 até 106).

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados do trabalho obtidos nos ensaios monossinais com impacto s/c e c/c e nos ensaios de longa duração. Assim, primeiro será analisado o processo corrosivo nas vigas e seus efeitos, como o aumento do comprimento e da abertura das fissuras. Também, será explorado o ensaio monossinal com impacto s/c e c/c, bem como também as descargas dos ensaios de longa duração.

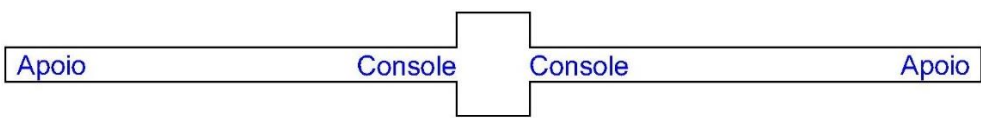
6.1 PROCESSO CORROSIVO NAS VIGAS

Neste tópico será abordado se houve corrosão por carbonatação no concreto e sua respectiva profundidade, as leituras de potencial de corrosão, as medidas para determinar a taxa de corrosão das vigas, a análise das leituras das fissuras nas vigas e as áreas superficiais de corrosão.

6.1.1 Análise da Corrosão por Carbonatação

A Tabela 10 apresenta os valores da profundidade de carbonatação de cada viga de concreto.

Tabela 10 – Profundidades de carbonatação nas amostras

Descrição				
	Esquerda		Direita	
	Apoio (mm)	Console (mm)	Apoio (mm)	Console (mm)
vc 1 s/c	6,67	10,39	9,11	9,78
vc 2 s/c	8,06	6,36	6	5,11
vc 3 s/c	6,08	7,19	6,94	9,75
vc 1 c/c	5,37	4,12	7,4	10,2
vc 2 c/c	7	11,73	6,8	15,4
vc 3 c/c	3,9	15,71	3,64	10,3
v monossinal c/c	4,3	5,72	5,34	5,93

Observando a Tabela 10, verifica-se que nas vigas v1 s/c, v1 c/c, v2 c/c e v3 c/c tiveram pelo menos uma amostra que a profundidade de carbonatação foi superior ao limite especificado. Entretanto, foi percebido no decorrer do ensaio que os pontos que

tiveram profundidade de carbonatação superior a 10 mm eram de amostras de concreto que possuíam fissura na viga devido ao carregamento imposto, e no processo de abrir a amostra com o martelo e o formão, a mesma abria onde já havia uma fissura inicial na viga. Por já existir uma fissura, aquele ponto foi carbonatado devido ao ingresso de CO_2 . Esse fato foi verificado na amostra console lado esquerdo da vc 3 c/c, onde foi verificada a profundidade de 15,71 mm, e, ao fissurar novamente a amostra e aspergir a solução de fenolftaleína, foi aferida a medida de 4,11 mm (Figura 51). Portanto, foi constatado que as profundidades de carbonatação superiores a 10 mm eram de amostras que já possuíam uma fissura inicial da viga e, por este motivo, já estavam carbonatadas.

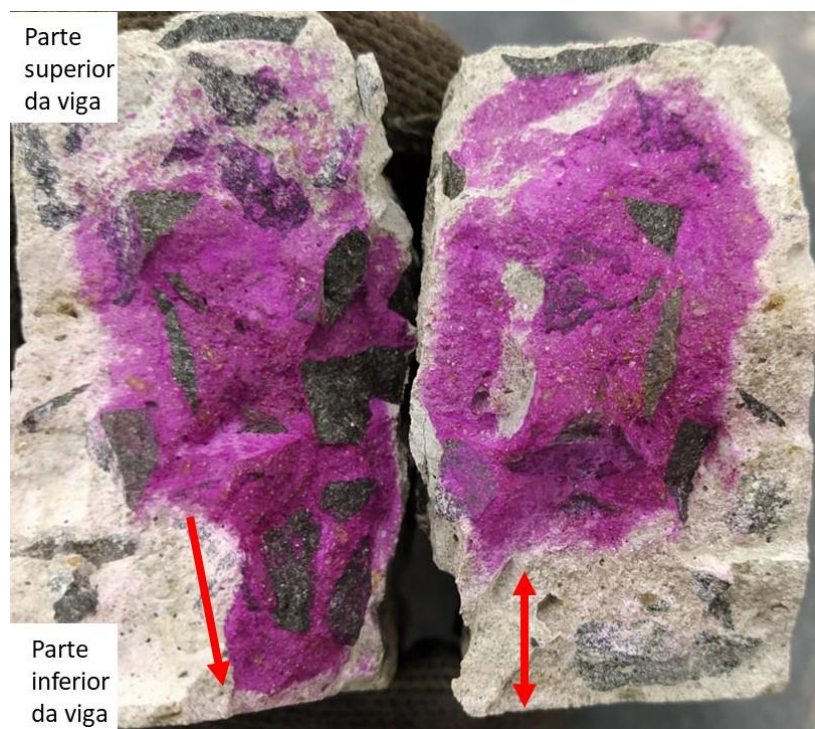


Figura 51 – Diferença de profundidade de carbonatação das vigas que possuíam fissura devido ao carregamento mecânico.

6.1.2 Iniciação da Corrosão e Leituras de Potencial de Corrosão

Para despassivar a armadura de uma estrutura de 1 m^3 e iniciar o processo corrosivo, é necessário cerca de 0,9 a 1,2 kg de cloretos (BENTUR; DIAMOND; BERKE, 1997). Assim, conforme os volumes das vigas apresentadas na Tabela 22 (Apêndice F), as mesmas possuem volume aproximado de $0,012 \text{ m}^3$, necessitando entre 10,8 gramas e 14,4 gramas de cloretos para despassivar a armadura da viga. Como cada processo de aspersão possuía 6,3 gramas de cloretos, estima-se que em 2 ou 3 aspersões,

considerando a perda de solução durante cada processo, teria a quantidade necessária para despassivar a armadura e iniciar o processo corrosivo.

Durante o processo de aspersão de NaCl, as vigas degradadas permaneciam com a membrana geotêxtil. A primeira idade em que as membranas foram retiradas após o início do processo de aspersão foi na idade de 140 dias, sendo realizado 10 processos até esta idade. Como pode ser observado nas Figuras 52 e 53, respectivamente as vigas vc 2 c/c e vc 3 c/c na idade de 140 dias, foram percebidos pontos de ferrugem na parte inferior delas. Como a ferrugem é a última reação química do processo corrosivo, essas informações corroboram para que o processo corrosivo nas estruturas tenha começado.



Figura 52 – ponto de ferrugem na vc 2 c/c próxima ao console, aos 140 dias de idade



Figura 53 - ponto de ferrugem na vc 3 c/c na junta do console, aos 140 dias de idade

Para aferir o potencial de corrosão das estruturas, foram tomadas 8 leituras em cada uma das 3 vigas degradadas que estavam no ensaio de longa duração. As Figuras 54, 55 e 56 apresentam, respectivamente, as leituras de potencial de corrosão nas vigas vc 1 c/c, vc 2 c/c e vc 3 c/c. Em cada uma das vigas foram demarcados 6 pontos de medição, sendo apresentadas da esquerda¹⁹ para a direita, onde o valor de 0,1 é a ponto mais próximo ao apoio do lado esquerdo, e 1,9 é o ponto mais próximo ao apoio do lado direito, com os valores próximo de 1 sendo na região central (console da viga) e os pontos próximos a 0,55 e 1,45 os pontos intermediários.

¹⁹ Lembrando que o lado da viga que estava o relógio comparador de deslocamentos é o lado que foi arbitrado para definir a direita e esquerda da viga.

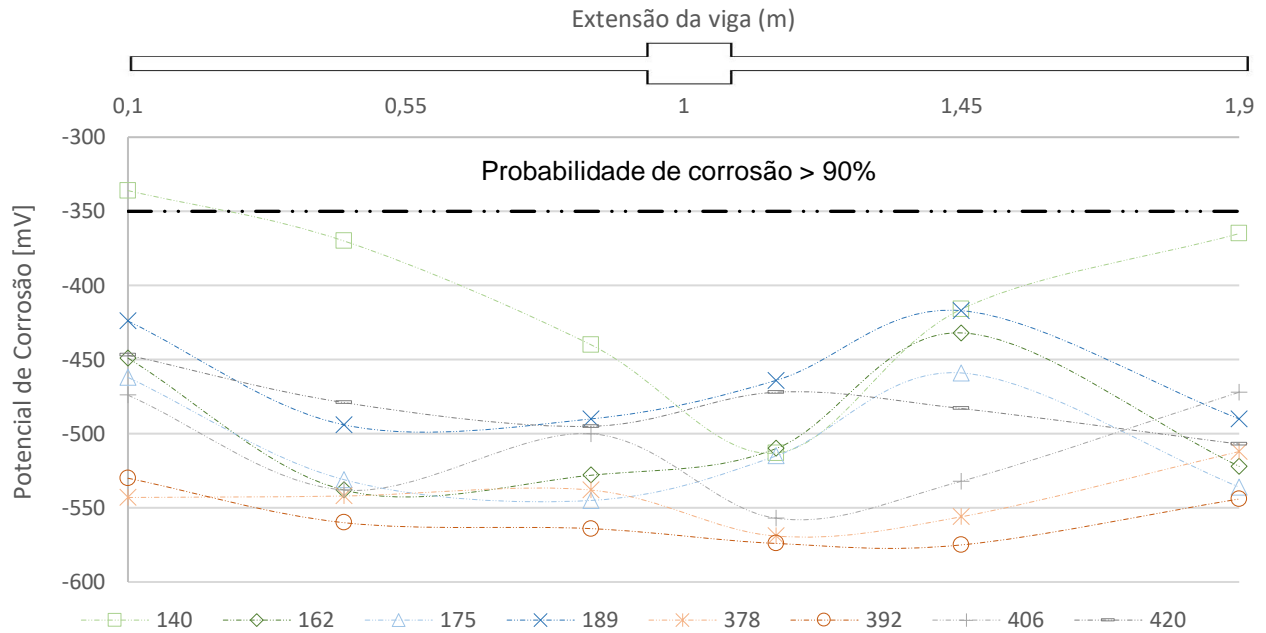


Figura 54 – Potencial de Corrosão na extensão da vc 1 c/c em função da idade de medição.

Na Figura 54 pode-se observar que só uma leitura foi inferior a probabilidade de corrosão de -350 mV, sendo na primeira idade de leitura e próximo ao apoio esquerdo, ou seja, apenas essa leitura possui uma probabilidade incerta de haver corrosão, com todas as demais leituras possuindo uma probabilidade superior a 90% de haver corrosão (ASTM C876-15, 2015). Outro ponto a ressaltar é que, como apresentado por Medeiros *et. al.* (2017), quanto maior o cobrimento do concreto, menos eletronegativa são as leituras. Assim, o cobrimento de concreto da lateral da viga de aproximadamente 3 cm (visto que as medições eram realizadas pela lateral e não pela parte inferior) pode ter deixado as leituras mais eletropositivas, e, se o cobrimento fosse menor, este ponto supracitado poderia estar classificado como alta probabilidade de haver corrosão.

Na idade de 140 dias na vc 1 c/c, observa-se uma tendência de as leituras mais eletronegativas estarem na região central da viga, onde possui um maior momento atuante. Nas demais leituras não se observa o mesmo padrão nos valores de probabilidade de corrosão.

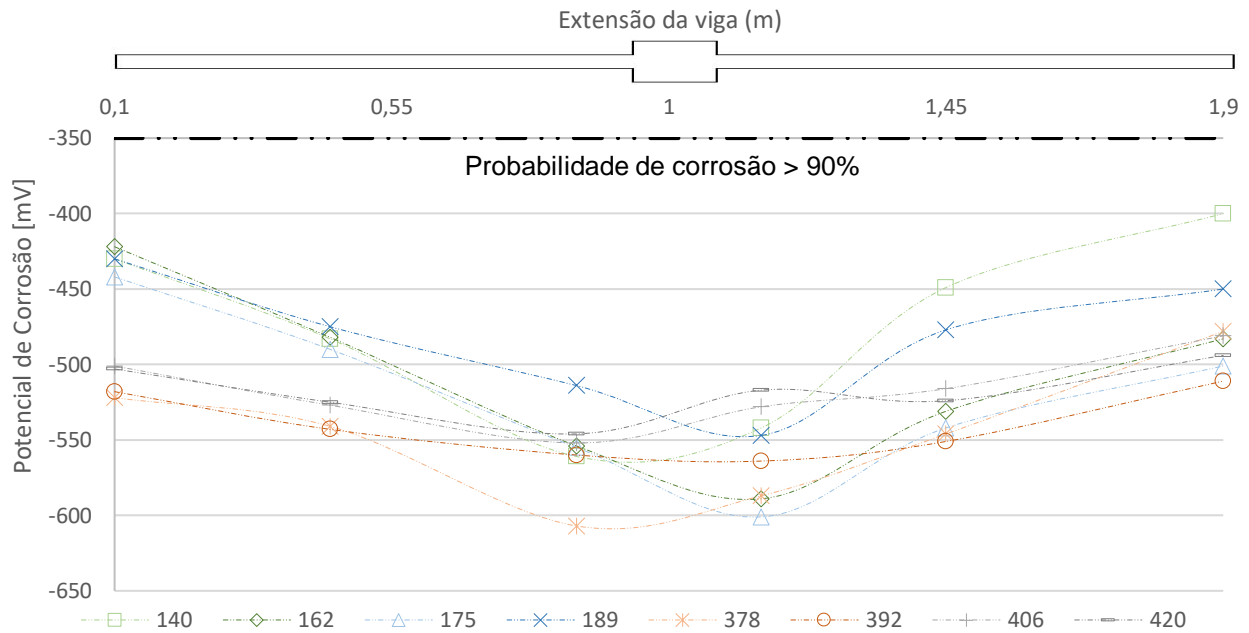


Figura 55 – Potencial de Corrosão na extensão da vc 2 c/c em função da idade de medição.

Para a vc 2 c/c (Figura 55), todas as leituras são mais eletronegativas que -350 mV, estando todas em uma probabilidade de haver corrosão superior a 90%. Analisando o comportamento das leituras, pode-se ver um padrão nas 5 primeiras datas de leituras, com os valores mais eletronegativos estando na região do console, aparecendo esse comportamento também na sexta leitura (392 dias), entretanto, com uma curvatura menos pronunciada. Na penúltima data leitura, o ponto a direita do console possui um valor mais próximo das leituras intermediárias, e na última leitura o ponto a direita do console possui um valor menos eletronegativo que os pontos intermediários.

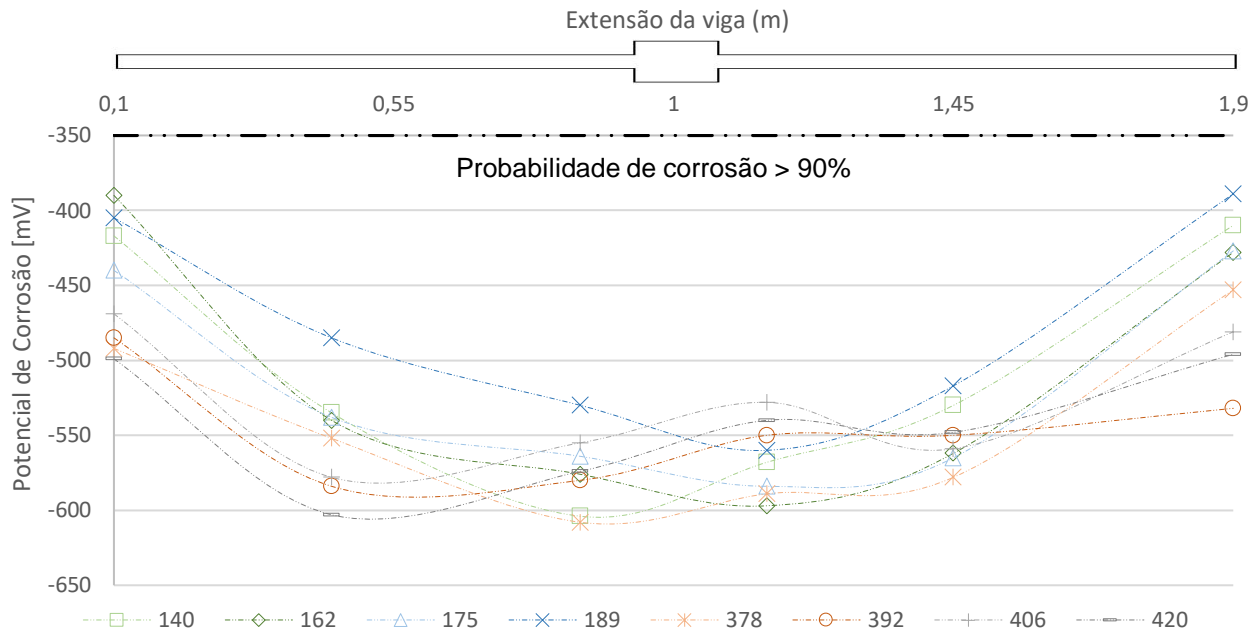


Figura 56 - Potencial de Corrosão na extensão da vc 3 c/c em função da idade de medição.

Na vc 3 c/c (Figura 56), como ocorreu na vc 2 c/c, todas as leituras são mais eletronegativas que -350 mV. No comportamento das leituras, as 5 primeiras idades apresentam comportamento semelhante, possuindo maior probabilidade de corrosão próximo aos consoles. Já da sexta leitura (392 dias) em diante, o ponto com a leitura mais eletronegativa foi na região intermediária do lado esquerdo (próximo ao ponto de 0,55), e com o ponto intermediário do lado direito (1,45) sendo mais eletronegativo que a leitura no console do lado direito.

Como visto nas Figuras 54, 55 e 56, apenas um ponto não foi classificado como alta probabilidade de haver corrosão. O que corroborou para haver alta probabilidade de corrosão em toda a região das vigas foi o fato de que a solução de NaCl foi borrifada em toda a viga, e pelo baixo cobrimento de concreto, a solução chegou até a altura da armadura em todo seu comprimento.

Um ponto importante a se ressaltar é que a umidade presente na viga interfere significativamente na leitura do potencial de corrosão, podendo deixar a leitura mais eletropositiva ou eletronegativa (GONZÁLEZ; MIRANDA; FELIU, 2004). Desta maneira, mesmo que visualmente as vigas estavam úmidas, a variação da umidade do ambiente no dia da leitura pode ter interferido, devido as vigas perderem rapidamente sua umidade após a retirada da membrana geotêxtil, deixando as leituras mais eletropositivas ou mais eletronegativas.

No teste realizado teve-se também a influência da estação do ano. Os

testes iniciaram em pleno verão de 2020 (janeiro), foram interrompidos em março de 2021 (final do verão), retomados em setembro de 2021 (início da primavera) e finalizados em outubro de 2021 (início do verão). Como o ensaio não foi conduzido em ambiente climatizado, a sazonalidade climática certamente interferiu nos resultados coletados. Para estudos futuros, recomenda-se conduzir os testes em ambiente controlado.

Outra situação observada foi que em algumas leituras nos pontos intermediários, principalmente na vc 3 c/c, a leitura de potencial de corrosão era mais eletronegativa do que a leitura nos pontos do console. Isso ocorreu pois nesses pontos intermediários eram os locais que havia os espaçadores, que diminuem significativamente a região de concreto (devido a pequena seção transversal da viga), surgindo fissuras e aumentando assim as leituras de potencial de corrosão.

Analisou-se também o potencial de corrosão entre as três vigas degradadas, na idade de 420 dias, a qual é apresentada na Figura 57.

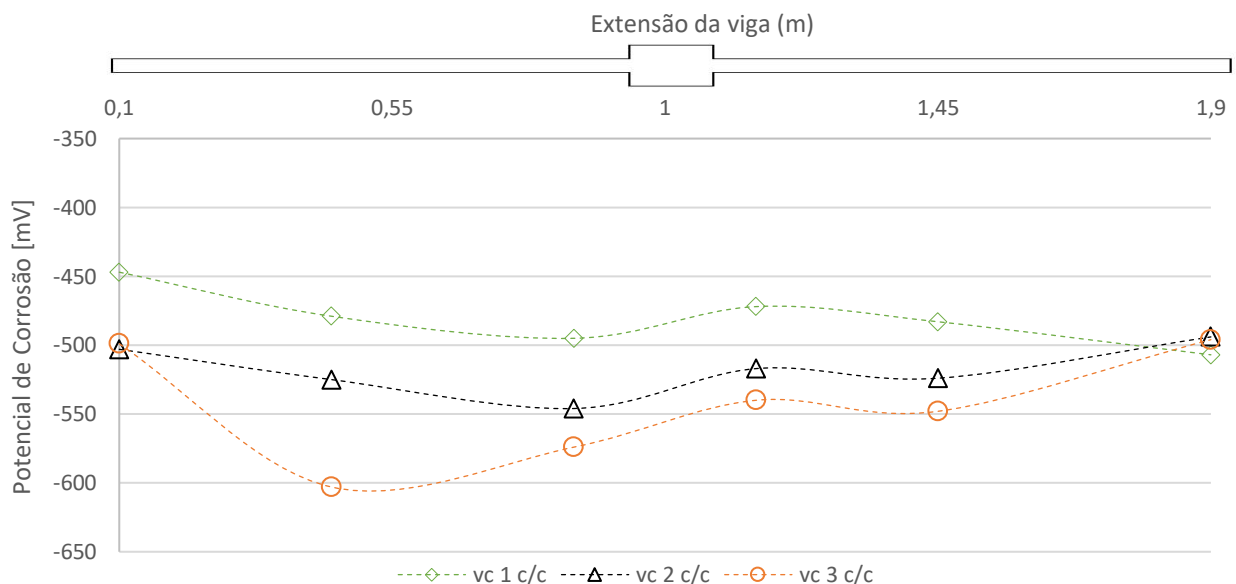


Figura 57 – Potencial de corrosão na extensão das vigas em função do nível de fissuração, na idade de 420 dias.

Com a Figura 57 visualiza-se um maior potencial de corrosão quanto maior a carga aplicada na viga e conseqüentemente maior grau de fissuração. Desta maneira, uma maior fissuração infere nos valores de leitura de potencial de corrosão da estrutura. Outro ponto que corrobora com essa informação é que os valores medidos na região dos apoios são próximos (visto os valores de medição na região próxima ao apoio do lado direito), por ser uma região em que o momento atuante é muito pequeno nas três vigas.

Por fim, com essas leituras foi possível verificar que durante o ensaio de longa duração o processo de degradação das armaduras apresentava alta probabilidade de estar ocorrendo.

6.1.3 Análise das Leituras das Fissuras

Com o mapeamento das aberturas e dos comprimentos das fissuras realizado nas idades de 371 e 441 dias, foi possível analisar a evolução de ambas neste período, tanto na parte inferior quanto nas laterais. No decorrer deste tópico, serão analisadas as evoluções das áreas das fissuras da primeira para a segunda medição, e a diferença da área das fissuras entre as vigas referência e degradadas. Também será examinado o comprimento das fissuras, para verificar se o incremento da área ocorreu pelo aumento do comprimento da fissura ou pelo acréscimo na abertura (largura) da fissura. O desenho das fissuras de cada uma das 6 vigas submetidas ao ensaio de longa duração encontram-se no Apêndice B.

A Figura 58 apresenta a área das fissuras medidas na parte inferior das vigas nas idades de 371 e de 441 dias.

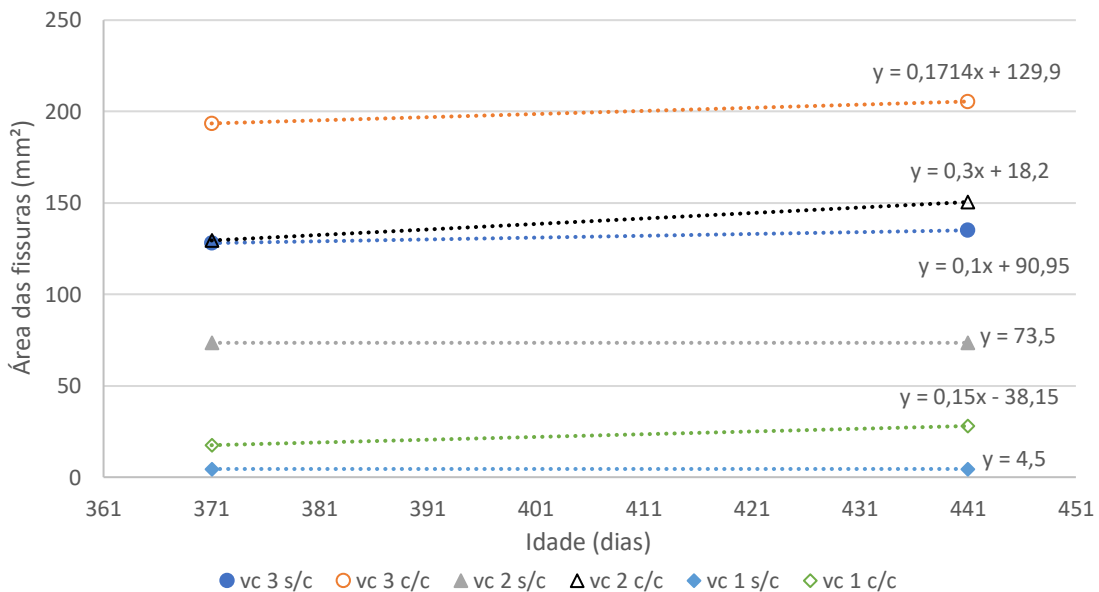


Figura 58- Área das fissuras na parte inferior das vigas.

Pode-se analisar que é claro o aumento das áreas de fissuras da primeira medição para a segunda medição em todas as vigas sobre o efeito de degradação (c/c). Já para as vigas sem degradação, só houve aumento da área de fissuras na vc 3 s/c. A Figura

59 apresenta a área de fissura medida nas laterais das vigas (o valor apresentado é a média das laterais).

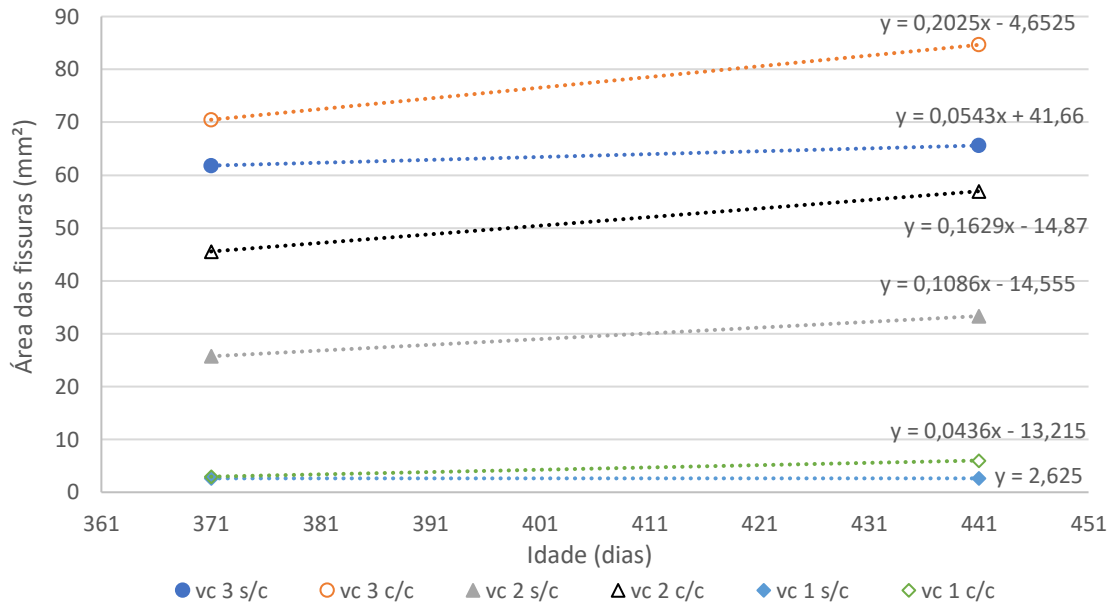


Figura 59 – Área média das fissuras nas laterais das vigas.

Na Figura 59 também se percebe a evolução das fissuras da primeira para a segunda medição nas vigas degradadas. Nas vigas referência, a única viga que não teve evolução da área das fissuras foi na viga vc 1 s/c. A Tabela 11 apresenta as áreas medidas em cada viga, tanto na parte inferior quanto em suas laterais, o comprimento das fissuras e a diferença (dif) em percentual entre a primeira e a segunda leitura.

Tabela 11 – Comprimentos e áreas das fissuras medidas na parte inferior e lateral das vigas e diferença (dif) entre a primeira e a segunda leitura.

Vigas	Medidas na parte inferior das vigas						Medidas média das laterais das vigas					
	Área (mm²)			Comp. Das fissuras (mm)			Área (mm²)			Comp. Das fissuras (mm)		
	Idades		dif (%)	Idades		dif (%)	Idades		dif (%)	Idades		dif (%)
	371	441		371	441		371	441		371	441	
vc 3 s/c	128,05	135,05	5,47	930,50	930,50	0,00	61,80	65,60	6,15	468,00	474,50	1,39
vc 3 c/c	193,50	205,50	6,20	910,00	1065,00	17,03	70,48	84,65	20,11	408,00	482,00	18,14
vc 2 s/c	73,50	73,50	0,00	420,00	420,00	0,00	25,73	33,33	29,54	203,50	232,50	14,25
vc 2 c/c	129,50	150,50	16,22	665,00	665,00	0,00	45,55	56,95	25,03	245,00	328,50	34,08
vc 1 s/c	4,50	4,50	0,00	90,00	90,00	0,00	2,63	2,63	0,00	42,50	42,50	0,00
vc 1 c/c	17,50	28,00	60,00	140,00	140,00	0,00	2,95	6,00	103,39	21,00	47,50	126,19

Na Tabela 11 percebe-se que entre a primeira e a segunda leitura, apenas na amostra vc 3 c/c, houve o aumento da extensão das fissuras, sem o acréscimo de sua abertura (Apêndice B). Também, pode-se afirmar que o aumento das áreas fissuradas nas vigas vc 3 s/c, vc 2 c/c e vc 1 c/c ocorreu devido à maior abertura das fissuras, visto que não houve diferença no comprimento destas. Desta maneira, observa-se que a corrosão interferiu mais na abertura do que no comprimento das fissuras. Esse fato é corroborado pelos trabalhos de Dong *et al.* (2017) e Nasser *et al.* (2021), em que os autores constataram que a corrosão não impactou significativamente no aumento do comprimento das fissuras (existentes devido ao esforço mecânico), mas sim na largura das mesmas.

Verificando as medidas das laterais das vigas na Tabela 11, observa-se que só não houve evolução (tanto da área quanto no comprimento) na vc 1 s/c, sendo que nas demais vigas ocorreu o aumento tanto da área quanto da abertura das fissuras (exceto na vc 1 c/c, que ocorreu apenas o aumento e surgimento de fissuras, sem a evolução da abertura destas).

A Tabela 12 apresenta a diferença em percentual entre a área da fissura das vigas referência com as vigas degradadas em cada idade.

Tabela 12 – Comparação entre as áreas de fissura entre as vigas referência e degradadas

Vigas	Medidas na parte inferior das vigas				Medidas média das laterais das vigas			
	Área (mm ²)				Área (mm ²)			
	Idades				Idades			
	371	dif (%)	441	dif (%)	371	dif (%)	441	dif (%)
vc 3 s/c	128,05	51,11	135,05	52,17	61,80	14,04	65,60	29,04
vc 3 c/c	193,50		205,50		70,48		84,65	
vc 2 s/c	73,50	76,19	73,50	104,76	25,73	77,07	33,33	70,89
vc 2 c/c	129,50		150,50		45,55		56,95	
vc 1 s/c	4,50	288,89	4,50	522,22	2,63	12,38	2,63	128,57
vc 1 c/c	17,50		28,00		2,95		6,00	

É possível analisar pela Tabela 12 que a diferença de percentual (na mesma idade) entre as áreas das vigas degradadas com as vigas referência, tanto na parte inferior quanto na lateral (com exceção as vigas com carga 2 na leitura lateral), aumentam da primeira tomada de leitura para a segunda, fato esse que ocorre devido ao processo corrosivo estar ativo nas vigas, continuando com o processo de degradação, e consequentemente evoluindo a fissuração das vigas. Assim, fica nítido a influência da corrosão na evolução das fissuras.

Outro ponto de análise na Tabela 12 é que quanto maior a carga nas vigas, menor é a diferença em percentual no aumento da área das fissuras (tanto na parte inferior quanto nas laterais). Essa ocorrência é por existir menos fissuras nas vigas menos carregadas, assim todo aumento de fissura (seja no comprimento ou na largura) ou toda nova fissura existente, seja ela a menor que for, impacta significativamente na diferença de percentual de fissuras.

Uma observação que deve ser tomada nos dados de fissuração é que em todas as vigas ocorreram fissuras em regiões mais afastadas das rotulas (próximo aos quadrantes 6 e 7 e 15 e 16 nas vigas do Apêndice B). Essas fissuras existem devido a presença dos espaçadores da armadura, onde propiciaram a abertura de fissuras, tanto na parte inferior quanto nas laterais.

Deve ser considerado que devido ao processo de degradação, a visualização das fissuras na parte inferior das vigas tornou-se pouco dificultada, como pode ser visualizado na Figura 60. Outra observação é que Dong *et al.* (2017) e Fu *et al.* (2017) constataram um processo de cicatrização das fissuras (auto cura), situação essa ocasionada pela hidratação do cimento pelas molhagens das vigas. Como a primeira leitura das fissuras foi feita após a metade do processo de degradação das vigas, não foi constatado se houve desenvolvimento de autocura das fissuras neste trabalho.

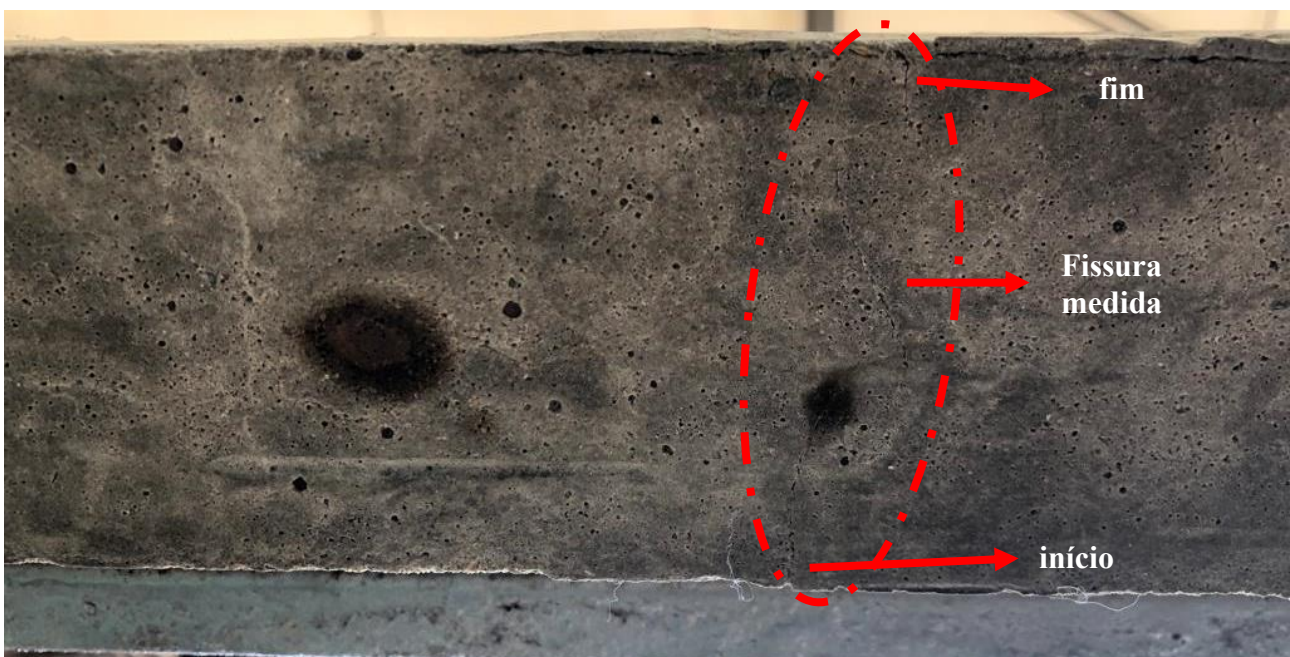
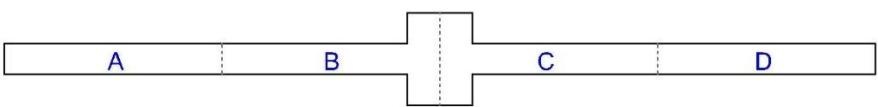


Figura 60 – Degradação da viga dificultando a visualização das fissuras.

6.1.4 Perda de Massa e Profundidade dos Pites

A Tabela 13 apresenta as profundidades do maior pite medido nas barras na região da rótula plástica, bem como o nível de corrosão em *cor*, que é a profundidade do pite dividido pelo diâmetro da barra, a qual varia de 0 (sem corrosão) até 1 (corrosão total da barra), proposta por Brant *et al.* (2020) (Equação 53), e a taxa de corrosão por diferença de massa, como é mais apresentada na literatura (encontrada através da profundidade de pite pelas Equações 54 e 55). Observa-se que o trecho “C2” na vc 3 c/c não estava próximo a rótula, e sim mais próximo ao trecho “D”, entretanto, devido ao seu pronunciado pite, foi realizada a medida e apresentado na tabela. O diâmetro da barra sem corrosão aferido foi de 6,115 mm.

Tabela 13 – Profundidade dos pites e taxa de corrosão

Descrição				
viga	Trecho	prof. Pite (mm)	<i>cor</i> (%)	dif. massa (%)
vc 1 c/c	B	0,36	5,89%	0,68%
	C	0,68	11,12%	2,36%
vc 2 c/c	B	0,545	8,91%	1,53%
	C	0,64	10,47%	2,09%
vc 3 c/c	B	0,395	6,46%	0,81%
	C1	0,59	9,65%	1,79%
	C2 ²⁰	0,85	13,90%	3,64%
monossinal c/c	A	1,585	25,92%	11,95%
	C	0,705	11,53%	2,55%

Pelas profundidades dos pites medidos na região das rótulas, pode-se classificar a taxa de penetração da corrosão como muito alta, uma vez que é maior que 0,1 *mm/ano* (MILLARD *et al.*, 2001), visto que a menor profundidade de pite foi de 0,36 mm e o período total de degradação foi de 11 meses. Observa-se na Tabela 13 que a magnitude da carga aplicada nas vigas não interferiu na profundidade do pite, ou seja, onde encontrava-se a maior carga (vc 3 c/c) não foi onde se encontraram as maiores profundidades dos pites. A maior profundidade de pite encontrada nas vigas com carga aplicada foi na vc 1 c/c, isso analisando o pite individualmente, e quando analisado a média entre os dois pites da mesma viga, a vc 2 c/c possui a maior profundidade dos pites com

²⁰ Este ponto não estava próximo a rótula, e sim mais próximo ao trecho D. Entretanto, devido aos seu pronunciado pite, foi realizada a medida.

9,69%, para 8,51% da vc 1 c/c e 8,06% da vc 3 c/c.

Ainda na Tabela 13, se observa uma alta profundidade de pite na viga monossinal c/c (viga não submetida ao dano mecânico durante o processo de degradação), sendo maior do que nas vigas com carregamento. Nota-se também que a maior profundidade medida se encontra na parte próximo ao apoio (ver Figura 96 no Apêndice D), apresentando assim que os locais que apareceram a corrosão, nessa viga que não possuía²¹ carga, foi um fenômeno aleatório.

Outro ponto a ressaltar é que, dentre as 4 vigas sobre o processo de degradação, as maiores leituras de pites estão na viga monossinal c/c. Este fato pode ter ocorrido por ser a única viga que teve continuada a aspensão de NaCl no período pós paralização devido a pandemia, diferentemente das vigas carregadas.

Analisando a literatura, Dong *et al.* (2017) também estudaram a aplicação de carga em vigas concomitantemente com o processo de corrosão. A diferença dos trabalhos é que os autores supracitados ensaiaram vigas com estribos e que a aplicação de carga era por meio do sistema de aperto por parafusos. Além disso, a metodologia utilizada era com vigas sem aplicação de carga, com aplicação de aproximadamente 30% da carga última e 60% da carga última (os autores também utilizaram uma viga para cada caso). Na determinação da corrosão das armaduras longitudinais, os autores encontraram uma taxa de corrosão de 2,12% para a viga sem carga, 3,10% para a viga com 30% de carga e 2,01% para a viga com 60% de aplicação de carga. Dong *et al.* (2017) justificam essa diferença pela heterogeneidade do concreto na viga com 30% de carga, que resultou em zonas mais fracas, sendo corroídas mais severamente. Por outro lado, nos estribos foi verificada a tendência de uma maior taxa de corrosão para quanto maior o carregamento aplicado.

No trabalho de Fu *et al.* (2017), os autores também induziram fissuras em vigas pelo sistema de aperto de parafusos, e nesse caso deixaram a viga exposta em um ambiente com umidade variando entre 50% a 94% e temperatura anual média de 17,0° C por 4 anos. Em seu trabalho, os autores não encontraram uma forte correlação entre a abertura das fissuras transversais iniciais, ocasionadas pelo esforço mecânico, e a perda de área transversal devido a corrosão. Os autores justificam essa baixa correlação devido a autocura das fissuras pelo processo de hidratação das fissuras. Tanto Dong *et al.* (2017) quanto Fu *et al.* (2017) observam que os estribos influenciam na não propagação da

²¹ Lembrando que o processo de degradação da viga monossinal c/c foi todo realizado enquanto a viga não possuía carregamento.

corrosão na armadura longitudinal.

Como apresentado nos parágrafos anteriores, os resultados apresentados por Dong *et al.* (2017) e de Fu *et al.* (2017) também não encontraram uma forte correlação entre as fissuras (ou a magnitude da aplicação de carga) e a profundidade dos pites, resultados que corroboram com os dados deste trabalho.

As Figuras 61, 62 e 63 apresentam, respectivamente, a relação entre os trechos na parte inferior da vc 1 c/c, vc 2 c/c e vc 3 c/c e os pontos de pites, ressaltando que são apresentados 4 trechos de pites por viga.

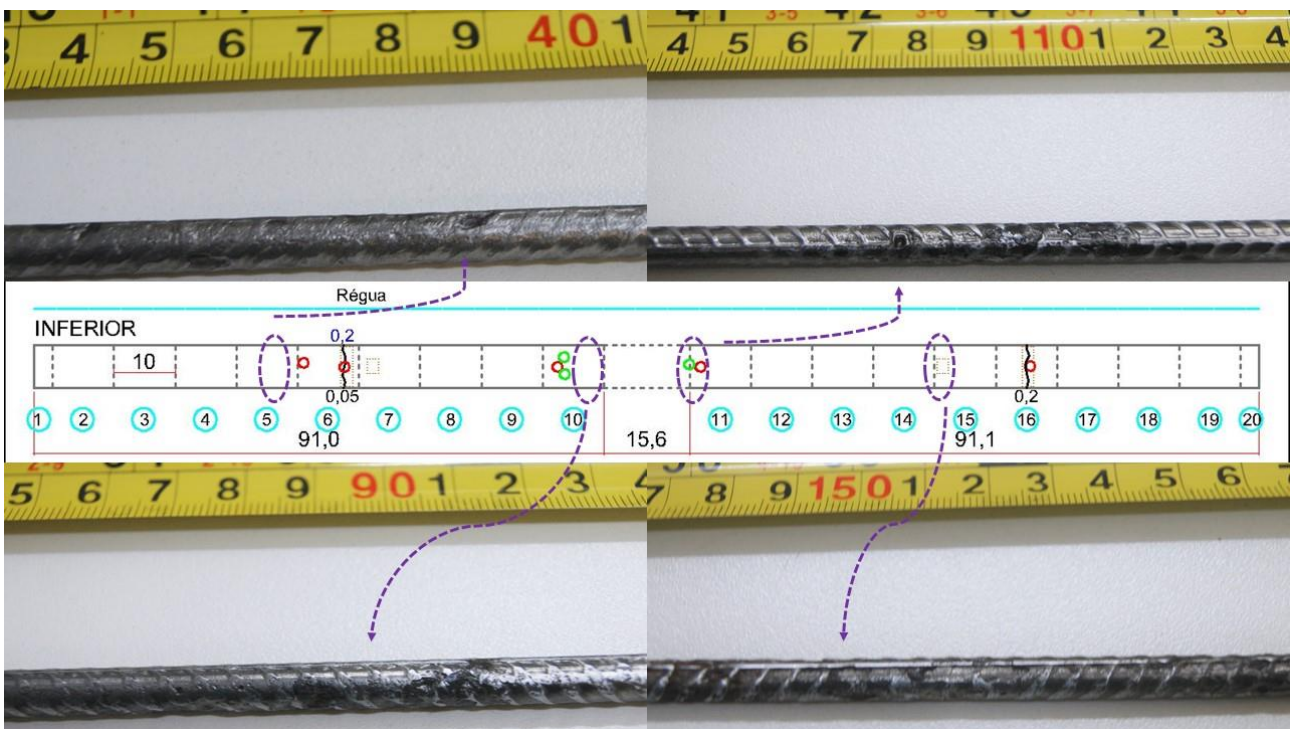


Figura 61 – relação entre parte inferior da vc 1 c/c e os pontos de pites nas barras

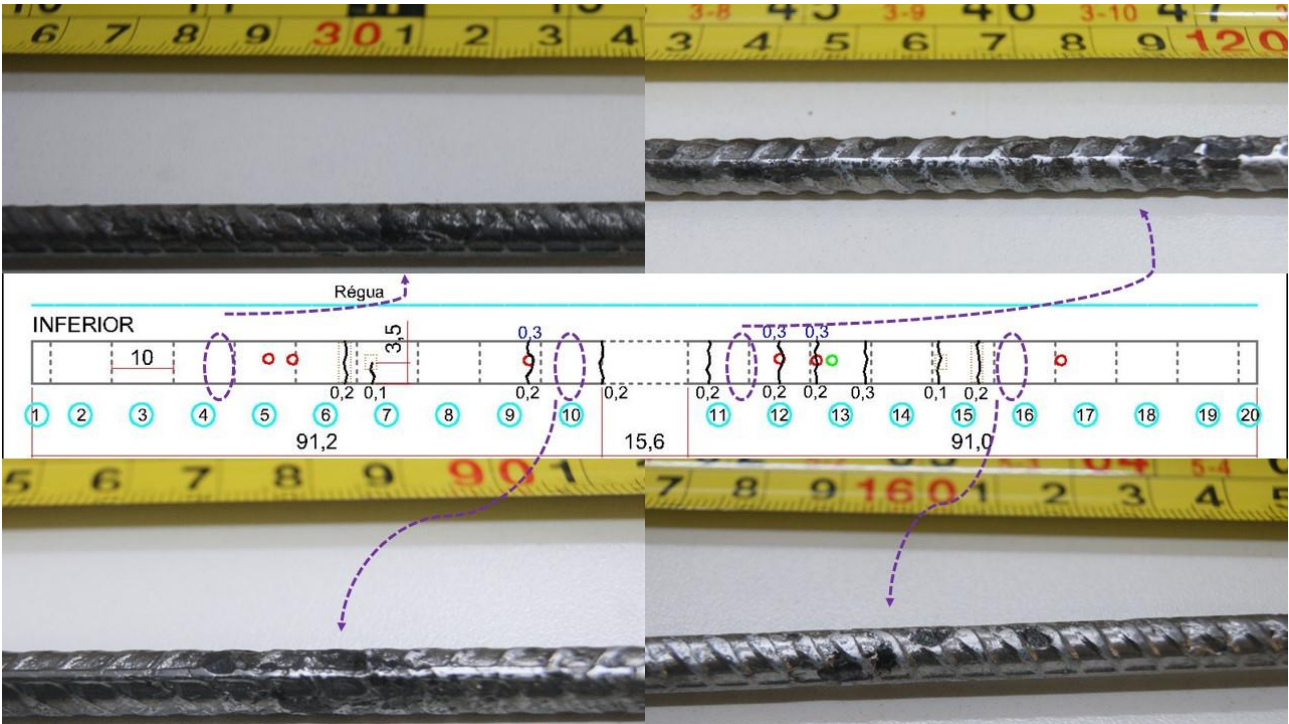


Figura 62 - Relação entre parte inferior da vc 2 c/c e os pontos de pites nas barras

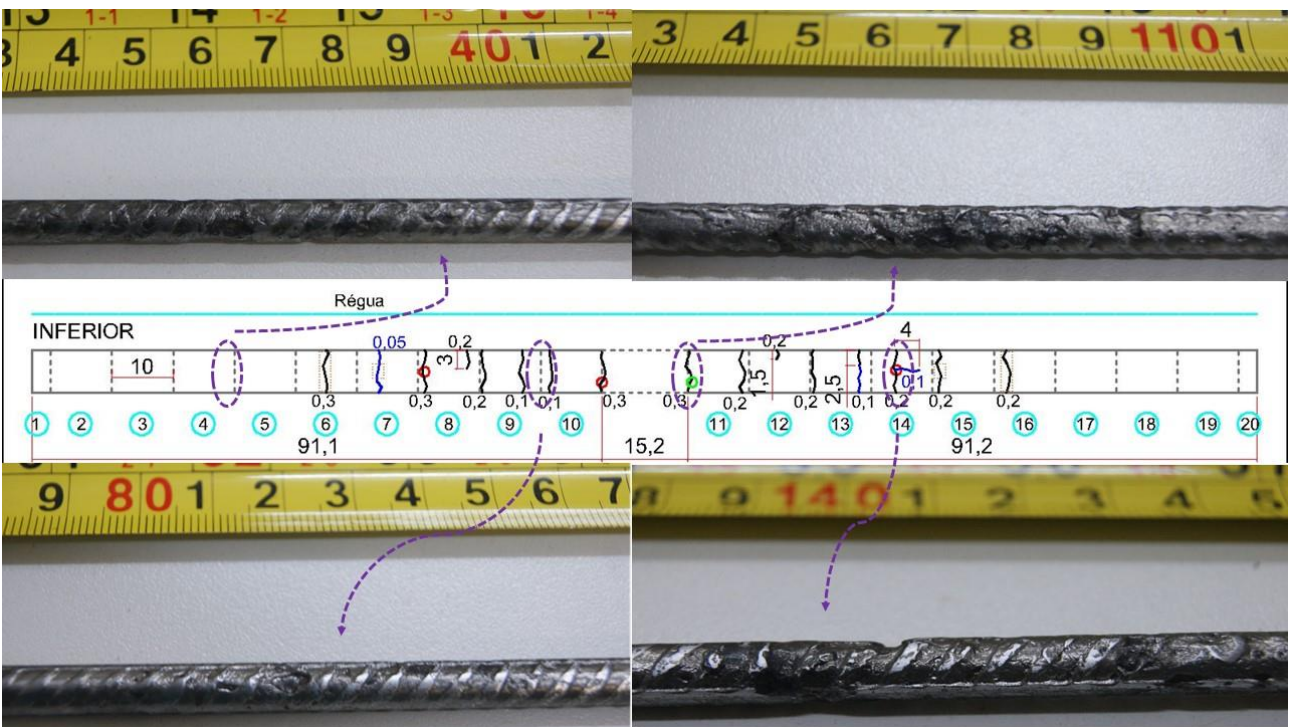


Figura 63 - Relação entre parte inferior da vc 3 c/c e os pontos de pites nas barras

Observando a relação das fissuras com a corrosão das barras, pode-se observar que neste estudo ocorreram pontos de corrosão sem haver fissuras nos locais das barras, como pode ser visualizado nas regiões próximas ao apoio nas Figuras 61, 62 e 63.

Esse fato esse que pode ser explicado pela alta umidade na viga, não sendo a fissuração o único ponto de acesso da solução de NaCl, e como também visto pelos altos valores de potencial de corrosão na região próxima aos apoios das vigas (capítulo 6.1.2).

Os pontos de pites na região da rótula plástica da vc 2 c/c (Figura 62) e no trecho "B" da vc 3 c/c (Figura 63) não ocorrem no local da fissura e sim entre trechos fissurados. Desta forma, acredita-se que nesses locais o ingresso de cloretos se deu pelo cobrimento do concreto, e não pela fissura, da mesma forma que o observado no trabalho de Rosa (2020), em que o autor indica que o ingresso de cloretos em uma região fissurada tende a ter um caminho linear até a armadura, enquanto pelo cobrimento do concreto os pontos de corrosão são mais espalhados. Entretanto, vale salientar que não pode ser descartado a influência das fissuras próximas aos pontos de corrosão na degradação das mesmas.

Observa-se na Figura 62 que as maiores aberturas de fissura não estão na região da rótula plástica (mais próxima ao console), mas sim em fissuras um pouco mais distantes da rótula. A análise feita aqui é de limitação do procedimento, visto não ser possível encostar o fissurômetro com a escala desejada na parte inferior da viga, devido ao console transpassar na parte inferior, impedindo uma melhor medição. Ainda na Figura 62, observa-se que o pite na região do trecho C não está dentro da rotula plástica (sendo que a rótula plástica é de 8 cm a partir do console, e o ponto se encontra a aproximadamente 11,5 cm), mas foi considerado esse local no trabalho por ser onde houve corrosão mais próximo ao console.

Um ponto a se ressaltar na Figura 63 é na medida de 140 cm da vc 3 c/c, estando no trecho C, observa-se que, dentre todas as vigas, este é o único local que possui uma fissura no sentido longitudinal da viga. Analisando trabalhos da literatura (como Pedrosa e Andrade (2017) e Kearsley e Joyce (2014)), verifica-se que essas fissuras longitudinais são ocasionadas pelo aumento do volume dos produtos da corrosão, acarretando na abertura da fissura. Também, observando a profundidade de pite na Tabela 13 (trecho "C2"), chega-se a um valor de *cor* de 13,90% e uma perda de massa de aproximadamente 3,64%. A perda de massa que proporciona a fissura longitudinal no concreto pode variar, sendo superior a 2% para Kearsley e Joyce (2014) e superior à 5% para Graeff (2007). Assim, neste caso, o valor de 3,64% de perda de massa pode ter causado a fissura longitudinal devido aos produtos da corrosão. A Figura 64 apresenta o interior da viga de concreto no local que ocorreu a fissura longitudinal.

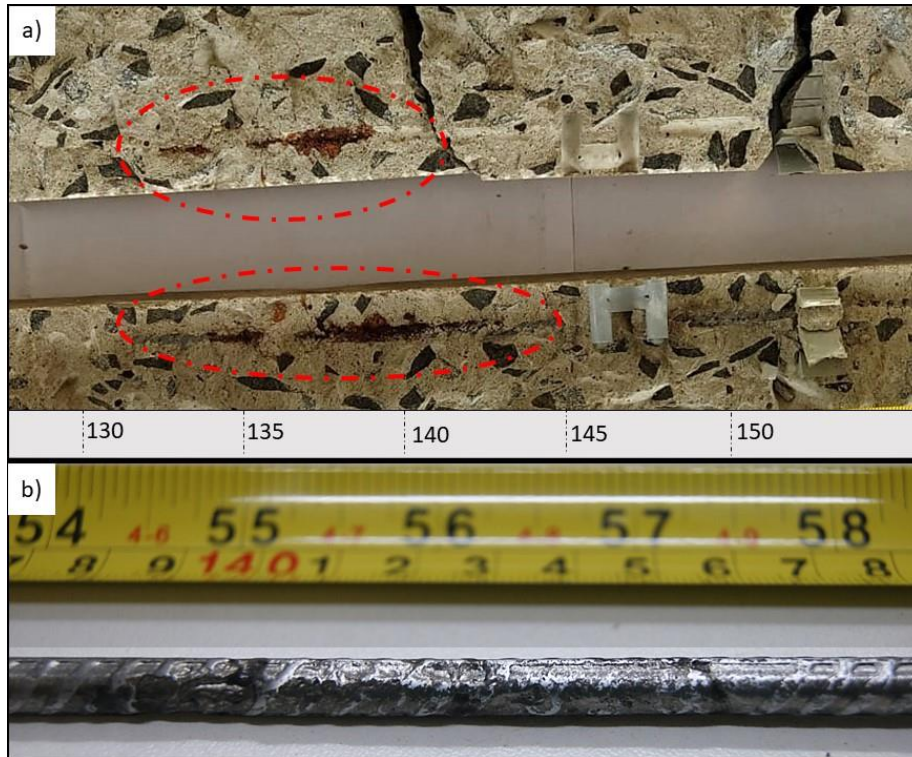


Figura 64 - Produto da corrosão na vc 3 c/c no local que surgiu a fissura longitudinal, sendo: a) viga aberta; b) armadura.

Por outro lado, observando a mesma Tabela 13, o trecho “A” da viga monossinal c/c possui 11,95% de perda de massa e não foi observado fissura longitudinal acarretado pelos produtos da corrosão. Esse fato pode ter ocorrido por dois motivos: primeiro, a viga monossinal c/c possui uma alta taxa de corrosão, entretanto em um pequeno comprimento da armadura, sendo aproximadamente de 7 mm (Figura 65), ao contrário do trecho “C2” da vc 3 c/c, onde possui área corroída por aproximadamente 6 a 7 cm, ou seja, um trecho quase 10 vezes maior. Desta maneira, verifica-se que para a corrosão gerar trincas longitudinais não importa apenas a taxa de corrosão, e sim o trecho de barra que ela compreende, pois em pequenos trechos os produtos da corrosão têm uma maior área para se acomodar, diferente de trechos maiores; e o segundo motivo é que a viga monossinal c/c não possuía carregamento no período de degradação, o que também pode ter interferido.

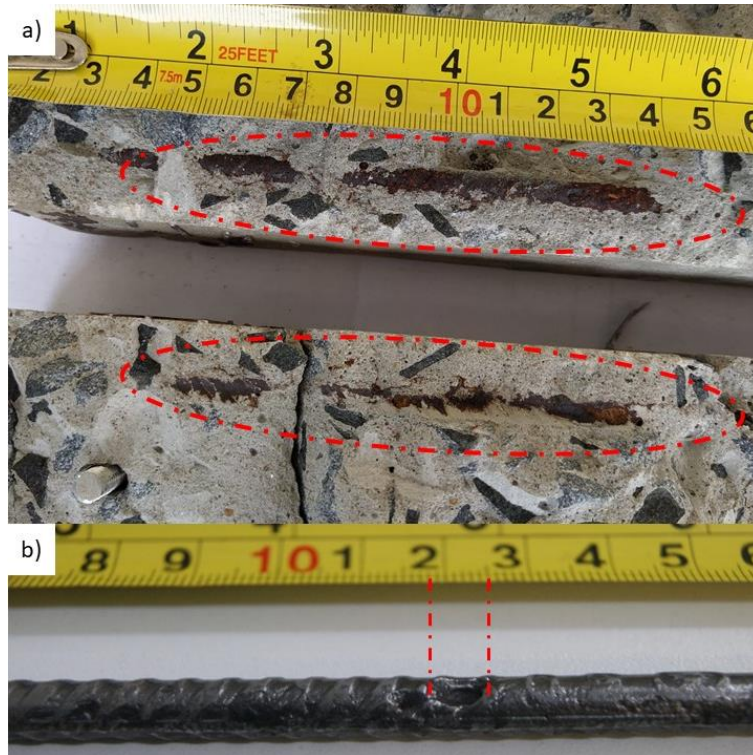


Figura 65 - Produto da corrosão na viga monossinal no local com maior profundidade de pite, sendo: a) viga aberta; b) armadura.

Os trechos de barras “B” e “C” das vigas que estavam submetidas à degradação por íons cloreto e que tiveram a profundidade de seus pites medidos, foram submetidos ao ensaio de tração (exceto na viga monossinal c/c, pois como não foi verificado pites no trecho “B”, foi ensaiado o trecho “A”). O gráfico da Figura 66 apresenta a tensão de escoamento *versus* o deslocamento das barras degradadas, bem como o nível de corrosão em *cor* de cada barra. O gráfico também apresenta o comportamento de uma barra referência (s/c), sendo apresentado a que possuía tensão de escoamento (f_y) mais próxima da média encontrada das 9 barras s/c ensaiadas (ver Apêndice E). A Figura 66 apresenta apenas os valores de tensão de escoamento e tensão de ruptura, para facilitar a visualização do gráfico. O Apêndice E apresenta todos os gráficos de tensão de escoamento *versus* deformação das barras ensaiadas.

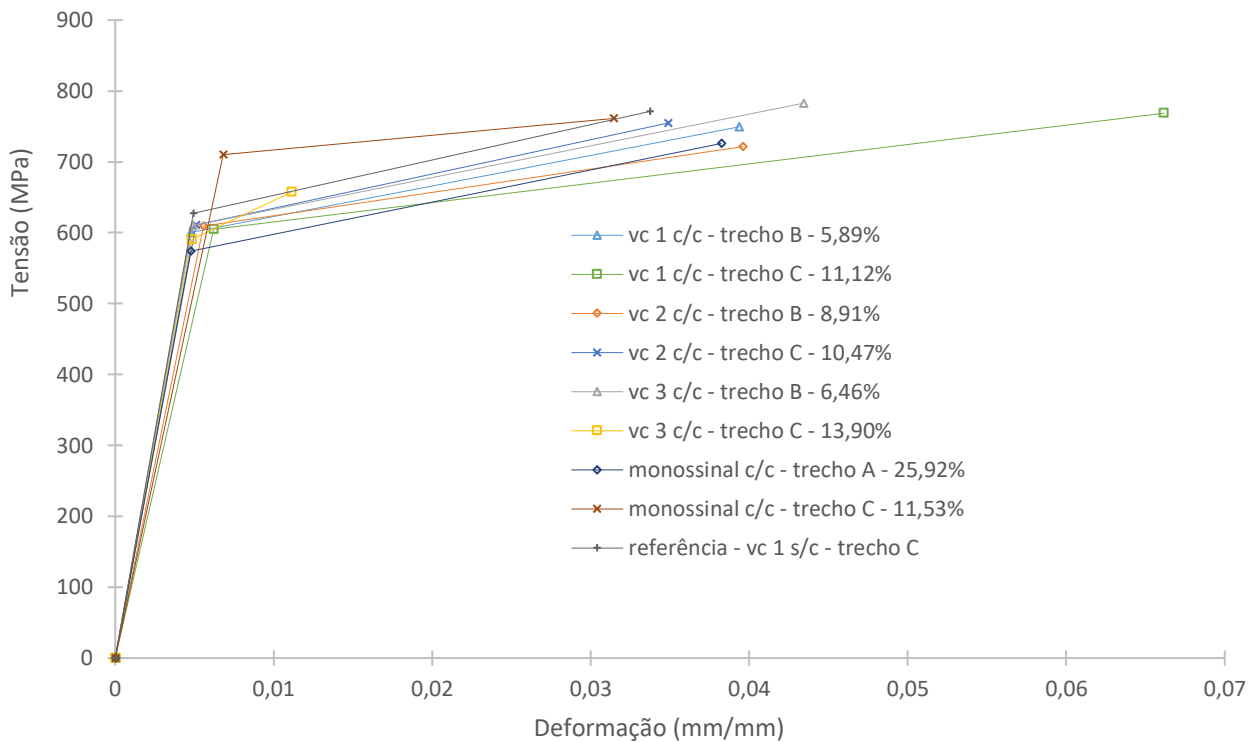


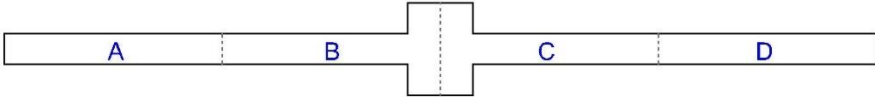
Figura 66 - Ensaio de tração das barras sobre degradação e barra referência (s/c).

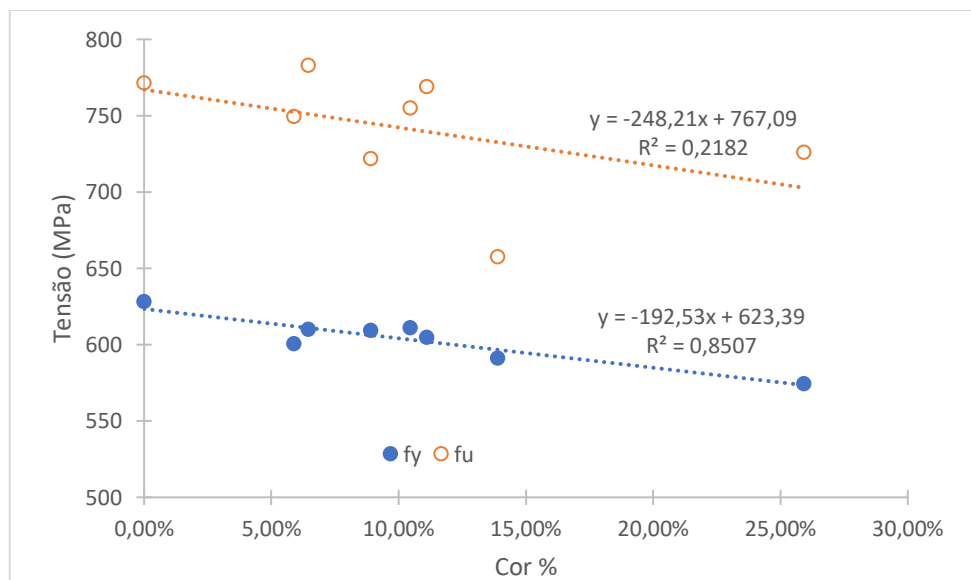
Nos ensaios, as barras não apresentaram patamar de escoamento. Assim, conforme o indicado na NBR 7480 (ABNT, 2007), a resistência ao escoamento pode ser caracterizada por um patamar correspondente à deformação permanente de 0,02%. Desta maneira, foi traçada uma reta paralela ao comportamento de cada gráfico, que foi posicionada no eixo das deformações em 0,02%, e o ponto que cruzava o gráfico foi o ponto que se determinou a tensão de escoamento.

Com a Figura 66 observa-se que o comportamento da barra monossinal c/c – trecho “A” não é real. Isso pode ser verificado pela tensão de escoamento ser superior a tensão de escoamento da barra referência, sendo ocasionado por um erro no ensaio. Na barra vc 3 c/c – trecho “C” observa-se um pequeno valor de deformação última quando comparado com as demais barras, fato esse que pode ter ocorrido por possuir pites²² tanto na região da rótula quanto pites na região mais intermediária da viga (sendo que ambos ficaram no mesmo trecho de barra). A Tabela 14 apresenta os valores de tensão e deformação de escoamento e última das barras, bem como suas respectivas taxas de corrosão, e o gráfico da Figura 67 apresenta a relação entre tensões (de escoamento e última) com a taxa de corrosão em perda nível de corrosão das barras.

²² Neste gráfico foi utilizado o maior valor de corrosão da barra na indicação do gráfico.

Tabela 14 – Valores de Tensão e deformação de escoamento e última das barras

Descrição							
		Taxa de Corrosão		Tensão (MPa)		Deformações (mm/mm)	
viga	Trecho	cor (%)	dif. massa (%)	fy	fu	def y	def u
vc 1 c/c	B	5,89%	0,68%	600,53	749,38	0,00475	0,0394
	C	11,12%	2,36%	604,7	768,63	0,00620	0,0662
vc 2 c/c	B	8,91%	1,53%	609,19	721,47	0,00557	0,0396
	C	10,47%	2,09%	610,8	754,83	0,00508	0,0349
vc 3 c/c	B	6,46%	0,81%	609,83	782,74	0,00490	0,0434
	C2	13,90%	3,64%	590,91	657,31	0,00484	0,0111
monossinal c/c	A	25,92%	11,95%	574,22	725,96	0,00476	0,0382
	C	13,90%	3,64%	710,56	761,25	0,00681	0,0314
referência	-	-	0,00%	627,8	771,19	0,00494	0,0337

Figura 67 - Relação entre Tensões e nível de corrosão em *cor* das barras²³.

Com o gráfico da Figura 67 é possível observar uma boa correlação para a tensão de escoamento, relacionado com o nível de corrosão em *cor* das barras. Já para a tensão de ruptura, essa correlação é baixa.

Tang *et al.* (2014) relacionam que quanto maior a perda de massa, menor a deformação das barras, sendo esse fato observado em ensaios com taxa de corrosão de 7,8%, 12%, 13,2%, 27,1% e 29% de massa. Na Figura 66 foi observado uma diminuição da

²³ Neste gráfico foi desconsiderada a barra do trecho referente a viga monossinal c/c por seus valores não serem representativos.

deformação na barra vc 3 c/c – trecho “C”, barra essa que possuía pites pronunciados em dois locais da barra. Na maioria das barras com corrosão, a deformação foi superior à da viga referência. Pode-se perceber que a deformação da barra adotada como referência não é muito representativa, visto que a deformação última foi de 0,0337 mm/mm e a maioria das deformações das barras s/c estão na casa de 0,04 e 0,06 mm/mm (Tabela 21), já a maioria das barras c/c estão com deformação última na casa de 0,04 mm/mm (Tabela 14). Assim, observa-se que o valor da deformação última das barras degradadas, no geral, é menor do que da vigas sem corrosão, fato esse também observado por Tang *et al.* (2014).

Outra observação que deve ser tomada é o exposto por Tang *et al.* (2014), onde os autores observaram que o valor de tensão última e deformação não são influenciados apenas pelo maior ponto de corrosão na barra, mas sim pela média dos pites das barras, o que pode explicar a baixa correlação encontrada na Figura 67.

6.1.5 Áreas superficiais de corrosão

No tópico anterior, foi visto que as cargas impostas nas vigas não impactaram significativamente na profundidade do pite de corrosão na região da rótula plástica. Entretanto, isso não quer dizer que o carregamento não influenciou na corrosão do vergalhão ao longo do comprimento da viga. Para realizar a análise da corrosão superficial nos vergalhões de aço, foi analisado o relatório fotográfico realizado com as barras limpas e, com isso, feita a medição da área superficial de corrosão. Para essa aferição, foram deixadas todas as fotos na mesma escala, utilizando a escala presente na régua de referência que está ao lado das barras e um software tipo CAD (*Computer Aided Design*). Assim, esse relatório fotográfico com as áreas superficiais de corrosão encontra-se no Apêndice C, e as áreas superficiais encontram-se na Tabela 15.

Tabela 15 – Áreas superficiais de corrosão no vergalhão das vigas

Descrição	Área (mm ²)				Total
	Trecho A	Trecho B	Trecho C	Trecho D	
Monossinal c/c	56,01	0,00	107,15	29,45	192,61
vc 1 c/c	13,89	58,26	117,86	54,75	244,76
vc 2 c/c	38,70	164,25	65,13	60,30	328,39
vc 3 c/c	140,58	26,30	172,60	13,68	353,16

Pela Tabela 15, é possível visualizar que, em termos de área superficial de corrosão, quanto maior foi a carga aplicada na viga, maior foi a área superficial corroída, corroborando assim com influência da fissuração na corrosão. A Figura 68 apresenta a distribuição das áreas superficiais corroídas ao longo da viga.

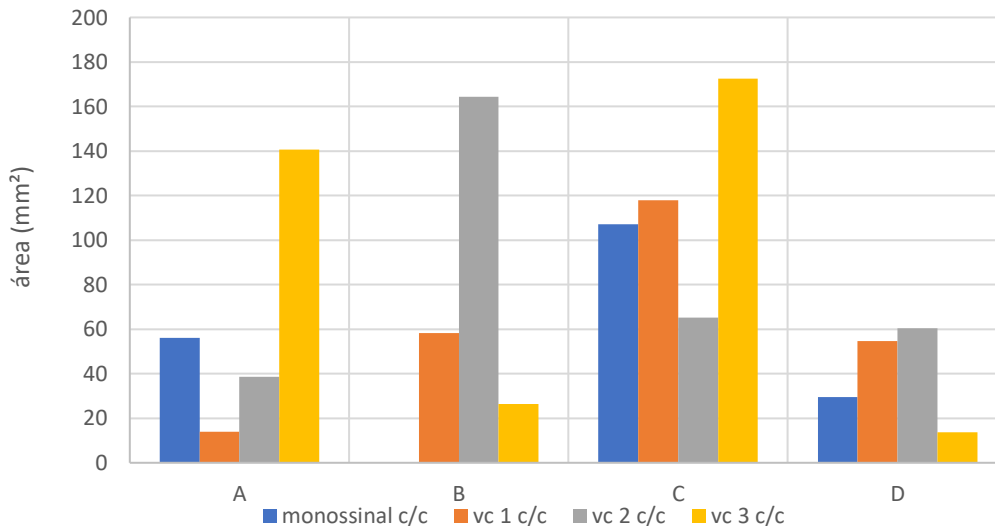


Figura 68 – Distribuição das áreas superficiais corroídas ao longo da viga

Com a Figura 68 observa-se que a maior área superficial de corrosão de cada vergalhão foi em um trecho central, sendo o “B” ou o “C”. Também, verifica-se que a alta área superficial ocorre apenas em um dos trechos (“B” ou “C”), enquanto no outro trecho central a área superficial medida é bem inferior, sendo que onde ocorre a maior proximidade das áreas é na vc 1 c/c, com uma diferença de 102,3%.

O trabalho de Geiker *et al.* (2021) estudou vigas expostas em uma região de maré por 25 anos. Os autores observaram que a corrosão acontecia no local mais fraco da estrutura, geralmente nos locais dos espaçadores plásticos. Também, a degradação deste ponto acabava protegendo outros pontos da armadura, não havendo corrosão em outras áreas próximas, inclusive em locais com fissuras. Esse fato corrobora com os dados deste trabalho, que em alguns locais de fissura não possuíam corrosão, e que em algumas regiões centrais (trecho “B” ou “C”) a área superficial corroída era alta, enquanto no outro trecho essa área era inferior.

6.2 ENSAIO MONOSSINAL COM IMPACTO

Neste tópico, são apresentados os resultados obtidos nos dois ensaios

monossinais com impacto, para as vigas s/c e c/c. Ressalva-se que devido a metodologia realizada, não se recomenda comparar estes resultados com outros ensaios monossinais feitos com atuadores mecânicos, devido a influência da carga de impacto deste trabalho.

Com os resultados de deslocamento e com os valores das cargas aplicadas no ensaio monossinal com impacto sem corrosão (s/c), foi possível plotar o gráfico apresentado na Figura 69²⁴ (os valores das massas e deslocamentos estão no Apêndice A na Tabela 19).

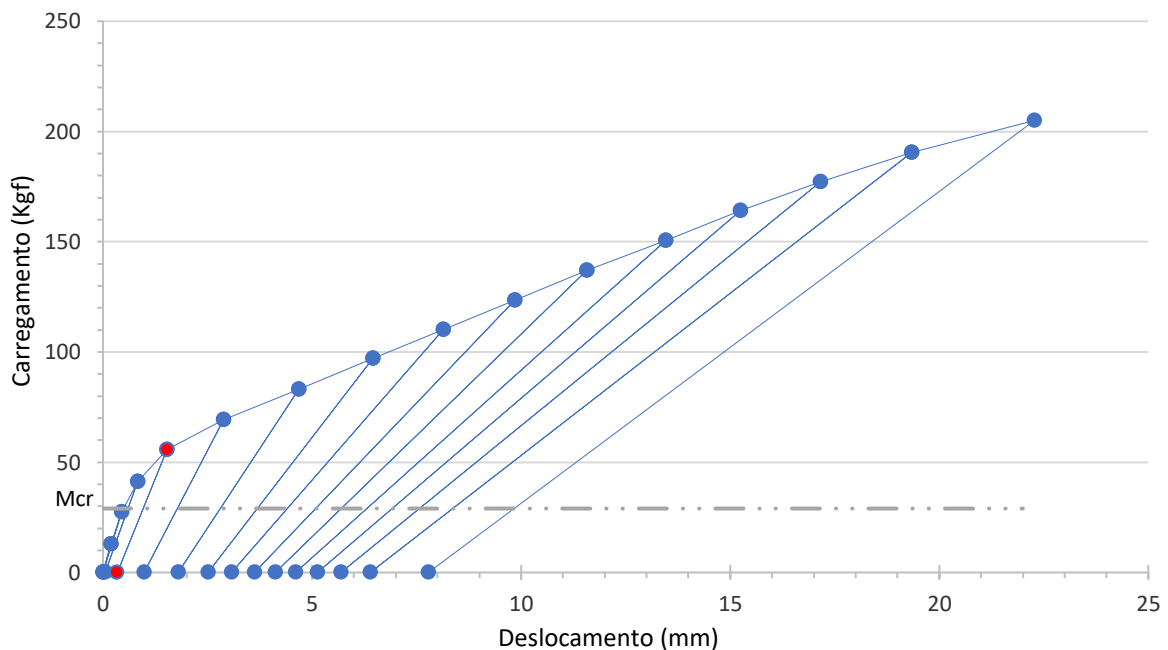


Figura 69 – Gráfico do ensaio monossinal sem corrosão.

Com a Figura 69 pode-se observar que a inclinação da reta Z ($Z = \frac{6E_c I}{L^3}$) (Figura 17) fica menor a cada incremento de carga, ou seja, a rigidez da estrutura está diminuindo a cada descarga. Também é possível visualizar que na quarta carga aplicada (55,61 kgf) (ponto vermelho) a estrutura já possuía um deslocamento permanente, ou seja, a estrutura já estava em regime plástico.

De maneira análoga ao ensaio monossinal s/c, o gráfico da Figura 70 foi plotado para o ensaio monossinal com impacto com corrosão (c/c) (os valores das massas e deslocamentos estão no Apêndice A na Tabela 20).

²⁴ Devido à ausência de uma célula de carga para monitoramento do carregamento durante o ensaio, foram considerados apenas os pontos de deslocamento para os estágios carregados e descarregados.

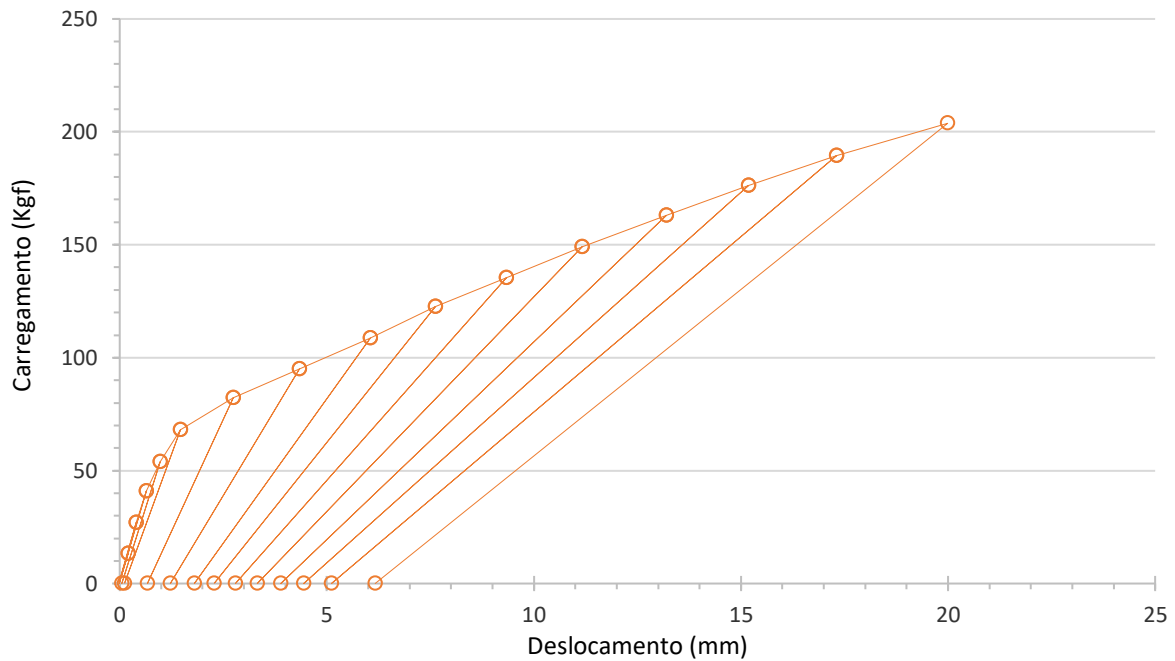


Figura 70 - Gráfico do ensaio monossinal com corrosão

De maneira análoga ao ensaio monossinal s/c, no ensaio monossinal c/c a cada descarga a rigidez da estrutura diminui. Entretanto, nesta viga o deslocamento permanente começa a partir da quinta carga aplicada (68,16 kgf).

Com os dados do gráfico das Figuras 69 e 70, foi possível determinar o valor de Z para cada descarga (Figura 17), e por meio das Equações 23 e 45, foi possível plotar o gráfico dano *versus* momento, apresentado na Figura 71.

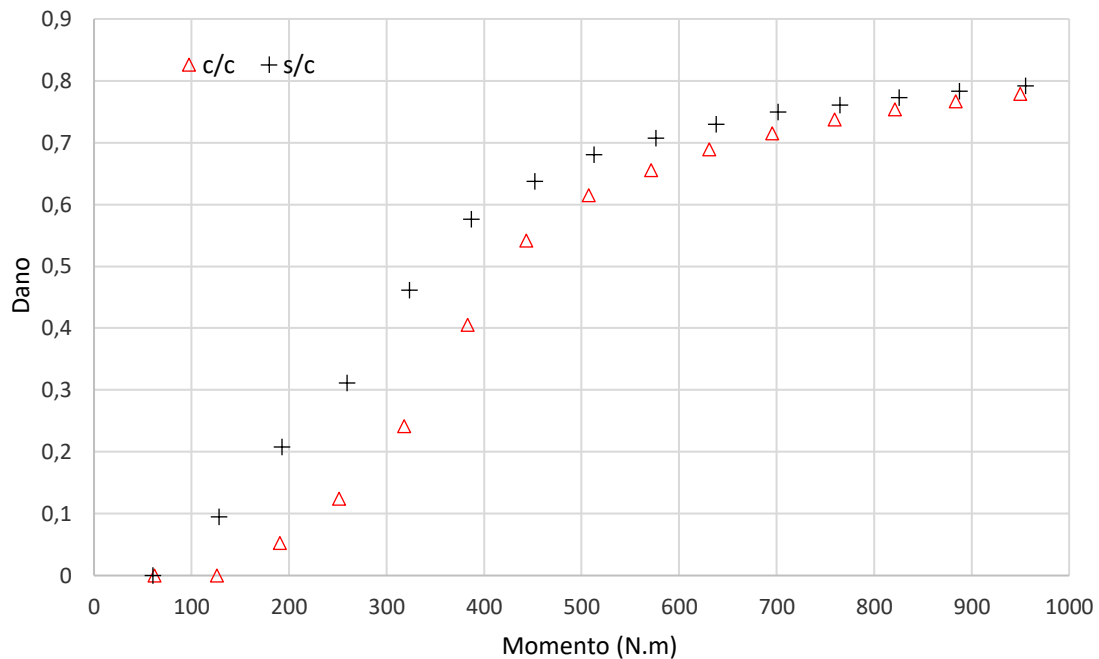


Figura 71 - Gráfico dano *versus* momento

Com a Figura 71, para a viga s/c visualiza-se um aumento praticamente linear até o valor de danificação de 0,637 (7^o momento), alterando o formato da curva a partir da 7^a carga, modificando a configuração do gráfico para maiores valores de dano. Esse fato pode estar relacionado com o trabalho de Flórez-López, Marante e Picón (2015), onde recomendam um valor último de dano de aproximadamente 0,63. Já para a viga c/c a danificação não começa na segunda carga, e sim na terceira (momento de 190,4 N.m), possuindo um comportamento praticamente linear da terceira até a oitava carga, que possui danificação de 0,615, mudando seu comportamento a partir da nona carga, e corroborando com o comportamento após o dano de 0,63.

Outro ponto que pode ser observado na Figura 71 é que após o valor de dano de 0,63 os gráficos se aproximam mais, tendo praticamente o mesmo valor de danificação no último momento aplicado.

A Figura 72 apresenta o gráfico da rotação plástica *versus* dano. Neste gráfico fica evidente que já existe plastificação na estrutura, sendo que para a viga s/c a quarta carga (55,61 kgf) apresenta rotação plástica diferente de zero²⁵, e para a viga c/c esse comportamento ocorre na quinta carga (68,16 kgf).

²⁵ Lembrando que a rotação plástica é a deformação plástica (ou deformação permanente) dividido pelo comprimento do elemento L_b , anteriormente apresentada na Equação 40.

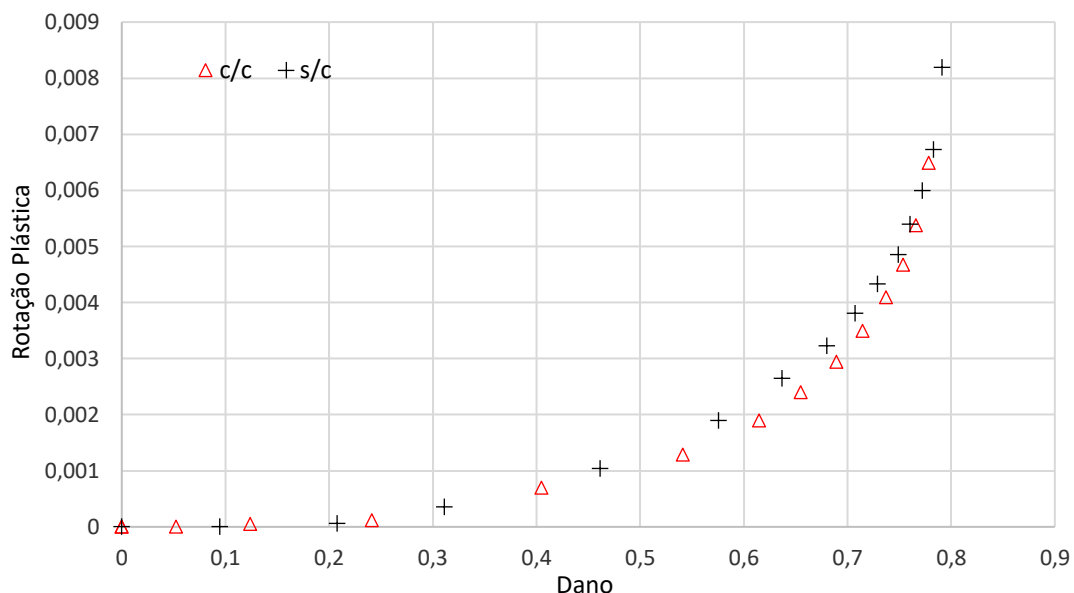


Figura 72 - Gráfico da rotação plástica *versus* dano

Ainda na Figura 72, observa-se que o comportamento de ambos os gráficos é semelhante, exceto pelo fato da última rotação plástica da viga s/c ser maior que a última rotação plástica da viga c/c.

A Figura 73 apresenta o gráfico do momento *versus* a rotação plástica. Visualiza-se que para a viga s/c a plastificação da estrutura surge a partir do momento de 200 N.m, enquanto para a viga c/c surge a partir do momento de 250 N.m.

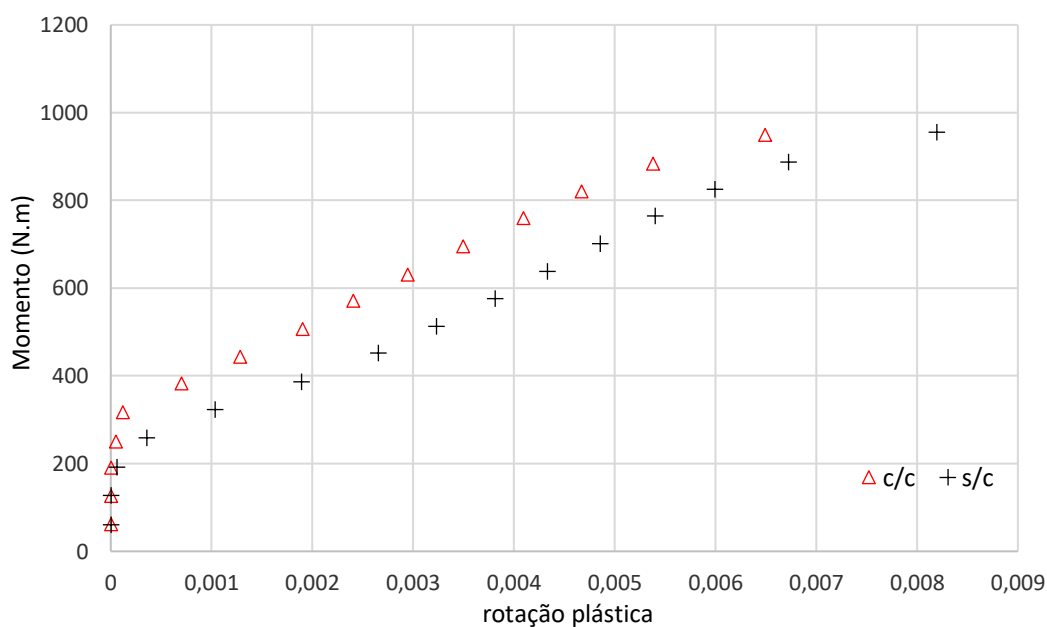


Figura 73 - Gráfico do momento *versus* rotação plástica

Com os gráficos apresentados neste tópico, pode-se afirmar que a danificação na viga c/c precisou de mais de um incremento de carga para iniciar em relação a viga s/c, acontecendo o mesmo para a rotação plástica. Também se conclui que a rotação plástica final da viga, ou seja, o deslocamento final da viga foi maior na viga s/c do que na viga c/c.

A Figura 74 apresenta o gráfico carregamento *versus* deslocamento, do ensaio de flexão em vigas realizado por Dong *et al.* (2017). Este ensaio foi realizado com uma viga referência (FNN00), duas vigas submetidas ao processo de degradação e carregamento simultâneos com cargas de 30% e 60% da carga última (respectivamente FCL03 e FCL06) e uma viga submetida ao processo de degradação sem carregamento (FCN00). Comparando a FNN00 e a FCN00, observa-se um menor deslocamento ao longo do ensaio na viga com corrosão, ocasionado pelo aumento da aderência aço/concreto provocado pelos produtos da corrosão, visto que a taxa de corrosão da armadura da viga FCN00 foi de 2,12%. Desta maneira, esse ensaio corrobora com o resultado de deslocamento da viga monossinal c/c, o que é representado pela menor rotação plástica da viga. Outro ponto convergente é a não alteração significativa da carga última da viga, o que é visualizado pelos valores de danificação próximos no fim dos ensaios.

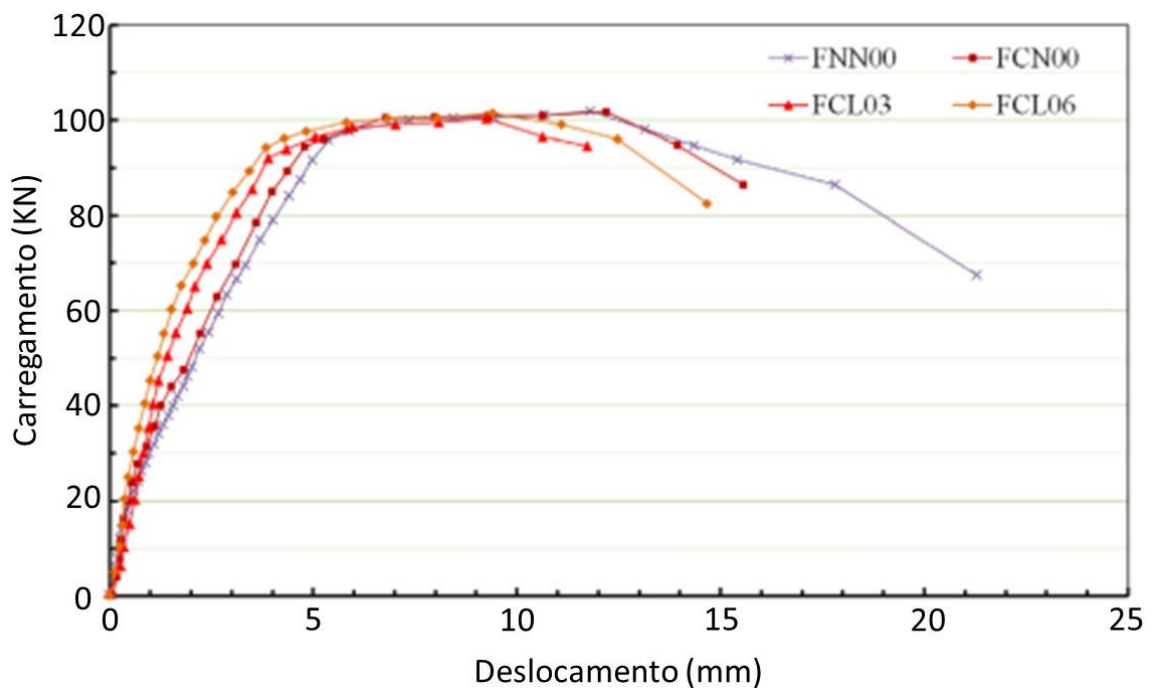


Figura 74 – Ensaio de flexão em vigas referência e degradadas.
Fonte: Dong *et al.* (2017).

6.3 ENSAIO DE LONGA DURAÇÃO

Os resultados do ensaio de longa duração serão apresentados em subtópicos, sendo: dano mecânico (vigas referência, apenas), deslocamentos das vigas ao longo do tempo e descargas. Conforme a linha do tempo apresentada na Figura 29, os ensaios começaram na idade de 95 dias e foram coletados dados de deslocamentos até a idade de 441 dias (exceto no período de *lockdown*). A maioria dos gráficos apresentados neste capítulo retratam o deslocamento das vigas no decorrer do tempo.

6.3.1 Dano Mecânico

Neste tópico serão tratadas apenas das vigas referência (sem degradação), analisando os dados do ensaio de longa duração, e propondo uma equação que represente a flecha das estruturas durante o tempo. Vale salientar que neste tópico foram usados os dados de deslocamento até antes do *lockdown*, por não ter confiabilidade no deslocamento durante este período, ou seja, foram utilizados dados da idade de 189 dias.

A partir da flecha imediata dos dados experimentais e das cargas aplicadas nas vigas vc 1, vc 2 e vc 3²⁶, foi realizado um processo iterativo (*update*) para calcular os valores de momento plástico (M_p), momento último (M_u), rotação plástica última (ϕ_u^p), e rigidez (EI) das vigas. A Tabela 16 apresenta os valores experimentais encontrados por ajuste, com uma precisão de 0,04153%.

Tabela 16 – Comparativo entre os resultados experimentais e os resultados iterativos

	Experimental por ajuste
Momento Plástico (M_p) (N.m)	275,224
Momento Último (M_u) (N.m)	1.200,000
Rotação Plástica Última (ϕ_u^p)	0,007330
Rigidez (EI) (N.m²)	112.493,749

Para o momento plástico, pode-se comparar o valor da Tabela 16 com o ensaio monossinal s/c. O M_p do ensaio monossinal foi de 259,129 N.m, sendo uma diferença de 6,21% para o valor do ajuste experimental. Para o M_u e para a ϕ_u^p fica mais difícil a comparação, pois o ensaio monossinal s/c não foi até a ruptura. Entretanto, observa-se que a última rotação plástica apresentada no ensaio monossinal foi de 0,008195,

²⁶ Neste processo iterativo foi considerado que as vigas possuíam seção de 7x7 cm.

superior em 10,56% ao valor do ajuste.

Pode-se fazer a comparação com a rigidez teórica e pela rigidez do ensaio monossinal. A rigidez teórica é calculada pelo ensaio de módulo de elasticidade e considerando os dados da seção transversal da viga. Para a rigidez do ensaio monossinal s/c, calcula-se EI pelo primeiro valor de Z , lembrando que $Z = \frac{6EI}{L^3}$. A Tabela 17 apresenta os valores da rigidez pelo ajuste, pelo monossinal s/c e pelo teórico.

Tabela 17 – Valores de Rigidez por três métodos distintos

	Experimental por ajuste	Monossinal	Teórico
Rigidez (EI) (N.m²)	112.493,75	95.068,24	83.561,82

Comparando o valor da rigidez pelo ajuste com o cálculo teórico, visualiza-se uma diferença de aproximadamente 34,62%. Essa diferença pode estar vinculada ao fato de o módulo de elasticidade ser uma parábola, podendo ter várias inclinações de reta no gráfico. Comparando o valor do ajuste com o monossinal, a diferença é de 18,33%. Uma das explicações é que a TDC não contempla a variável tempo. Os dados apresentados neste tópico foram coletados por aproximadamente 3 meses, ou seja, não é possível desconsiderar essa variável. Assim, esse é um dos fatores responsáveis pela diferença de percentual encontrado no processo de *update*.

Outro fator para a diferença verificada tanto na rigidez quanto na rotação plástica é pelo método de aplicação de carga, que aplica carga com uma velocidade rápida, ocasionando em impacto na viga. Como esse efeito não é levado em consideração na TDC, é um dos principais fatores nas diferenças aferidas.

Para considerar o efeito de longa duração, é proposta a Equação 71, sendo elaborada a partir da Equação 42 (cálculo de deslocamento pela TDC) e da Equação 46 (efeito de fluência da NBR 6118 (ABNT, 2014)), onde o $\alpha_f(t)$ é o coeficiente de fluência em função do tempo.

$$w = \left(\frac{PL^2}{6E_c I(1-d)} + w^p \right) * (1 + \alpha_f(t)) \quad (\text{Equação 71})$$

Por meio da Equação 71 e pela flecha imediata calculada no programa iterativo, elaborou-se as curvas de deslocamento ao longo do tempo apresentadas na

Figura 75²⁷, comparando com os dados experimentais. Para esses dados, apenas para o dia 95 (primeiro dia de aplicação das cargas) foram utilizadas duas leituras, a imediata e a leitura no final do dia.

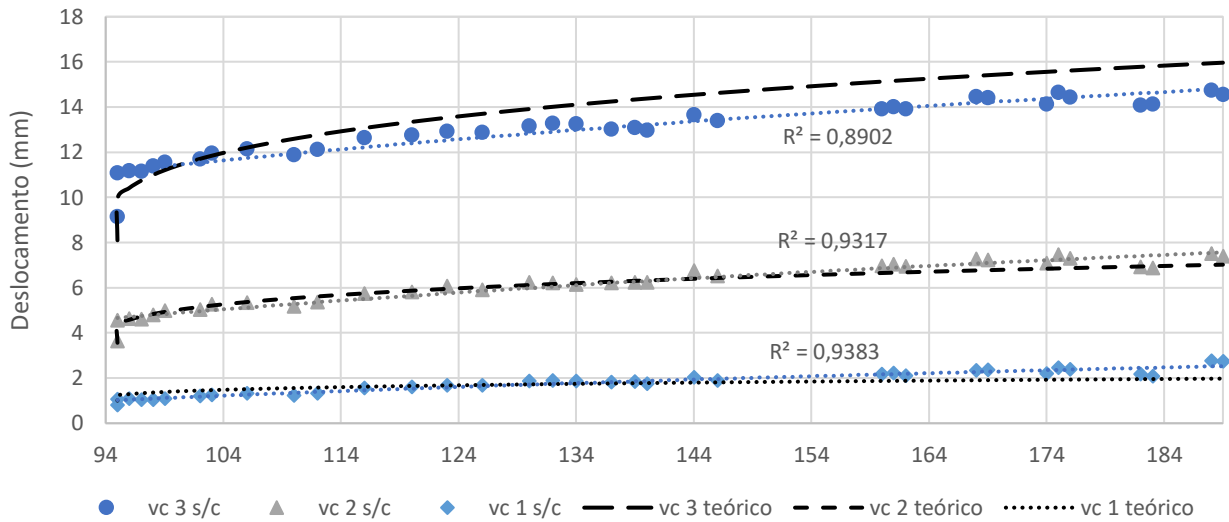


Figura 75 - Deslocamento das vigas referência do dia 95 até o dia 189

Com a Figura 75 é possível observar que os deslocamentos das vigas ensaiadas apresentaram valores próximos aos deslocamentos do cálculo teórico. Também é possível visualizar um bom coeficiente de determinação (R^2) encontrado para os deslocamentos ao longo do tempo. Logo, com os dados disponíveis, é possível considerar que o modelo da Equação 71 se apresenta representativa.

Assim, a Equação 71 apresentada anteriormente pode ser um dos caminhos para implementar a TDC e deixar o modelo dependente do tempo. Entretanto, este modelo necessita de maiores estudos para o desenvolvimento, não sendo realizado neste trabalho.

6.3.2 Deslocamento das Vigas ao Longo do Tempo

O gráfico da Figura 76 apresenta os deslocamentos das vigas referência e degradada desde o início da aplicação das cargas (idade de 95 dias), passando pelo começo do processo de degradação (idade de 112 dias), apresentando os dados até a idade de 189 dias (contemplando 4 processos de descargas).

²⁷ Para os dados experimentais, foi utilizada apenas a última leitura de deslocamento do dia.

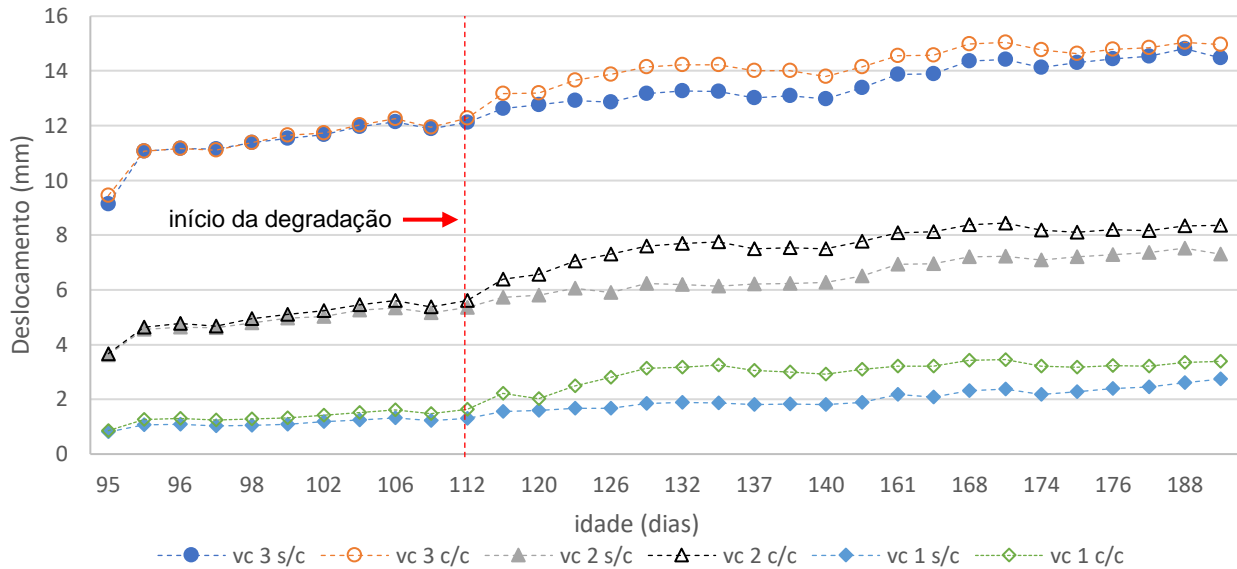


Figura 76 - Deslocamento das vigas referência e degradada com tempo antes e após o início do processo de degradação²⁸.

Observa-se na Figura 76 que até o início do processo de degradação (idade de 112 dias), o comportamento das vigas referência e degradadas foi praticamente o mesmo. No entanto, nos dias posteriores, as vigas degradadas tiveram um comportamento diferente das vigas referência, aumentando seu deslocamento. Esse aumento de deslocamento é evidente até a idade de 130 dias.

O gráfico da Figura 77 apresenta a diferença de deslocamento entre as vigas degradadas e referência. Até o início da degradação (idade de 112 dias), já existia uma pequena diferença de deslocamento entre as vigas referência e degradada, provavelmente ocasionado pelas pequenas variações das seções transversais, sendo de 0,317 mm, 0,248 mm e 0,162 mm, para as vigas vc 1, vc 2 e vc 3, respectivamente. Após o início da degradação, fica evidente o aumento do deslocamento nas vigas degradadas com relação as vigas referência, resultando na diferença apresentada no gráfico da Figura 77. Na idade de 139 dias (1 dia antes do primeiro processo descarga), a diferença de deslocamento total era de 1,176 mm, 1,292 mm e 0,914 mm para as vigas vc 1, vc 2 e vc 3, respectivamente. Agora, descontando a diferença de deslocamento que existia antes do início da degradação (idade de 112 dias), a diferença relativa fica em 0,859 mm, 1,044 mm e 0,752 mm.

²⁸ Foram utilizados os dados do deslocamento imediato e o último deslocamento da idade de 95 dias, para as demais idades foi utilizado o último deslocamento do dia.

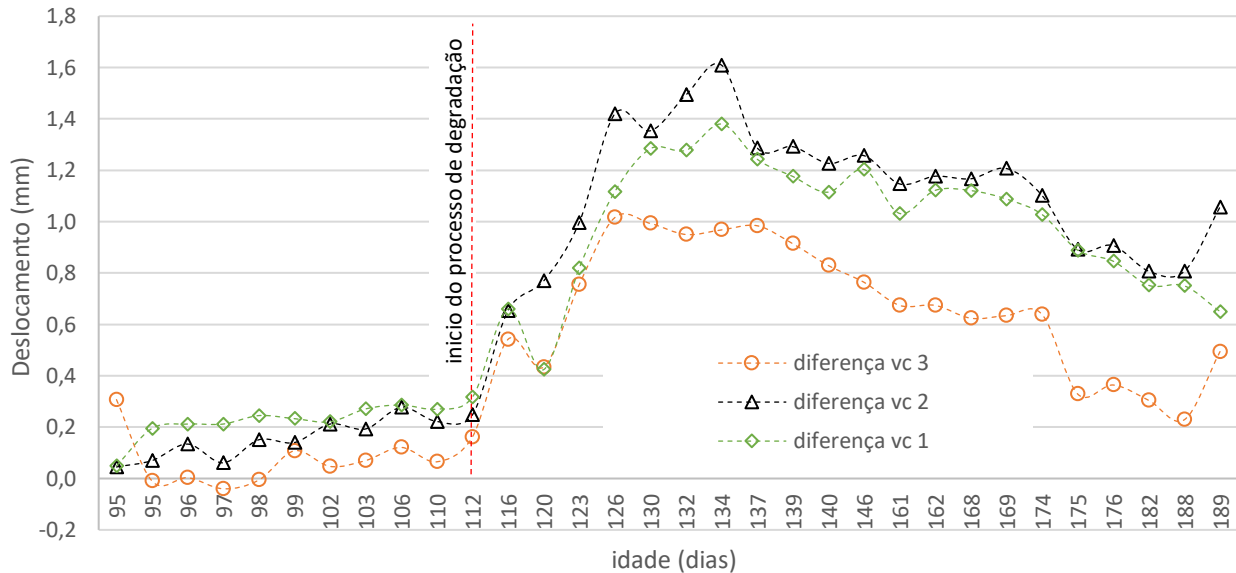


Figura 77 - Diferença do deslocamento entre a viga degradada e referênciada.

Como foi observado no capítulo 5 e no item 6.1.2, as vigas permaneciam úmidas por um longo período de tempo. Entretanto, a alta umidade das vigas não acarreta o aumento de seu deslocamento, e sim o contrário, pois a água presente nos poros do concreto não pode ser comprimida (a água é incompressível), diminuindo assim o efeito de fluência e consequentemente o deslocamento das vigas (CARBONARI; SANTOS; TORALLES-CARBONARI, 2004).

Como discutido no item 6.1.4 e apresentado na Tabela 13, apenas no trecho “C” da vc 3 c/c teve taxa de corrosão suficiente para os produtos da corrosão fissurarem o cobrimento de concreto. Assim, sabemos que esse aumento do deslocamento nos primeiros dias de degradação não foi ocasionado pelo produto da corrosão fissurando o cobrimento de concreto.

Dentre os trabalhos compreendidos na revisão da literatura, apenas o trabalho de Du *et al.* (2013) apresenta o deslocamento ao longo do tempo das vigas que estavam simultaneamente carregadas e sobre processo corrosivo. No trabalho dos autores, foi realizada a pulverização com a solução de NaCl apenas nos locais da viga que gostaria que houvesse corrosão, utilizando também corrente elétrica para acelerar o processo. Além disso, devido ao processo de pulverização e de aceleração do processo corrosivo com corrente elétrica, os autores não citaram que a viga permaneceu úmida por um longo período de tempo, não tendo assim a influência da umidade no deslocamento por fluência. Por fim, os autores verificaram um aumento de deslocamento para as vigas sobre processo corrosivo com relação a viga referênciada.

Assim, com esses fatos apresentados, acredita-se que o início do processo corrosivo acarretou no aumento do deslocamento das vigas com degradação. Entretanto, ao decorrer do tempo, a corrosão não afetou tão significativamente no deslocamento das vigas, e o efeito da umidade acabou sendo mais significativo diminuindo a diferença de deslocamento entre a viga referência com a viga degradada.

6.3.3 Descargas

Com os dados coletados nos dias das descargas, foram elaborados os gráficos da recuperação do deslocamento das vigas em cada procedimento, sendo que as vigas vc 1, vc 2 e vc 3 são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 78, 79 e 80. Neste tópico, os gráficos apresentam os deslocamentos coletados apenas nos dias das descargas, e também são apresentados os valores entre o início e o fim do processo, desprezando o deslocamento existente da viga.

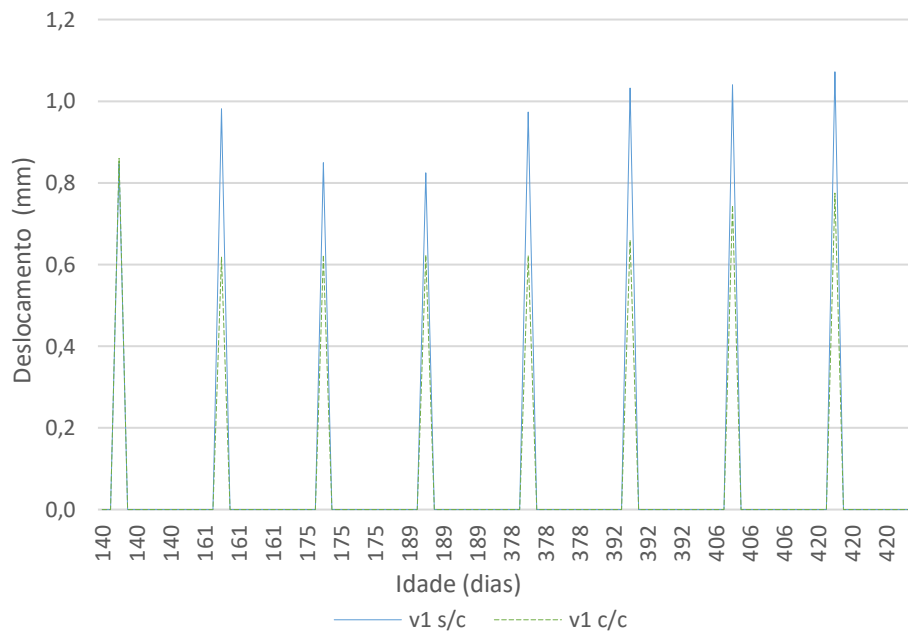


Figura 78 - Deslocamento das vigas vc 1.

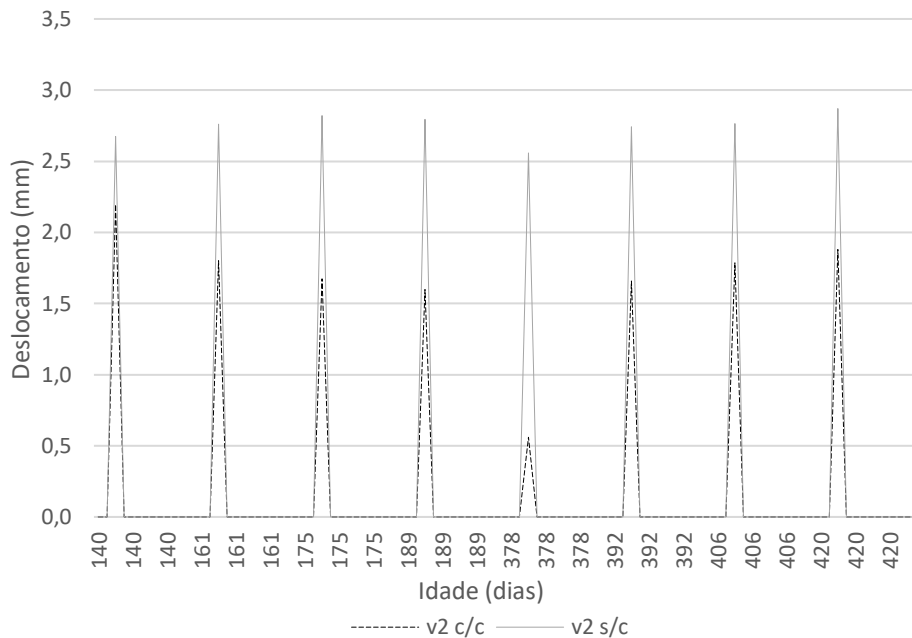


Figura 79 - Deslocamento das vigas vc 2

Para as vigas vc 1, pelo gráfico da Figura 78, percebe-se que a recuperação do deslocamento no primeiro procedimento é praticamente igual para ambas as vigas. Olhando para a viga referência, ela tem um aumento na recuperação no segundo procedimento, uma diminuição na terceira e quarta descarga e um aumento da quinta até a oitava descarga. Para a viga degradada, ocorre uma diminuição da primeira para a segunda descarga, com um valor quase constante da segunda para a quinta descarga, seguida de um aumento até o oitavo processo. Nas vigas vc 2 (Figura 79), a viga referência possui uma diferença no deslocamento quase constante em todos os oito procedimentos. Já a viga degradada apresenta uma diminuição no deslocamento da primeira até a quarta descarga. A quinta descarga da vc 2 c/c não é representativa, visto seu comportamento nos demais procedimentos, assim suspeita-se que ocorreu um erro durante o procedimento. Já da sexta até a oitava descarga na vc 2 s/c observa-se um aumento na recuperação.

Analisando as vigas vc 3 na Figura 80, observa-se um deslocamento quase constante para a viga referência e uma diminuição constante para a viga degradada, exceto por um pequeno aumento de recuperação no oitavo procedimento realizado.

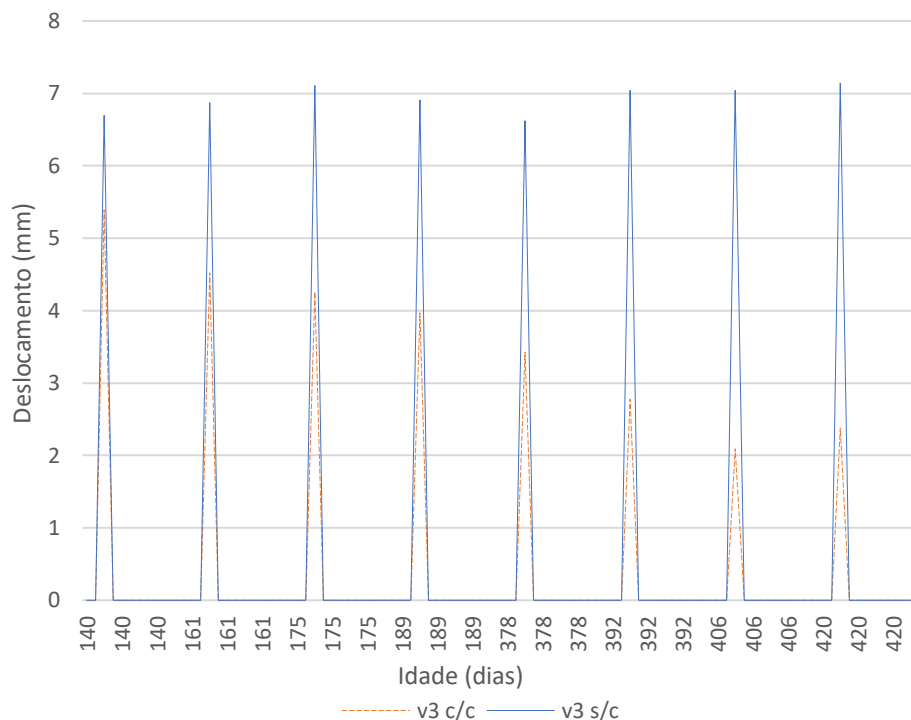


Figura 80 - Deslocamento das vigas vc 3

Com a Tabela 18 é possível visualizar mais claramente o valor da recuperação para cada uma das vigas em cada procedimento de descarga (desc), sendo apresentada também a diferença em percentual da recuperação entre as vigas referência e degradada (dif.).

Tabela 18 – Recuperação do deslocamento das vigas (mm)

Dias	Desc.	vc 3 s/c	vc 3 c/c	dif. % vc 3	vc 2 s/c	vc 2 c/c	dif. % vc 2	vc 1 s/c	vc 1 c/c	dif. % vc 1
140	1	6,695	5,390	24,21	2,675	2,195	21,87	0,847	0,860	-1,51
161	2	6,870	4,520	51,99	2,760	1,800	53,33	0,981	0,618	58,74
175	3	7,110	4,260	66,90	2,820	1,675	68,36	0,849	0,623	36,28
189	4	6,910	3,970	74,06	2,795	1,600	74,69	0,825	0,624	32,21
378	5	6,62	3,425	93,28	2,56	0,56	357,14²⁹	0,974	0,622	56,59
392	6	7,04	2,775	153,69	2,74	1,66	65,06	1,032	0,66	56,36
406	7	7,04	2,09	236,84	2,765	1,785	54,90	1,04	0,745	39,60
420	8	7,14	2,38	200,00	2,87	1,88	52,66	1,072	0,775	38,32

Um comportamento que pode ser observado na vc 1 c/c e vc 2 c/c é um aumento na recuperação das vigas nos últimos procedimentos. À primeira vista, esse comportamento não parece ser significativo. Entretanto, o que pode estar ocorrendo nessas

²⁹ Valor não representativo visto a baixa recuperação da viga degradada apenas nesta idade de procedimento.

vigas é o aumento da recuperação ocasionado pelo aumento da aderência entre o concreto e o vergalhão devido aos produtos da expansão da corrosão.

O que se analisa também é que, mesmo que possa ocorrer um aumento da aderência pelos produtos da corrosão, anteriormente a isso a viga perde propriedades de ductilidade, como visto pela diminuição na recuperação nas Figuras 78, 79 e 80. A Figura 81 apresenta a diferença entre a viga referência e a viga degradada para cada uma das cargas.

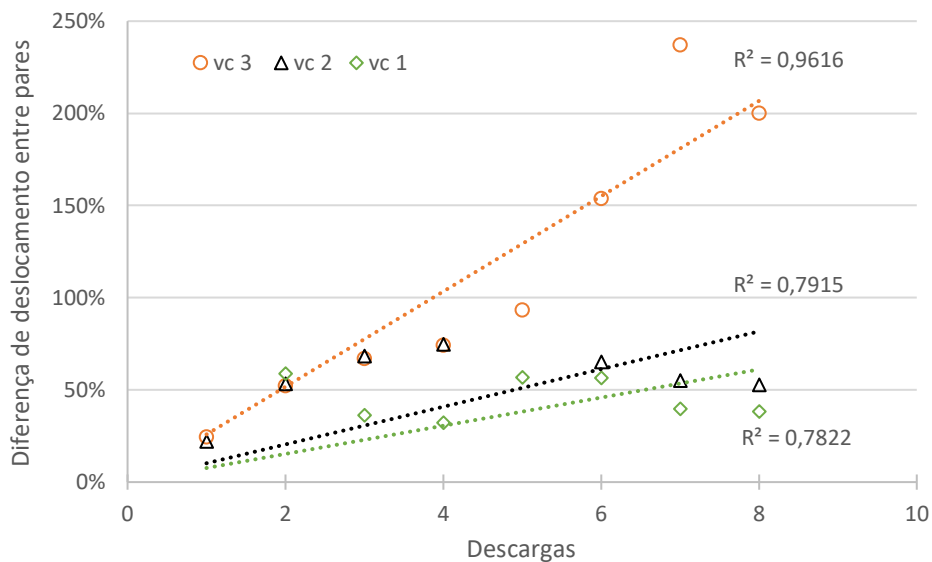


Figura 81 – Diferença de deslocamento entre pares de vigas para cada processo de descarga

A Figura 81 facilita a visualização do que já foi apresentado na Tabela 18, mostrando que para as vigas vc 1 e vc 2 tem um aumento da diferença do deslocamento nas primeiras descargas, com uma diminuição dessa diferença para os últimos procedimentos, ocasionados primeiramente pela corrosão da armadura (diminuindo a recuperação) e posteriormente pelos produtos da corrosão (aumentando a recuperação devido ao aumento da aderência). Com base nos dados do experimento realizado, tem-se um indicativo que se continuassem os ensaios, em um certo momento a diferença de recuperação voltaria a aumentar, e isso aconteceria quando os produtos da corrosão expandissem o suficiente para trincar a interface aço/concreto em vários locais da viga, com a consequente perda de aderência. Novos estudos precisam ser conduzidos para a validação ou refutação desta hipótese. Já na viga vc 3, por ser uma viga com maior carregamento, a perda de seção transversal da armadura impacta mais significativamente na diferença da recuperação entre vigas.

Na Figura 81 foi inserida uma linha de tendência, considerando que a recuperação das vigas antes do processo de degradação era igual. Observa-se uma forte correlação na diminuição da recuperação para a vc 3, analisando ainda uma diferença de recuperação na casa dos 200%. Para a vc 2 e vc 1 a correlação é menor, mas ainda é significativa, sendo essa diminuição da correlação dada pelo aumento da recuperação das vigas degradadas nos últimos procedimentos. Ressalta-se também que este é um estudo preliminar, necessitando de mais amostras para confirmar essa tendência.

7 CONCLUSÕES

A campanha experimental proposta neste trabalho com o intuito de degradar a armadura cumpriu seu papel. Poucos dias após o início do processo de degradação por íons cloreto, havia evidências comprovando que o processo corrosivo estava instalado nas vigas degradadas. Também, devido a dosagem do concreto e do revestimento da armadura adotado, toda a extensão da viga estava sujeita ao processo de corrosão, verificando ainda que o processo corrosivo é um fenômeno aleatório, podendo ocorrer em locais não esperados (sem fissuração).

As leituras de potencial de corrosão se apresentaram como uma ferramenta importante para verificar a probabilidade de ocorrer a corrosão na viga, devido a utilizar ferramentas de fácil acesso e sem elevado investimento. Entretanto, como já dito, é uma probabilidade de haver corrosão, não necessariamente havendo a corrosão, pois são leituras qualitativas.

A hipótese de que a fissuração influencia na corrosão e a corrosão influencia na fissuração, se tornando um processo cíclico, é confirmada, visto o aumento da área de fissuras nas vigas com degradação e a maior área superficial de corrosão nas vigas com maior carregamento. Entretanto, pelos dados obtidos neste trabalho não se pode afirmar que o local com a maior fissuração resultará no local com a maior profundidade de pite e conseqüentemente o maior nível de corrosão *cor*, sendo esse fator influenciado pela cicatrização do concreto devido a hidratação do cimento.

Pode-se verificar que não há conclusões acuradas sobre o fenômeno da corrosão trabalhando em corpos de prova sem carga, que o carregamento interfere significativamente no estudo.

Como verificado nos ensaios de longa duração, a corrosão impacta na recuperação do deslocamento, diminuindo sua ductibilidade, o que pode acarretar em fraturas frágeis ao longo do tempo. Também, observa-se que a diminuição da ductibilidade em vigas com sua carga próxima a carga de projeto (exemplo da vc 3 c/c) é muito significativa, mesmo com baixa taxa de corrosão da armadura.

A independência do tempo na TDC é um fator que interfere numa melhor compreensão e aplicação nestes resultados. Apenas com um modelo de TDC dependente do tempo é que os dados poderão ser melhor compreendidos. Assim, por mais que os resultados corroborem com a teoria de Brant (2019), necessita-se de um aprimoramento na TDC, ou seja, deixar a TDC dependente do tempo para poder concluir a validação experimental.

7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As sugestões de trabalhos futuros envolvem tanto melhorias no experimento quanto aos resultados já apresentados.

No âmbito de experimentos, sugere-se trabalhar com espaçadores de concreto, para evitar a fissuração devido aos espaçadores plásticos, bem como trabalhar com cobertura de armadura recomendada pela literatura, possuindo assim ingresso de íons cloreto apenas nos locais de concreto fissurado.

Também, recomenda-se fazer a molhagem de todas as vigas, mesmo nas vigas referência, evitando assim uma diferenciação no efeito de fluência das vigas devido ao fenômeno de incompressibilidade da água.

Além disso, o uso de atuadores mecânicos se faz necessários, visto que na aplicação de “cargas fixas” o processo de carregamento e descarregamento causa impacto nas vigas, sendo outro efeito do tempo por ser um carregamento muito rápido, fator não contemplado na TDC. Também, sugere-se realizar o estudo em um ambiente com temperatura e umidades controlados.

Ainda, sugere-se aprimorar os estudos considerando a TDC dependente do tempo. Dessa maneira, podem ser feitos estudos em que a corrosão atua junto com os efeitos da fluência, representando melhor este fenômeno.

REFERÊNCIAS

- ABABNEH, A.; SHEBAN, M. Impact of mechanical loading on the corrosion of steel reinforcement in concrete structures. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 44, n. 6, p. 1123–1137, 2011.
- AHMAD, S. Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction - A review. **Cement and Concrete Composites**, v. 25, n. 4- 5 SPEC, p. 459–471, 2003.
- AMALIA, Z. *et al.* Development of simulation method of concrete cracking behavior and corrosion products movement due to rebar corrosion. **Construction and Building Materials**, v. 190, p. 560–572, 2018.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI 222R-01: Protection of Metals in Concrete Against Corrosion**, 2001.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI 201.2R-08: Guide to Durable Concrete**, 2008.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM C876: Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete**. West Conshohocken (EUA), 2015.
- ANDRADE, J. J. DE O. **CONTRIBUIÇÃO À PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO ATACADAS PELA CORROSÃO DE ARMADURAS: INICIAÇÃO POR CLORETOS**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.
- ARAÚJO, J. M. DE. **Curso de Concreto Armado**. 3ª Edição ed. Rio Grande, RS: Editora Dunas, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1998.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7480 Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9779: Argamassa e concreto endurecidos — Determinação da absorção de água por capilaridade**. Rio de Janeiro, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8522 Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão- deformação**. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5739 Concreto: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos** Rio de Janeiro, 2018.

BENTUR, A.; DIAMOND, S.; BERKE, N. S. **Steel Corrosion in Concrete: Fundamentals and Civil Engineering Practice**. London, UK: Taylor & Francis, 1997.

BERNACHY-BARBE, F. *et al.* Using X-ray microtomography to study the initiation of chloride-induced reinforcement corrosion in cracked concrete. **Construction and Building Materials**, v. 259, p. 119574, 2020.

BERTOLINI, L. *et al.* **Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair**. Weinheim (DE): WILEY-VCH, 2004.

BRANT, C. A. C. **Formulação Termodinâmica do Acoplamento Corrosão-Fissuração em Estruturas de Concreto Armado**. Universidade Federal da Integração Latino-Americana, 2019.

BRANT, C. A. C. *et al.* Durability and Service Life Prediction of Reinforced Concrete Frames Subjected to Chloride Corrosion and Mechanical Loading. n. 2006, p. 1–39, 2020.

BROOMFIELD, J. P. **Corrosion Of Steel in Concrete: Understanding, Investigation and Repair**. 2ª Edição ed. New York, USA: Taylor & Francis, 2007.

CARBONARI, G.; SANTOS, A. C. P. DOS; TORALLES-CARBONARI, B. M. **IMPACTO ESTRUTURAL DO TIPO DE SELAGEM EXTERNA NAS DEFORMAÇÕES FLUÊNCIA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO**. XXXI jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural. **Anais...** Mendoza (ARG): 2004

COELHO, K. O. **Modelos Numéricos aplicados à modelagem probabilística da degradação mecânica do concreto e corrosão de armaduras**. Escola de Engenharia de São Carlos, 2017.

DONG, J. *et al.* Crack propagation and flexural behaviour of RC beams under simultaneous sustained loading and steel corrosion. **Construction and Building Materials**, v. 151, p. 208–219, 2017.

DU, F. *et al.* Effects of transverse crack on chloride ions diffusion and steel bars corrosion behavior in concrete under electric acceleration. **Materials**, v. 12, n. 15, 2019.

DU, Y.; CULLEN, M.; LI, C. Structural effects of simultaneous loading and reinforcement corrosion on performance of concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 39, p. 148–152, 2013.

DU, Y. G.; CLARK, L. A.; CHAN, A. H. C. Residual capacity of corroded reinforcing bars. **Magazine of Concrete Research**, v. 57, n. 3, p. 135–147, 2005.

EL-REEDY, M. A. **Steel-Reinforced Concrete Structures: Assessment and Repair of Corrosion**. 2ª Edição ed. New York, USA: Taylor & Francis, 2018.

FERNANDEZ, I. *et al.* Ultimate Capacity of Corroded Statically Indeterminate Reinforced Concrete Members. **International Journal of Concrete Structures and Materials**, v. 12, n. 1, 2018.

FIGUEIREDO, E. P.; MEIRA, G. Corrosión de armadura de estructuras de hormigón. **ALCONPAT Internacional - Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción**, p. 30, 2013.

FLÓREZ-LÓPEZ, J.; MARANTE, M. E.; PICÓN, R. **Fracture and damage mechanics for structural engineering of frames: State-of-the-art industrial applications**. Hershey (USA): IGI Global, 2015.

FU, C. *et al.* Corrosion characteristics of a 4-year naturally corroded reinforced concrete beam with load-induced transverse cracks. **Corrosion Science**, v. 117, p. 11–23, 2017.

GEIKER, M. *et al.* 25 years of field exposure of pre-cracked concrete beams ; combined impact of spacers and cracks on reinforcement corrosion. **Construction and Building Materials**, v. 286, p. 122801, 2021.

GENTIL, V. **Corrosão**. 3ª edição ed. Rio de Janeiro (BRA): Editora Afiliada, 1996.

GHODS, P. *et al.* Angle-resolved XPS study of carbon steel passivity and chloride-induced depassivation in simulated concrete pore solution. **Corrosion Science**, v. 58, p. 159–167, 2012.

GONZÁLEZ, J. A.; MIRANDA, J. M.; FELIU, S. Considerations on reproducibility of potential and corrosion rate measurements in reinforced concrete. **Corrosion Science**, v. 46, n. 10, p. 2467–2485, 2004.

GRAEFF, Â. G. **Avaliação Experimental e Modelagem Dos Efeitos Estruturais Da Propagação da Corrosão em Elementos de Concreto Armado**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007.

JIANG, J. *et al.* The Passive Film Growth Mechanism of New Corrosion-Resistant Steel Rebar in Simulated Concrete Pore Solution : Nanometer Structure and Electrochemical Study. **materials**, p. 14, 2017.

JIANG, L. *et al.* Influence of flexural fatigue on chloride threshold value for the corrosion of steels in Ca(OH)₂ solutions. **Materials Chemistry and Physics**, v. 164, p. 23–28, 2015.

KEARSLEY, E. P.; JOYCE, A. Effect of corrosion products on bond strength and flexural behaviour of reinforced concrete slabs. **Journal of the South African Institution of Civil Engineering**, v. 56, n. 2, p. 21–29, 2014.

KHITAB, A.; ANWAR, W.; ARSHAD, M. T. Predictive Models of Chloride Penetration in concrete: An Overview. **MUST Journal of Engineering and Applied Sciences**, v. 1, n. 1, p. 1–14, 2017.

KOCH, G. *et al.* International Measures of Prevention, Application, and Economics of Corrosion Technologies Study. **NACE International**, p. A-19, 2016.

LEMAITRE, J. CHABOCHE, J. **Mechanics of Solid Materials**. New York: Cambridge University Press, 1990.

LUBARDA, V. A. On thermodynamic potentials in linear thermoelasticity. **International Journal of Solids and Structures**, v. 41, n. 26, p. 7377–7398, 2004.

- MEDEIROS, M. H. F. *et al.* Reinforced concrete in marine environment: Effect of wetting and drying cycles, height and positioning in relation to the sea shore. **Construction and Building Materials**, v. 44, p. 452–457, 2013.
- MEDEIROS, M. H. F. *et al.* Corrosion potential: influence of moisture, water-cement ratio, chloride content and concrete cover. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 4, p. 864–885, 2017.
- MEHTA, P. J.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete, Microstructure, Properties, and Materials**. New York, USA: McGraw-Hill, 2006.
- MILLARD, S. G. *et al.* Environmental influences on linear polarisation corrosion rate measurement in reinforced concrete. **NDT and E International**, v. 34, n. 6, p. 409–417, 2001.
- MOHAMED, N.; BOULFIZA, M.; EVITTS, R. Corrosion of carbon steel and corrosion-resistant rebars in concrete structures under chloride ion attack. **Journal of Materials Engineering and Performance**, v. 22, n. 3, p. 787–795, 2013.
- MOLIN, D. C. C. D. *et al.* Contribuição à Previsão da Vida Útil de Estruturas de Concreto. In: Claudio de Souza Kazmierczak, Márcio Minto Fabrício. (Org.). **Avaliação de Desempenho de Tecnologias Construtivas Inovadoras: Materiais e Sustentabilidade**. 1. ed. [s.l.: s.n.]. p. 223–270.
- NASSER, H. *et al.* An experimental assessment of corrosion damage and bending capacity reduction of singly reinforced concrete beams subjected to accelerated corrosion. **Construction and Building Materials**, v. 286, p. 122773, 2021.
- NĚMEČEK, J. *et al.* Simulation of chloride migration in reinforced concrete. **Applied Mathematics and Computation**, v. 319, p. 575–585, 2018.
- ODEN, J. T.; REDDY, J. N. **Variational Methods in Theoretical Mechanics**. New York: Springer-Verlag, 1976.
- OTIENO, M. B.; ALEXANDER, M. G.; BEUSHAUSEN, H. D. Corrosion in cracked and uncracked concrete - influence of crack width, concrete quality and crack reopening. **Magazine of Concrete Research**, v. 62, n. 6, p. 393–404, 2010.
- PEDROSA, F.; ANDRADE, C. Corrosion induced cracking: Effect of different corrosion rates on crack width evolution. **Construction and Building Materials**, v. 133, p. 525–533, 2017.
- POSSAN, E. **MODELAGEM DA CARBONATAÇÃO E PREVISÃO DE VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EM AMBIENTE URBANO**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010.
- POULSEN, E.; MEJLBRO, L. **Diffusion of Chloride in Concrete: Theory and Application**. 14. ed. New York, USA: Taylor & Francis, 2006.
- QIAO, D. *et al.* Crack patterns of concrete with a single rebar subjected to non-uniform and localized corrosion. **Construction and Building Materials**, v. 116, p. 366–377, 2016.

- RAMEZANIANPOUR, A. A. *et al.* Modeling of chloride ions penetration in cracked concrete structures exposed to marine environments. **Structural Concrete**, v. 19, n. 5, p. 1460–1471, 2018.
- RIBEIRO, D. V. *et al.* **Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise**. Rio de Janeiro, RJ: Elsevier Ltd, 2014.
- ROCHA, F. C. DA. **Leituras de Potencial de Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Influência da Relação Água/Cimento, da Temperatura, da Contaminação por Cloretos, da Espessura de Cobrimento e do Teor de Umidade do Concreto**. Universidade Federal do Paraná, 2012.
- ROSA, N. G. DA. **ANÁLISE DE CORROSÃO POR AÇÃO DE ÍONS CLORETO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**. Universidade Paranaense, 2020.
- RUPOLO, W.; SALGADO, J. R. C. **Desenvolvimento de um protótipo de eletrodo de referência de Cu/CuSO₄ para medida de potencial de corrosão em concreto armado**. Congresso de Engenharia e Ciências Aplicadas nas Três Fronteiras. **Anais...Foz do Iguaçu**: 2019
- SHAW, B. A.; KELLY, R. G. What is corrosion? **Electrochemical Society Interface**, v. 15, n. 1, p. 24–26, 2006.
- STEWART, M. G. Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure. **Structural Safety**, v. 26, n. 4, p. 453–470, 2004.
- SUZUKI, M. *et al.* Establishment of coupled analysis of interaction between structural deterioration and reinforcement corrosion by salt damage. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 14, n. 9, p. 559–572, 2016.
- TANG, F. *et al.* Three-dimensional corrosion pit measurement and statistical mechanical degradation analysis of deformed steel bars subjected to accelerated corrosion. **Construction and Building Materials**, v. 70, p. 104–117, 2014.
- TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.
- VAL, V.; MELCHERS, R. E. Reliability of Deteriorating RC Slab Bridges. n. 1993, p. 1638–1644, 1997.
- ZHANG, Y.; POURSAEE, A. Passivation and corrosion behavior of carbon steel in simulated concrete pore solution under tensile and compressive stresses. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 27, n. 8, p. 1–9, 2015.
- ZHAO, Y. *et al.* Crack shape and rust distribution in corrosion-induced cracking concrete. **Corrosion Science**, v. 55, p. 385–393, 2012.

APÊNDICE A – DADOS DOS ENSAIOS MONOSSINAIS

Tabela 19 - Cargas aplicadas (kgf) e deslocamentos (mm) da viga do ensaio monossinal s/c

Carregamentos	Massas (Kgf)	Acumulado (kgf)	Deslocamento carregado (mm)	Deslocamento descarregado (mm)
1	12,93	12,93	0,191	0,000
2	14,51	27,44	0,447	0,000
3	13,85	41,29	0,824	0,055 ³⁰
4	14,32	55,61	1,530	0,340
5	13,77	69,38	2,883	0,983
6	13,68	83,06	4,686	1,797
7	13,95	97,01	6,459	2,518
8	13,03	110,04	8,141	3,069
9	13,53	123,57	9,845	3,620
10	13,37	136,94	11,572	4,115
11	13,54	150,48	13,461	4,609
12	13,68	164,16	15,241	5,128
13	13,00	177,16	17,164	5,691
14	13,31	190,47	19,337	6,387
15	14,53	205,00	22,276	7,786

Tabela 20 - Cargas aplicadas (kgf) e deslocamentos (mm) da viga do ensaio monossinal c/c

Carregamentos	Massas (Kgf)	Acumulado (kgf)	Deslocamento carregado (mm)	Deslocamento descarregado (mm)
1	13,31	13,31	0,200	0,000
2	13,68	26,99	0,403	0,000
3	13,87	40,86	0,648	0,000
4	13,00	53,86	0,971	0,047 ³¹
5	14,30	68,16	1,460	0,110
6	14,00	82,16	2,740	0,665
7	12,93	95,09	4,333	1,219
8	13,68	108,77	6,049	1,804
9	13,77	122,54	7,622	2,283
10	12,80	135,34	9,338	2,794
11	13,85	149,19	11,170	3,317
12	13,80	162,99	13,205	3,387
13	13,20	176,19	15,187	4,436
14	13,40	189,59	17,303	5,108
15	14,20	203,79	19,991	6,167

³⁰ Esse valor não foi considerado como deslocamento permanente por ser muito pequeno ($5,5 \times 10^{-5}$ m), podendo ter chegado a zero se o tempo da descarga fosse um pouco superior à 45 segundos.

³¹ Esse valor não foi considerado como deslocamento permanente por ser muito pequeno ($4,7 \times 10^{-5}$ m), podendo ter chegado a zero se o tempo da descarga fosse um pouco superior à 45 segundos.

APÊNDICE B – MAPEAMENTO DAS FISSURAS NAS VIGAS

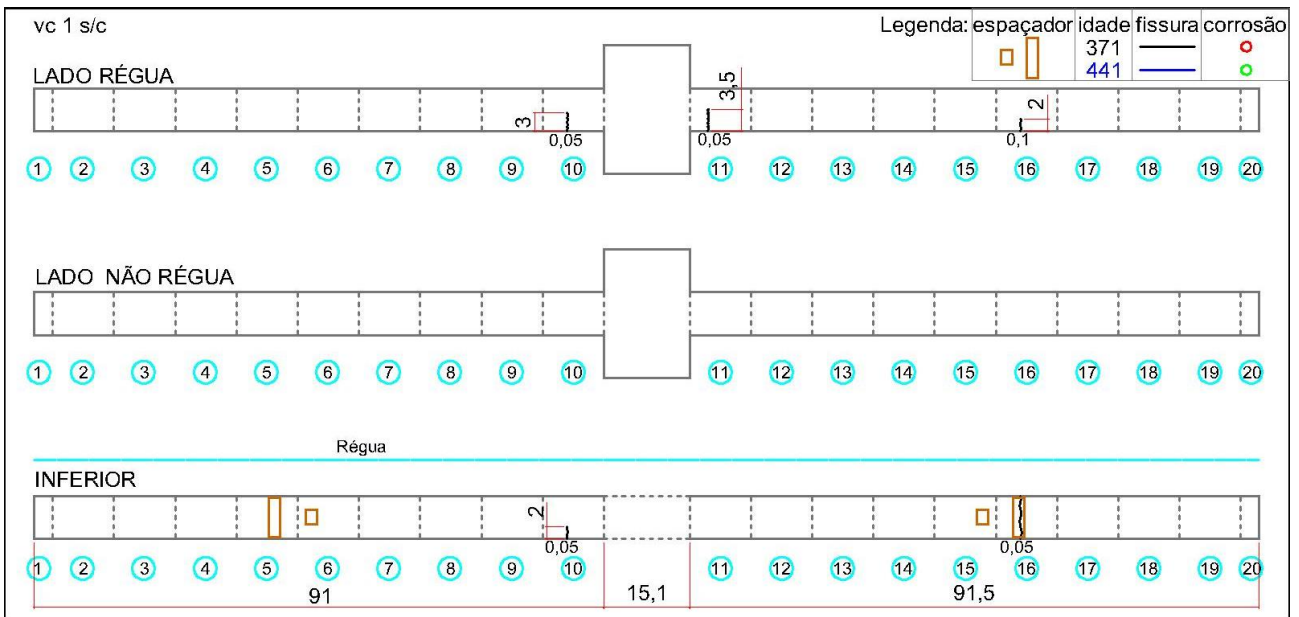


Figura 82 - Mapa das fissuras na viga vc 1 s/c

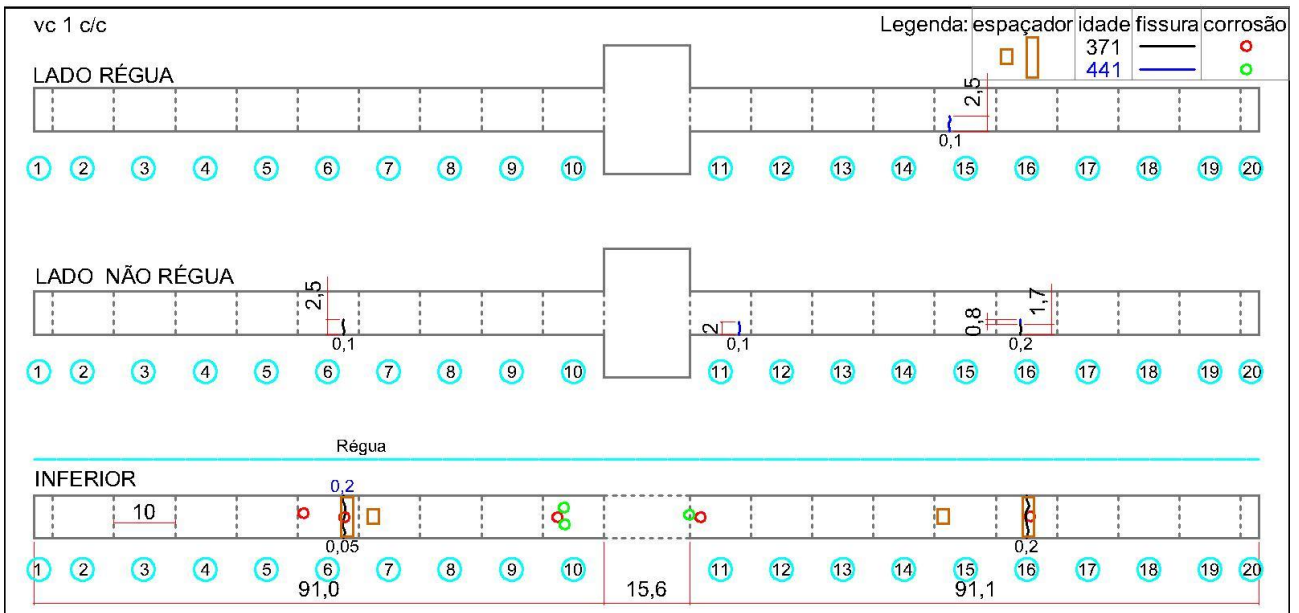


Figura 83 - Mapa das fissuras na viga vc 1 c/c

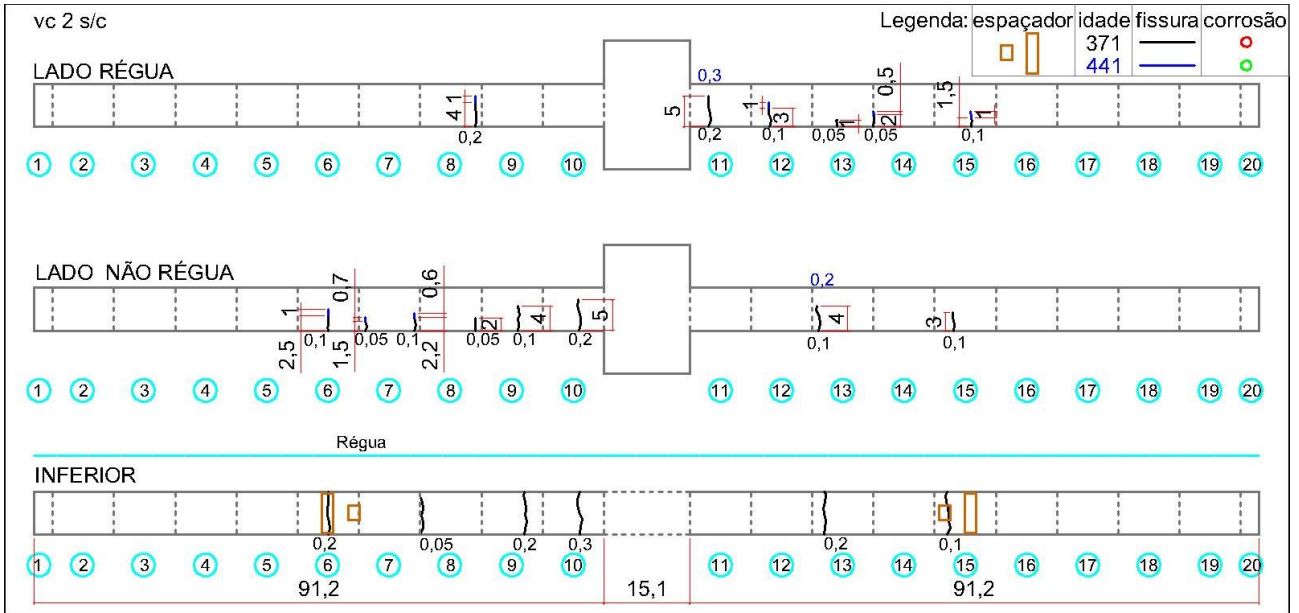


Figura 84 - Mapa das fissuras na viga vc 2 s/c

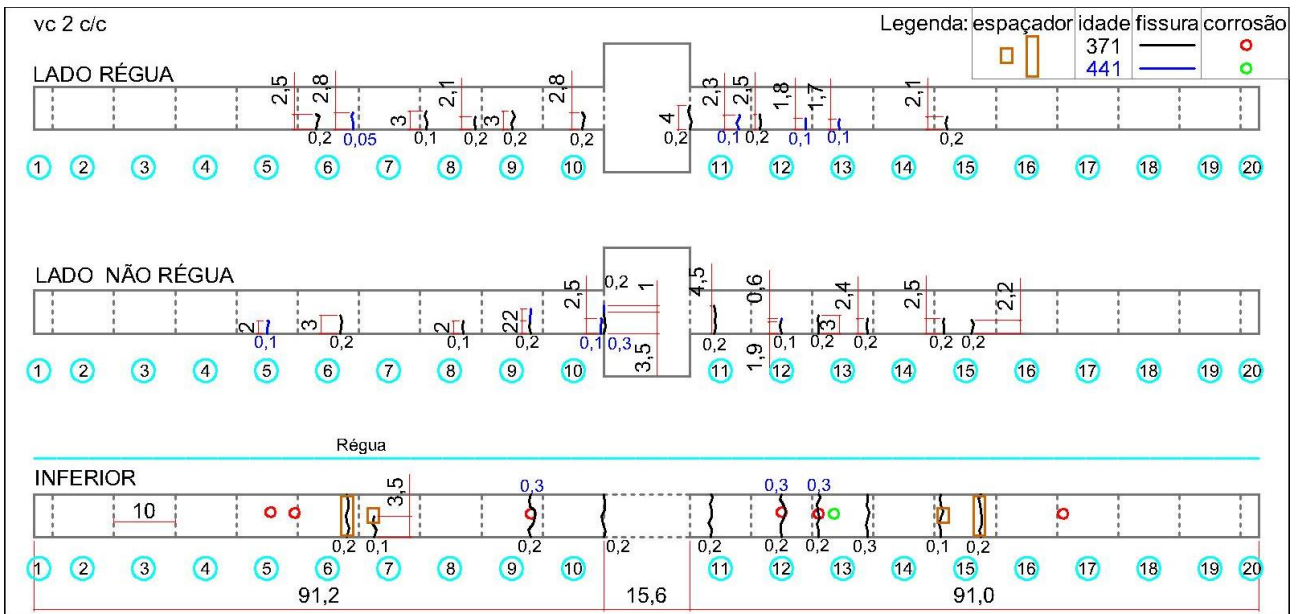


Figura 85 - Mapa das fissuras na viga vc 2 c/c

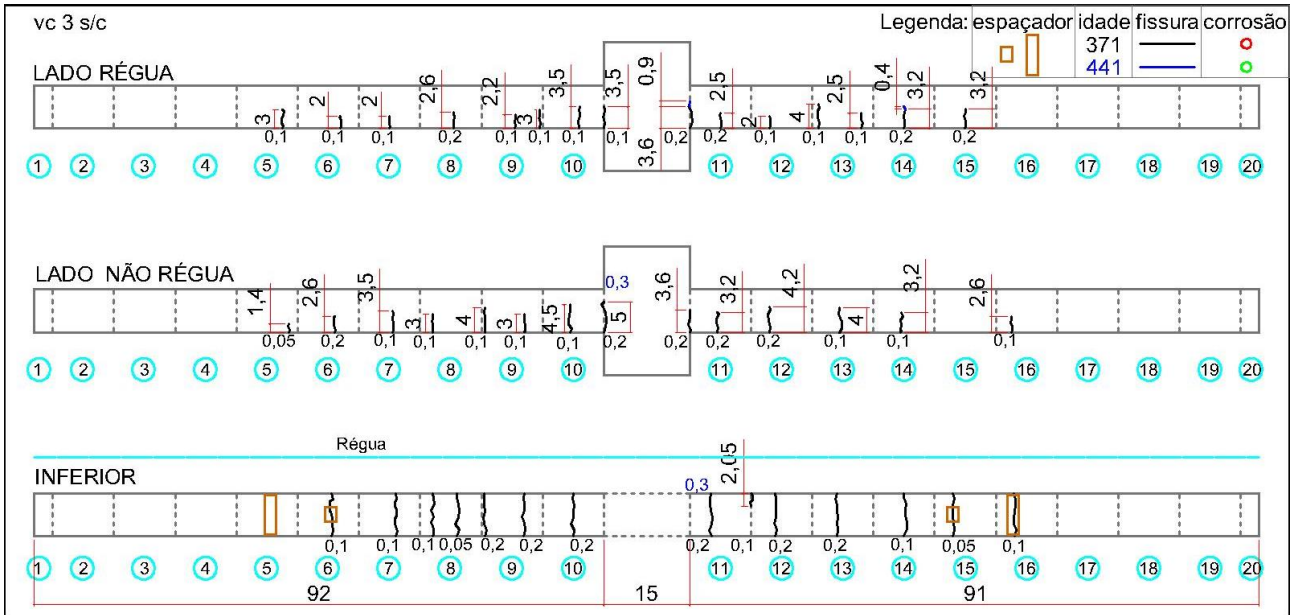


Figura 86 - Mapa das fissuras na viga vc 3 s/c

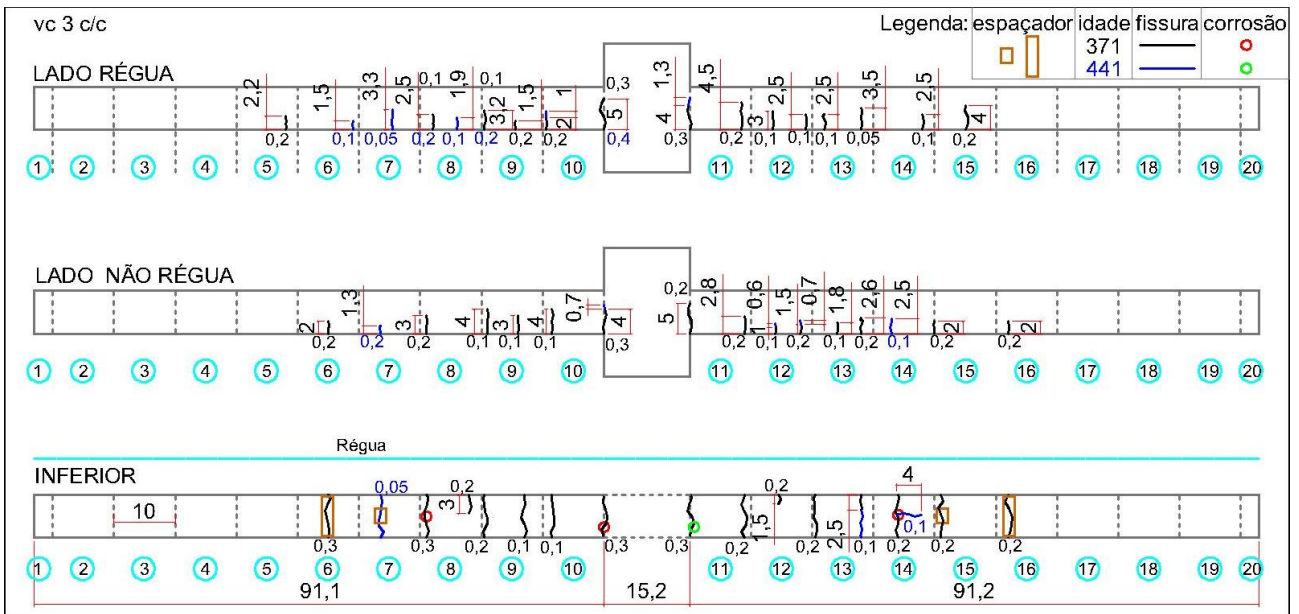


Figura 87 - Mapa das fissuras na viga vc 3 c/c

APÊNDICE C – CORROSÃO SUPERFICIAL DAS BARRAS

Figura 88 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga monossinal c/c – parte 1

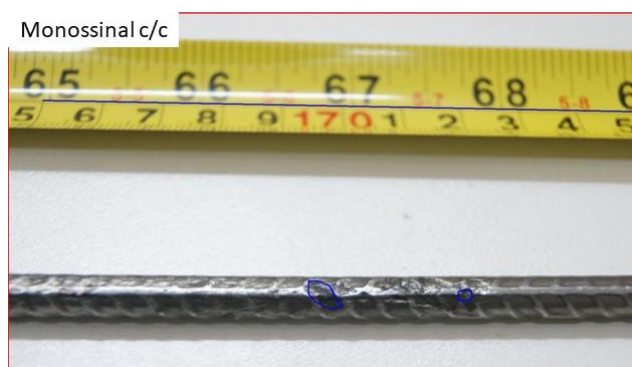


Figura 89 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga monossinal c/c – parte 2



Figura 90 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 1 c/c – parte 1



Figura 91 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 1 c/c – parte 2

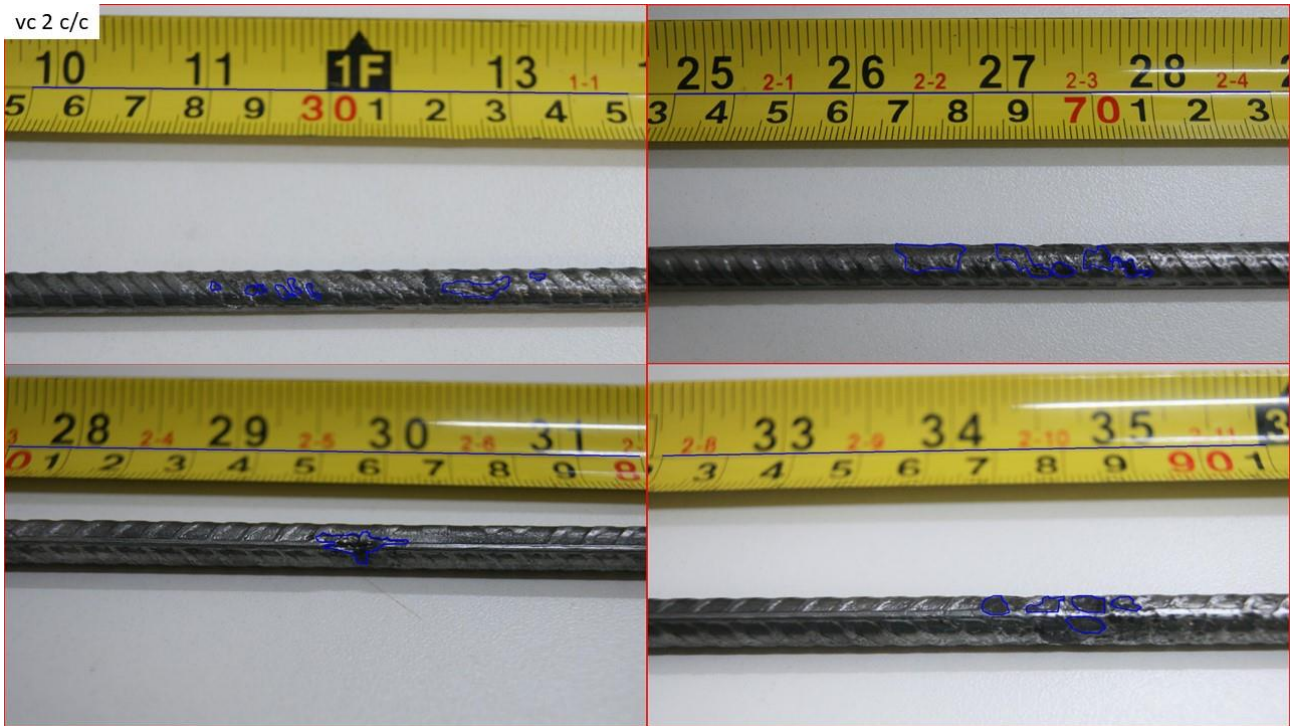


Figura 92 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 2 c/c – parte 1

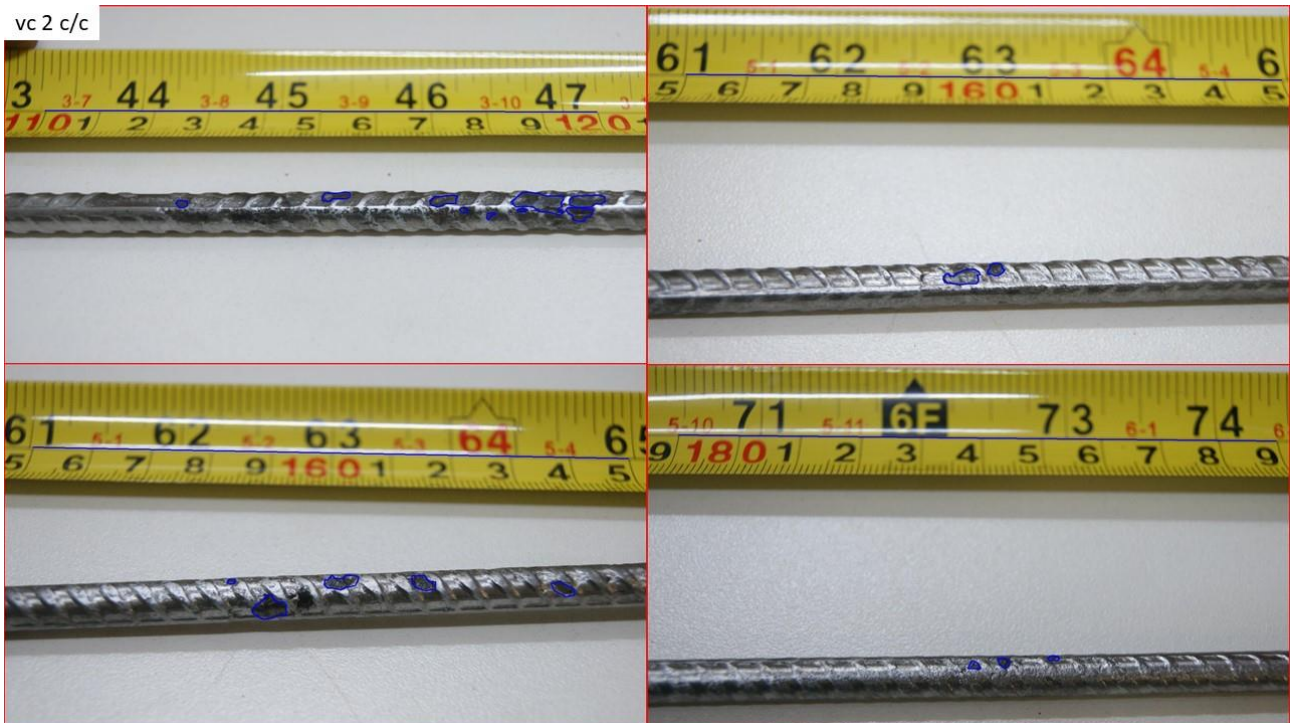


Figura 93 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 2 c/c – parte 2



Figura 94 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 3 c/c – parte 1



Figura 95 - áreas superficiais corroídas do vergalhão da viga vc 3 c/c – parte 2

APÊNDICE D – PONTOS DE CORROSÃO E PONTOS DE RUPTURA DAS BARRAS NO ENSAIO DE TRAÇÃO



Figura 96 – Pontos dos pites e de ruptura no ensaio de tração das barras da viga monossinal c/c



Figura 97 - Pontos dos pites e de ruptura no ensaio de tração das barras da viga vc 1 c/c

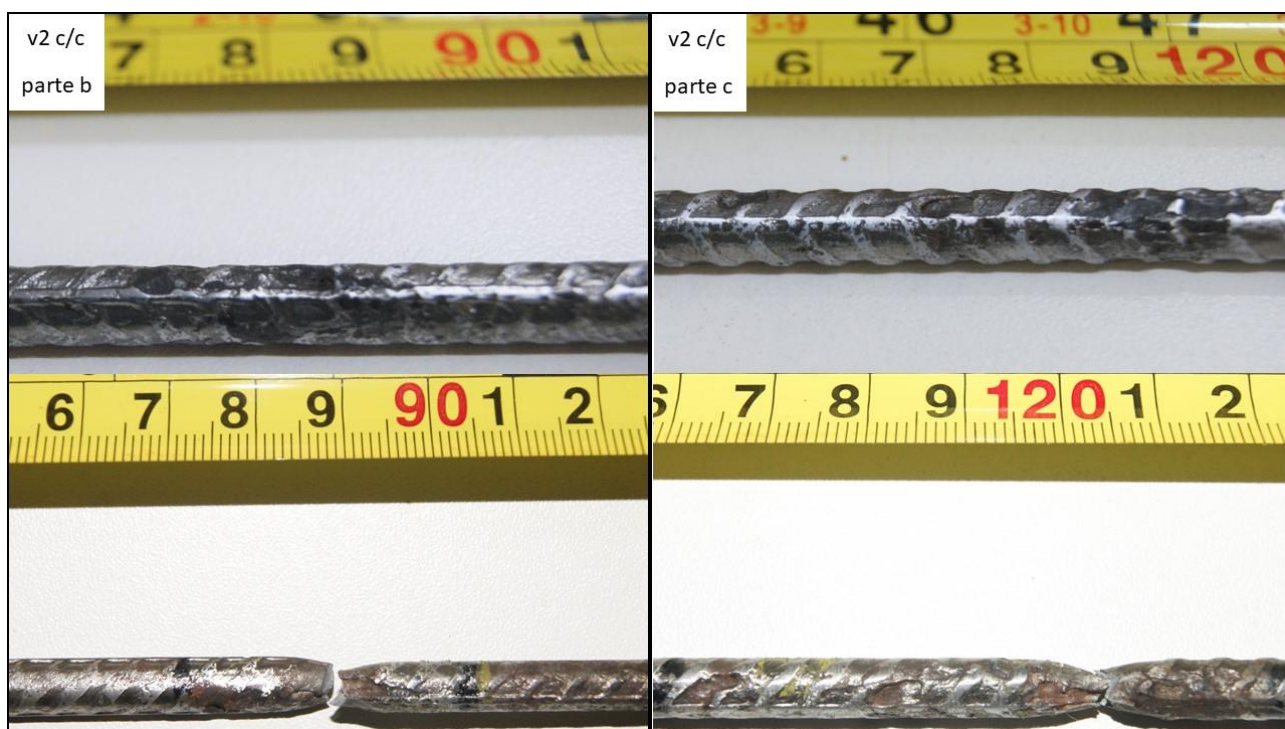


Figura 98 - Pontos dos pites e de ruptura no ensaio de tração das barras da viga vc 2 c/c



Figura 99 - Pontos dos pites e de ruptura no ensaio de tração das barras da viga vc 3 c/c

APÊNDICE E – ENSAIOS DE TRAÇÃO DAS BARRAS

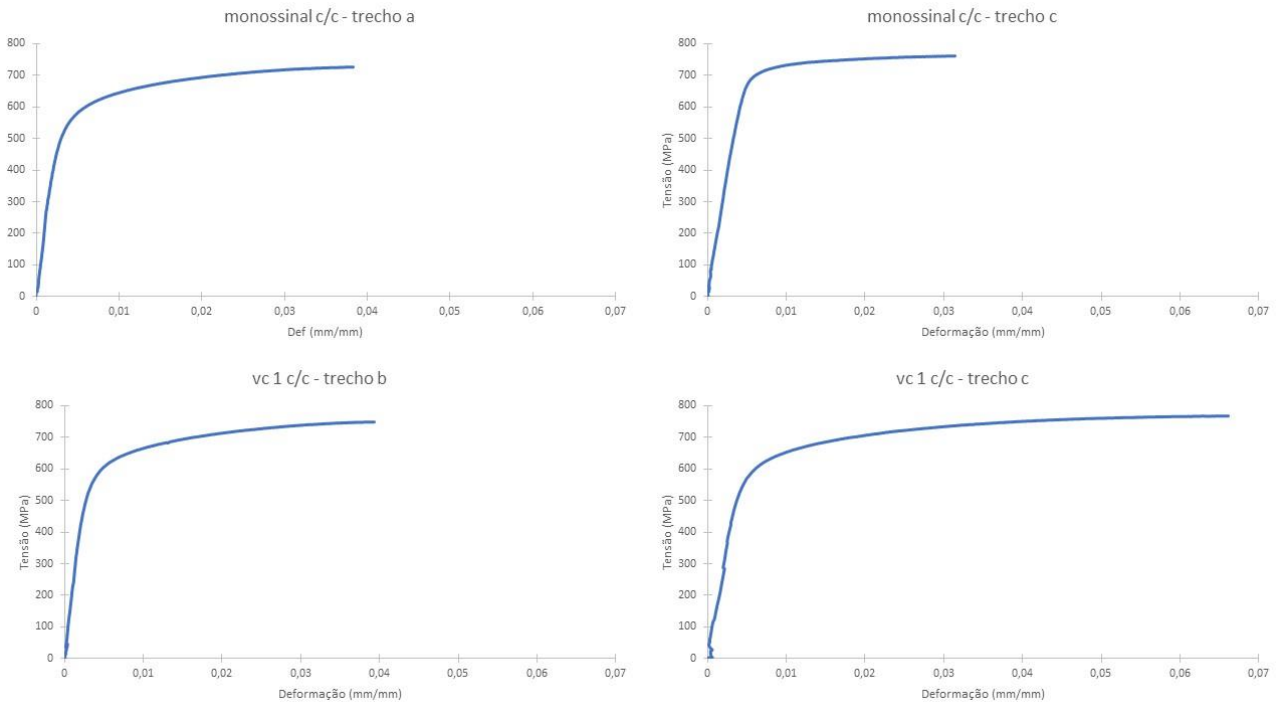


Figura 100 – Ensaio de tração nos trechos de barras c/c – parte 1

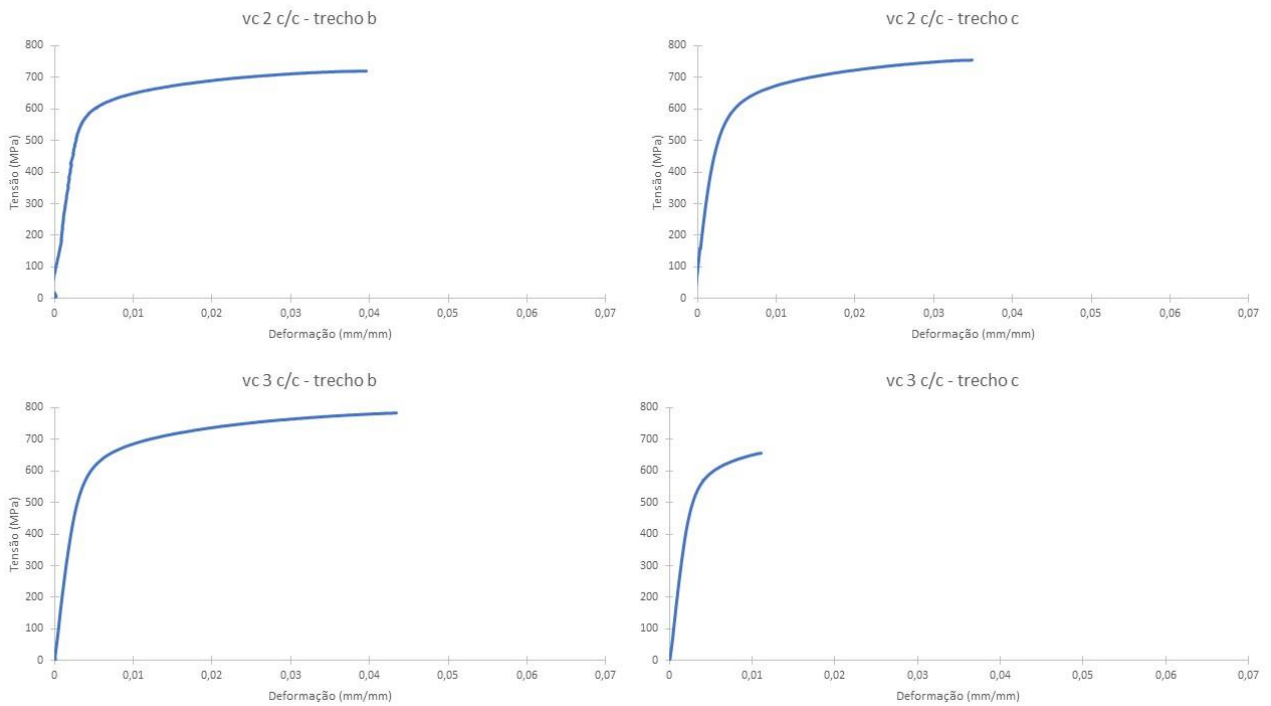


Figura 101 – Ensaio de tração nos trechos de barras c/c – parte 2

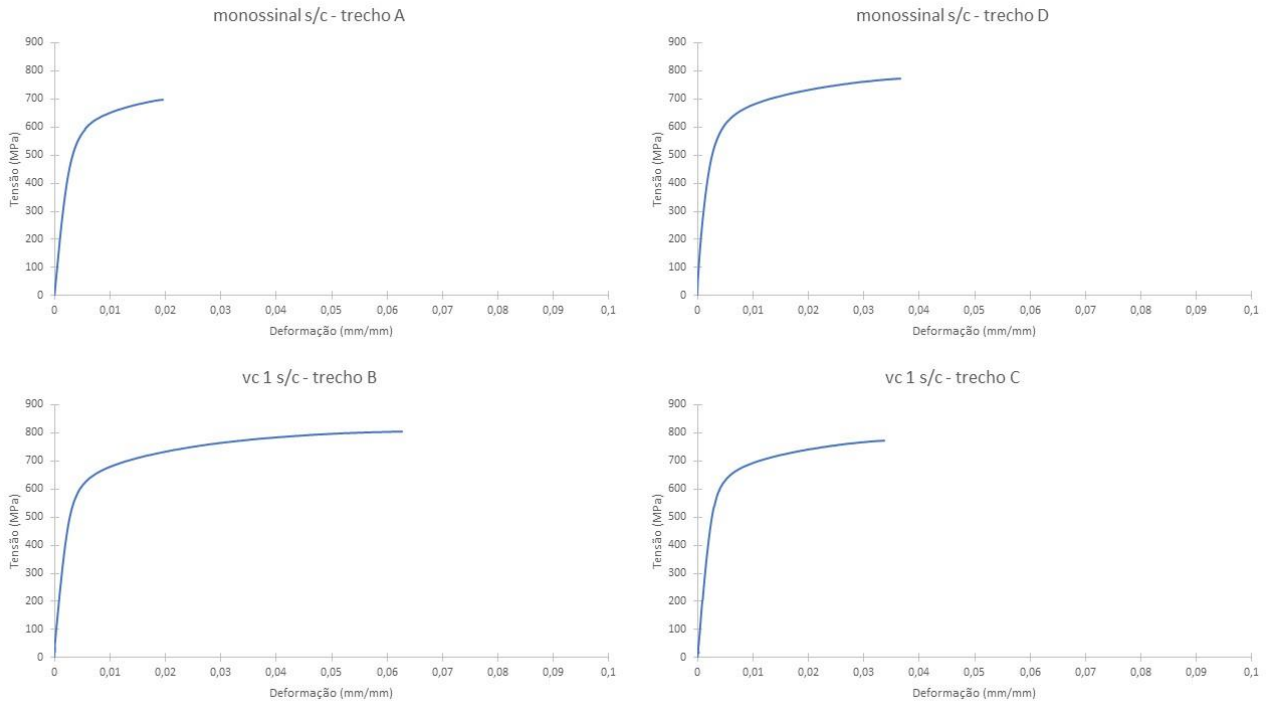


Figura 102 - Ensaio de tração nos trechos de barras s/c – parte 1

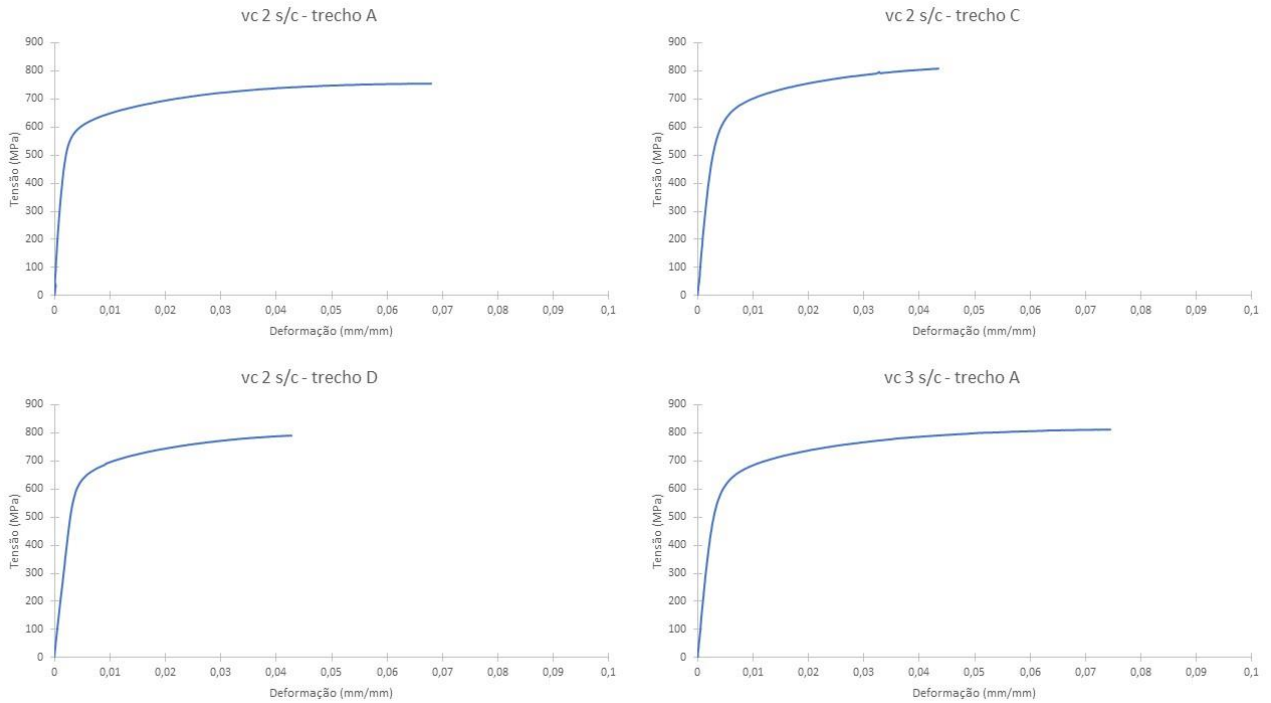


Figura 103 - Ensaio de tração nos trechos de barras s/c – parte 2

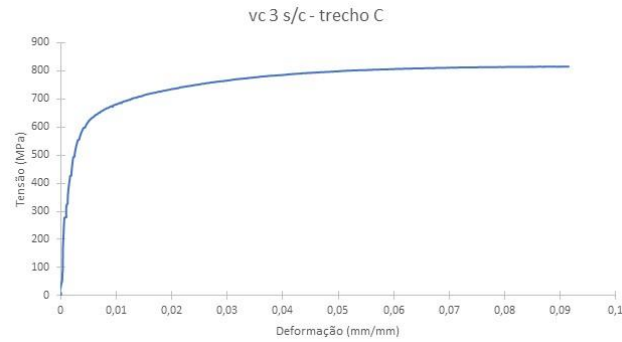
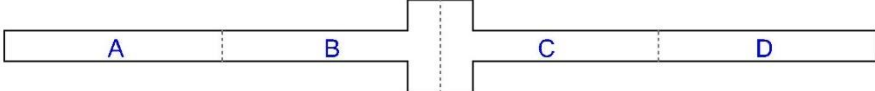


Figura 104 - Ensaio de tração nos trechos de barras s/c – parte 3

Tabela 21 – Valores de tensão e deformação de escoamento e última das barras

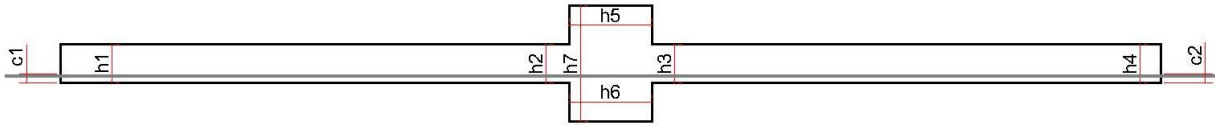
Descrição					
		Tensão (MPa)		Deformações (mm/mm)	
viga	Trecho	f_y	f_u	def y	def u
vc 1 s/c	B	621,70	805,20	0,00542	0,0626
	C	627,80**	771,19	0,00494	0,0337
vc 2 s/c	A	584,81	753,54	0,00388	0,0679
	C	624,27	808,41	0,00492	0,0434
	D	646,40	790,12	0,00566	0,0428
vc 3 s/c	A	618,49	812,26	0,00524	0,0745
	C	611,12	814,18	0,00467	0,0916
monossinal s/c	A	575,19	696,13	0,00495	0,0195
	D	599,89	772,80	0,00464	0,0365
média		630,04	-	-	-

* os trechos em vermelho foram tomados como *outlier* (calculado por quartil), e a média da tensão de escoamento foi tomado pelos demais valores.

** barra utilizada como referência.

APÊNDICE F – DIMENSÕES DAS VIGAS UTILIZADAS NOS ENSAIOS

Tabela 22 – Dimensões das vigas utilizadas nos ensaios



viga	Utilização	cotas (cm)												Volume (s/ console) m ³	volume console m ³	Volume total m ³	
		h1	h2	h3	h4	h5	L1	L2	b1	b2	b3	b4	c1				c2
1	vc 2 s/c	7,5	7,8	7,2	7	20	15	15	7,1	7,1	7,2	7,1	2	2,1	0,01051	0,00133	0,01184
2	vc 3 s/c	7,5	7,1	7	7,1	20	15	15	7,1	7,3	7,1	7,1	1,8	1,8	0,01026	0,00143	0,01169
3	vc 1 s/c	6,9	7,4	7,1	7,4	21	15	15	7,4	7,2	7,2	7,4	2,1	2,1	0,01051	0,00144	0,01195
4	vc 2 c/c	7,1	7,5	7,2	7,3	21	15	15	7,4	7,4	7,3	7,3	1,9	1,8	0,01069	0,00148	0,01217
5	monossinal c/c	7,2	7,3	7,3	7,2	21	15	15	7,1	7,2	7,1	7,2	1,7	1,7	0,01037	0,00145	0,01182
6	vc 3 c/c	7,4	7	7,2	7,3	20	15	15	7,1	7,1	7,2	7,3	1,8	1,5	0,01037	0,00135	0,01171
7	vc 1 c/c	7,6	7,3	6,9	7	21	15	15	7,1	7,3	7,3	7,5	1,9	1,7	0,01051	0,00147	0,01198
8	Monossinal s/c	7,4	7,3	7,3	7,3	21	15	15	7,2	7,3	7,3	7,2	1,7	1,7	0,01062	0,00153	0,01215