

**ESTUDO EXPERIMENTAL DOS EFEITOS DA CORROSÃO NO  
COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE ELEMENTOS PRÉ-TRACIONADOS  
PRODUZIDOS COM CONCRETO**

**DIOGO PEREIRA DOS SANTOS KROPF**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE  
DARCY RIBEIRO - UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
DEZEMBRO 2021**

**ESTUDO EXPERIMENTAL DOS EFEITOS DA CORROSÃO NO  
COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE ELEMENTOS PRÉ-TRACIONADOS  
PRODUZIDOS COM CONCRETO**

**DIOGO PEREIRA DOS SANTOS KROPF**

“Tese apresentada ao PPGEC-  
Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade  
Estadual do Norte Fluminense Darcy  
Ribeiro, como parte das exigências  
para obtenção do título de Doutor em  
Engenharia Civil”.

Orientador: Prof. Sergio Luis González Garcia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE  
DARCY RIBEIRO - UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
DEZEMBRO 2021

**ESTUDO EXPERIMENTAL DOS EFEITOS DA CORROSÃO NO  
COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE ELEMENTOS PRÉ-TRACIONADOS  
PRODUZIDOS COM CONCRETO**

DIOGO PEREIRA DOS SANTOS KROPF

“Tese apresentada ao PPGEC-  
Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade  
Estadual do Norte Fluminense Darcy  
Ribeiro, como parte das exigências  
para obtenção do título de Doutor em  
Engenharia Civil”.

Aprovada em 17 de dezembro de 2021.

Comissão examinadora:



---

Prof. D.Sc. Sofia Maria Carrato Diniz - UFMG

---

Prof. D.Sc. Elaine Cristina Pereira – LAMAV/UENF

---

Prof. D.Sc. Rances Castillo Lara – LECIV/UENF

---

Prof. D. Sc. Sergio Luis González Garcia – LECIV/UENF

(Orientador)

*“... Seja forte e corajoso! Não se apavore nem desanime, pois o Senhor, o seu Deus, estará com você por onde você andar”(Josué 1:9)*

## AGRADECIMENTOS

A Deus por me amparar nos momentos difíceis, me dar força interior para suportar e superar as dificuldades, mostrar os caminhos e me suprir em todas as minhas necessidades, mesmo não sendo merecedor.

Aos meus pais, Jovani e Angélica, meu infinito agradecimento. Sempre acreditaram em minha capacidade e me deram sabedoria para crescer como ser humano. Isso só me fortaleceu e me fez encarar as dificuldades apenas como um processo de crescimento e amadurecimento. Obrigado pelo amor incondicional!

Agradeço a minha amada esposa, Mariana, por ser tão importante na minha vida. Sempre ao meu lado, pondo-me para cima e me fazendo acreditar que posso mais do que imagino.

Ao meu orientador, Professor Sergio Luis González Garcia, por me aceitar como orientado e pelo seu apoio e amizade, além de sua competência e especial atenção nas sugestões. Agradeço por ter sido não só um orientador, mas um ser humano incrível durante toda minha jornada de pesquisa, sua compreensão e otimismo em todas situações foram fatores fundamentais para a conclusão deste trabalho. Obrigado.

A professor Elaine Cristina Pereira, que teve uma participação fundamental. Sempre prestativa e atenciosa em me atender para esclarecer assuntos pertinentes à pesquisa. Sou muito grato pelo apoio dado a mim na presente pesquisa.

Ao professor José Augusto, pela imprescindível ajuda na realização do setup do ensaio de aceleração da corrosão.

Ao técnico Silvio, com sua boa vontade, me ensinava procedimentos para relaxação de ensaios.

Aos meus amigos do doutorado e mestrado Patricia, Juliana e Jedson. Que estavam sempre postos a me ajudar no que fosse necessário, pois sabemos que a pós-graduação é um desafio diário e sem a força, amizade e apoio de vocês a caminhada seria mais árdua. Foi bom poder contar com vocês!

A minha ex-aluna Aline Duncan que me alcançou na pós-graduação e nos tornamos amigos de laboratório. Obrigado pela troca de conhecimento que tivemos nos intervalos de cada ensaio.

A bolsistas de iniciação científica, Thaís, por toda ajuda no laboratório, sem dúvida nossa amizade veio de Deus. Obrigado pela sua amizade e por estar sempre disposta a me ajudar em tudo que for necessário. Você é a menina dos olhos de Deus.

À UENF por proporcionar meu crescimento profissional e muitas conquistas. Foram 13 anos (intervalo de 1 ano) sendo minha segunda casa, proporcionando mais que a busca de conhecimento técnico e científico, uma LIÇÃO DE VIDA.

## ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS.....	IX
LISTA DE TABELAS.....	XIX
LISTA DE ABREVIATURAS .....	XXI
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XXII
RESUMO .....	XXVI
<b>CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Considerações Iniciais.....</b>	<b>1</b>
<b>1.2. Objetivos .....</b>	<b>3</b>
<b>1.3 Organização da tese .....</b>	<b>4</b>
<b>CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>6</b>
<b>2.1 Conceitos fundamentas sobre Concreto Protendido.....</b>	<b>6</b>
<b>2.1.1 Introdução.....</b>	<b>6</b>
<b>2.1.2 Níveis de Protensão .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1.3 Perdas de Protensão.....</b>	<b>9</b>
<b>2.1.3.1 Perdas Imediatas .....</b>	<b>9</b>
<b>2.1.3.2 Perdas Deferidas.....</b>	<b>11</b>
<b>2.1.4 Comportamento da viga protendida na flexão .....</b>	<b>12</b>
<b>2.1.4.1 Aderência no Concreto Protendido.....</b>	<b>14</b>
<b>2.2 Durabilidade do Concreto.....</b>	<b>16</b>
<b>2.3 Fatores e Mecanismos de Degradação .....</b>	<b>21</b>
<b>2.4 Efeitos da Deterioração do Concreto Armado por Corrosão .....</b>	<b>22</b>
<b>2.5 O fenômeno da passivação .....</b>	<b>28</b>
<b>2.6 Passivação da Armadura no Concreto .....</b>	<b>31</b>

<b>2.7</b>	<b>Carbonatação do concreto .....</b>	<b>32</b>
<b>2.8</b>	<b>Penetração de Íons Cloreto .....</b>	<b>36</b>
<b>2.9</b>	<b>Mecanismo de Penetração de Cloretos .....</b>	<b>41</b>
2.9.1	Absorção Capilar .....	42
2.9.2	Difusão .....	43
2.9.3	Migração .....	44
2.9.4	Permeabilidade.....	44
<b>2.10</b>	<b>Fatores Influenciadores da Penetração de Cloretos no Concreto</b>	<b>45</b>
2.10.1	Composição química do cimento .....	46
2.10.2	Relação água/cimento.....	50
2.10.3	Agentes ambientais .....	52
<b>2.11</b>	<b>Despassivação da armadura por ação dos íons cloretos .....</b>	<b>53</b>
<b>2.12</b>	<b>Técnicas eletroquímicas para avaliação do processo de corrosão</b>	<b>55</b>
<b>2.12.1</b>	<b>Potencial de corrosão.....</b>	<b>55</b>
<b>2.12.2</b>	<b>Polarização .....</b>	<b>57</b>
<b>2.12.3</b>	<b>Impedância eletroquímica .....</b>	<b>61</b>
<b>2.13</b>	<b>Tipos de Corrosão.....</b>	<b>62</b>
<b>2.13.1</b>	<b>Corrosão generalizada .....</b>	<b>62</b>
<b>2.13.2</b>	<b>Corrosão puntiforme .....</b>	<b>63</b>
<b>2.13.3</b>	<b>Corrosão sob tensão .....</b>	<b>65</b>
2.13.4	Mecanismo da corrosão sob tensão .....	67
<b>2.14</b>	<b>Efeitos da Corrosão .....</b>	<b>71</b>
<b>2.15</b>	<b>Estudos realizados sobre corrosão em concreto .....</b>	<b>74</b>
2.15.1	Torres (2006).....	75
2.15.2	Graeff (2007) .....	75
2.15.3	Vu <i>et al.</i> (2009) .....	78
2.15.4	Rinaldi <i>et al.</i> (2010) .....	80
2.15.5	Li <i>et al.</i> (2011).....	83
2.15.6	Deus <i>et al.</i> (2012) .....	85
2.15.7	Costa (2012) .....	86
2.15.8	Duarte (2013) .....	87
2.15.9	Coccia (2014) .....	88
2.15.10	Mancini <i>et al.</i> (2014) .....	89
2.15.11	Tondolo (2015) .....	90
2.15.12	Vélez <i>et al.</i> (2015) .....	92
2.15.13	Dai <i>et al.</i> (2016) .....	96
2.15.14	Zhang <i>et al.</i> (2017) .....	99
2.15.15	Shanglin <i>et al.</i> (2020) .....	100

<b>2.16</b>	<b>– Considerações finais dos estudos realizados.....</b>	<b>102</b>
CAPÍTULO 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL .....		105
<b>3.1</b>	<b>Introdução .....</b>	<b>105</b>
<b>3.2</b>	<b>Materiais das vigas.....</b>	<b>105</b>
<b>3.2.1</b>	<b>Cimento Portland .....</b>	<b>105</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Sílica Ativa .....</b>	<b>106</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Agregado Graúdo.....</b>	<b>106</b>
3.2.4	Agregados Miúdo .....	107
3.2.5	Aditivo superplastificante.....	108
3.2.6	Armaduras ativas.....	108
<b>3.2.7</b>	<b>Dosagem e concretagem dos corpos de provas.....</b>	<b>110</b>
<b>3.3</b>	<b>Descrição das vigas .....</b>	<b>111</b>
<b>3.4</b>	<b>Sistema de ancoragem dos fios de protensão e Formas .....</b>	<b>112</b>
<b>3.5</b>	<b>Moldagem dos corpos-de-prova .....</b>	<b>116</b>
<b>3.6</b>	<b>Caracterização mecânica dos concretos .....</b>	<b>118</b>
3.6.1	Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos concretos.....	121
3.6.2	Resistência à tração por compressão diametral dos concretos .....	123
<b>3.7</b>	<b>Instrumentação das vigas .....</b>	<b>123</b>
<b>3.7.1</b>	<b>Método de correlação de imagens digitais .....</b>	<b>124</b>
<b>3.8</b>	<b>Processo de corrosão da armadura .....</b>	<b>127</b>
<b>3.9</b>	<b>Corrosão das armaduras sem presença do concreto.....</b>	<b>132</b>
<b>3.9.1</b>	<b>Caracterização metalográfica dos fios.....</b>	<b>133</b>
<b>3.9.1.1</b>	<b>Microscopia ótica.....</b>	<b>134</b>
<b>3.9.1.2</b>	<b>Microscopia confocal .....</b>	<b>134</b>
<b>3.9.1.3</b>	<b>Microscopia eletrônica de varredura .....</b>	<b>135</b>
<b>3.10</b>	<b>Determinação da taxa de corrosão.....</b>	<b>135</b>
<b>3.11</b>	<b>Realização dos ensaios à flexão das vigas .....</b>	<b>137</b>
CAPÍTULO 4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO .....		140

<b>4.1</b>	<b>Análise dos fios de protensão sem a presença do concreto .....</b>	<b>140</b>
4.1.1	Análise Microscopia Ótica e Eletrônica .....	140
<b>4.1.2</b>	<b>Resultados e análise da taxa de corrosão .....</b>	<b>143</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Análise da redução do diâmetro do fio e ensaios de tração direta</b>	<b>145</b>
<b>4.2</b>	<b>Análise das vigas corroídas .....</b>	<b>149</b>
4.2.1	Resultado do potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) nas vigas analisadas .....	149
4.2.2	Produtos de corrosão .....	151
4.2.3	Microscopia eletrônica de varredura dos fios .....	155
4.2.4	Taxa de corrosão do fio .....	161
4.2.5	Deslocamento vertical .....	162
4.2.6	Cinemática da abertura de flexão crítica .....	167
4.2.7	Carga e padrão de fissuração .....	170
4.2.8	Deformações específicas da seção transversal .....	178
<b>CAPÍTULO 5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>		<b>181</b>
<b>5.1</b>	<b>Conclusões .....</b>	<b>181</b>
<b>5.2</b>	<b>Sugestões para trabalhos futuros .....</b>	<b>183</b>
<b>CAPÍTULO 6 - REFERÊNCIAS .....</b>		<b>184</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função das classes de agressividade ambiental.(Fonte: NBR 6118,2014) .....	7
Figura 2-2- Comportamento das tensões no concreto e as resultantes da seção transversal de uma viga protendida na flexão simples. $R_c$ - resultante de compressão, $R_{ct}$ -resultante de tração, $R_p$ - resultante de tração na armadura. (Carvalho,2012).....	12
Figura 2-3 -Comportamento na flexão de uma seção protendida no estado limite último. (Fonte Gilbert et al, 2017).....	13
Figura 2-4 - Distribuição das tensões em uma viga protendida.....	14
Figura 2-5 - Tensões de aderência. (Fonte Dumêt 2003) ...	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 2-6 - Tensões numa viga fissurada submetida à flexão. Fonte: Macgregor,1988- apud Dumêt,.....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 2-7 - Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando por referência o fenômeno de corrosão de armaduras. Fonte: HELENE (1997) ....	17
Figura 2-8- Relação da corrosão com a vida útil da estrutura (Fonte: Böhni, 2005). .....	23
Figura 2-9- Condições para ocorrência de corrosão (Böhni, 2005).....	23
Figura 2-10- Ciclo termodinâmico dos metais (Fonte: Pinto 2006).....	24
Figura 2-11- Formação de pilha de corrosão eletroquímica em concreto (Fonte Oliveira 2019).....	26
Figura 2-12- Diagrama de equilíbrio termodinâmico. Potencial x pH para o sistema Fe – H <sub>2</sub> O a 25° (Pourbaix, 1961).....	26
Figura 2-13- Curva de polarização potenciodinâmica típica de metal ou liga que apresenta passivação. (Adaptado de ASM Internacional Handbook Committee, 2003) .....	30
Figura 2-14- Variação da profundidade de carbonatação com o tempo e com relação água/cimento (Fonte: Soretz apud HELENE,1986) .....	34
Figura 2-15- Avanço do processo de carbonatação, segundo CEB-BI 152 (1984).....	35

Figura 2-16 - Formas de ocorrência de íons cloreto na estrutura do concreto. (Fonte: Cascudo, O. 1997).....	37
Figura 2-17 - Principais formas de penetração de cloretos nas estrutura de concreto (Fonte: HELENE, 1993).....	42
Figura 2-18 - Efeitos do C3A na quantidade de cloretos livres e na corrosão (Fonte: RASHEEDUZZAFAR et al. 1990) .....	47
Figura 2-19 - Relação água/cimento na distribuição de poros de concretos produzidos com cimento Portland puro. Fonte: Adaptado de GJORV e VENNESLAND, 1979 apud GJORV, 2014, pg. 74. ....	50
Figura 2-20 - Efeitos da relação água/cimento na penetração de cloretos (Fonte: JAEGEMANN, 1990).....	51
Figura 2-21 - Influência da presença de cloretos no ambiente sobre a concentração média de cloretos no interior do concreto ao longo do tempo. ..	53
Figura 2-22- Corrosão localizada do aço em presença de cloretos mostrando o ataque do filme passivo (Fonte: Ollivier, 1998). ....	54
Figura 2-23 Circuito do eletrodo de referência (Fonte: ACTM 876 (2015) adaptado) .....	56
Figura 2-24 - A resistência de polarização é a inclinação da curva de polarização (IE) ao redor do potencial de corrosão (Fonte: Bard e Faulkner, 1980). ....	58
Figura 2-25 - Curvas de polarização anódica e catódica em diagrama monologarítmico (Wolyneec, 2003).....	59
Figura 2-26 -Aspectos da vista lateral aumentada (em corte) de superfícies metálicas corroídas, destacando a corrosão generalizada uniforme (a) e a corrosão generalizada não uniforme (b) (Fonte: Cascudo, 1997) .....	62
Figura 2-27 - Carbonatação: Indicadores à base de fenoftaleína reagem e tornam-se incolores na zona carbonatada e assumem uma cor vermelho- carmim na região alcalina.....	63
Figura 2-28 - Mecanismo de formação de pites .....	68
Figura 2-29: Corrosão intergranular (Fonte: GENTIL, 2003) .....	69
Figura 2-30: Corrosão transgranular (Fonte: GENTIL, 2003) .....	69
Figura 2-31 - Mecanismo de CST associado à corrosão intergranular: (a) Material antes do início do processo de trincamento;(b) Início do trincamento intergranular e ativação do sistema de escorregamento; (c) Trincamento	

transgranular; (d) Continuidade ao processo de propagação do trincamento.(Fonte: Schön, 2013).....	70
Figura 2-32 - Volumes relativos do ferro e de alguns de seus produtos de corrosão .....	72
Figura 2-33 - Esforços produzidos que levam à fissuração e destacamento do concreto, devidos à corrosão de armaduras (Fonte: Cascudo, 1997).....	73
Figura 2-34 - Efeitos dos produtos expansivos das reações de corrosão (Fonte: Pellizzer,2015).....	73
Figura 2-35 - Efeitos mecânicos da corrosão nos componentes estruturais (Fonte: Paradis et al., 2006: Adaptado).....	74
Figura 2-36 -Carga aplicada em função dos deslocamentos no centro do vão (Fonte: Graeff, 2007).....	77
Figura 2-37 Aumento dos deslocamentos para a manutenção da carga: incrementos de perda de seção (Fonte: Graeff, 2017).....	78
Figura 2-38 - Diagramas de raios X obtidos para a ferrugem amostrada em fios corroídos sob tensão e sem tensão.(Fonte: adaptado de Vu et al. (2009).....	79
Figura 2-39 - Curvas de tensão versus deformação para fios tensionados corroídos e fios não corroídos. (Fonte: adaptado de Vu et al. (2009) .....	79
Figura 2-40 - Imagem do MEV na região de ruptura por corrosão sob tensão: (a) aumento 20X e b) aumento 400X na zona A. Fonte: Vu et al. (2009).....	80
Figura 2-41 - Geometria da viga. Fonte: Adaptado de Rinaldi et al. (2010) ...	81
<i>Figura 2-42 – Corrosão das vigas: (a) recipientes de poliestireno para a solução salina; e (b) vigas sujeitas ao processo de corrosão. Fonte: Rinaldi et al. (2010)</i> .....	81
Figura 2-43 – Curva de deslocamento da série 1 – vigas nº 7 (de referência), 8 e 9. Fonte: adaptado Rinaldi et al. (2010) .....	82
Figura 2-44 - – Curva de deslocamento da série 2 –vigas nº 2 (referência), 3 e 1. Fonte: adaptado Rinaldi et al. (2010) .....	82
Figura 2-45 - – Curva de deslocamento da série 3 - vigas nº 4 (referência), 6 e 5. Fonte: Adaptado Rinaldi et al. (2010).....	83
Figura 2-46 -Efeito do nível de tensão nas cordoalhas protendidos na taxa de corrosão em diferentes momentos. (Fonte: Adpatado Li et al. 2011).....	84
Figura 2-47 - Características de corrosão de: (a) cordoalha e barra, (b) detalhes da cordoalha, (c) detalhes da barra. Li et al (2011).....	85

Figura 2-48 - Deslocamentos verticais nos centros de todas as vigas. (Fonte: Costa 2012).....	87
Figura 2-49 – Detalhes do ensaio: (a) e (b) dimensões do corpo de prova e (c) configuração do ensaio. (Fonte: Adaptado de Mancini et al.; 2014).....	90
Figura 2-50 - Visão geral da plataforma de teste .(Fonte: Adaptado de Tondolo 2015 .....	91
Figura 2-51 - Detalhes da geometria da amostra do elemento confinado (Fonte: Adaptado de Tondolo 2015) .....	91
Figura 2-52 - Configuração do ensaio (dimensões em mm) (Fonte: adaptado de VÉLEZ et al.,2015) .....	93
Figura 2-53 - Medições da diferença de potencial: (a) vigas com cordoalhas protendidas; (b) vigas com cordoalhas não protendidas. (Fonte: Adaptado de VÉLEZ et al.,2015) .....	94
Figura 2-54 - Superfície da cordoalha após 182 dias de ciclos de molhagem/secagem na viga não protendida. (a) corrosão da cordoalha na região onde estva ocorrendo o ciclo de molhagem/secagem na viga;(b) Micrografia da área corroída; e (c) Micrografia da região afastada onde estava ocorrendo o ciclo. (Fonte: VÉLEZ et al.,2015).....	94
Figura 2-55- Superfície da cordoalha após 300 dias de ciclos de molhagem/secagem na viga protendida. (a) e (b) corrosão da cordoalha na região onde estava ocorrendo o ciclo de molhagem/secagem na viga;(c) e (d) Micrografia da área corroída. (Fonte: VÉLEZ et al.,2015).....	95
Figura 2-56 - Detalhes da viga. (Fonte: Adaptado de Dai et al. 2016. (Unidade em mm) .....	96
Figura 2-57 - Teste de corrosão acelerado de vigas. Fonte: Dai et al. 2016....	97
Figura 2-58 Curvas de carga versus deslocamento das vigas. (Fonte: Adaptado de Dai et al.(2016).....	98
Figura 2-59 -Sistema de corrosão acelerada e instalação de teste de carga e descarga (Unidade em mm). (Fonte: adpatado de Zhang et al.,2017.).....	99
Figura 2-60 - Curvas carga versus deslocamento. Fonte: Zhang et al.,2017.	100
Figura 2-61 -Configuração experimental para testes de corrosão acelerada para fio protendido. (Fonte: Adaptado de Shanglin et al., 2020). .....	101
Figura 3-1 Curva granulométrica do agregado graúdo.....	107
Figura 3-2-Curva granulométrica da areia.....	108

Figura 3-3 Armaduras e setup do ensaio: (a) amostras para ensaio; (b) ensaio de tração do aço.....	109
Figura 3-4 - Tensão versus deformação da armadura de protensão ( fio de $\square 5.0\text{mm}$ ) .....	109
Figura 3-5 - Betoneira de 400 litros utilizada para as concretagens.....	111
Figura 3-6 - Nomenclaturas adotadas para identificação das vigas .....	112
Figura 3-7 Desenhos do sistema de ancoragem com os dispositivos para fixação do perfil com a laje de reação. ....	113
Figura 3-8 – Sistema de ancoragem dos fios de protensão .....	113
Figura 3-9 - Detalhe da posição do cilíndrico hidráulico de protensão e da cunha. ....	114
Figura 3-10 - Detalhe do cunhamento do aço .....	114
Figura 3-11 - Cunha e porta cunha aberta e fechada.....	114
Figura 3-12 –Sistema de protensão: (a): equipamento de protensão; (b): detalhe do manômetro analógico .....	115
Figura 3-13 – Fios locados e ancorados para ser tensionado.....	115
Figura 3-14 - Forma metálica para concretagem das vigas protendidas.....	116
Figura 3-15 - Esquema da pista de protensão na laje de reação do LECIV... ..	116
Figura 3-16 - Vigas concretadas .....	117
Figura 3-17 - Corpos de prova cilíndricos para ensaio de caracterização do concreto .....	118
Figura 3-18 - Vigas em cura úmida por 28 dias.....	118
Figura 3-19 - Retificador.....	119
Figura 3-20 - Ensaio de resistência à compressão com aquisição de dados de força e deslocamento. ....	120
Figura 3-21 - Ensaio de tração por compressão diametral.....	120
Figura 3-22 - Extensômetros elétricos de resistência (strain gage).....	124
Figura 3-23 - Esquema de instrumentação das armaduras das vigas. ....	124
Figura 3-24 - Set up para aquisição dos dados para o CID. ....	125
Figura 3-25 - Vigas com a superfície pintada que será fotografada. ....	126
Figura 3-26 - Viga sendo ensaiada e fotografada com presença de fissura. .	126
Figura 3-27 - Área selecionada para análise de deslocamento.....	126
Figura 3-28 - Formação de pilha eletroquímica no interior da viga. ....	127

Figura 3-29 - Elementos utilizados para leitura de potencial : (a) multímetro; (b) eletrodo de referência; (c) sulfato de cobre; (d) água.....	128
Figura 3-30 - Posicionamento dos pontos de leituras e multímetro.....	129
Figura 3-31 - Execução do ensaio para determinação do potencial de corrosão com multímetro de alta impedância.....	129
Figura 3-32 - Aplicação de corrente nas vigas sendo registrada pelos multímetros.....	129
Figura 3-33 - Esquema de ligação. ....	130
Figura 3-34 – Processo de extração dos fios das viga.....	130
Figura 3-35 – Detalhes dos fios extraídos das vigas de $f_{cm}=32$ MPa, após aplicar o procedimento de limpeza: (a) fios de referência; (b) fios com 0% $f_{ptk}$ ; (c) fios com 50% $f_{ptk}$ ; (d) fio com 70% $f_{ptk}$ ; (e) fios com 95% $f_{ptk}$ .....	131
Figura 3-36 - Configuração experimental do ataque as armaduras tensionadas .....	132
Figura 3-37 - Equipamento da microscopia confocal Olympus Ols 4000 .....	134
Figura 3-38 - Pesagem das barras de aço .....	136
<i>Figura 3-39 - Esquema do ensaio de flexão em 3 pontos e diagrama de esforços.....</i>	137
Figura 3-40 - Esquema do ensaio, vista lateral e frontal. ....	138
<i>Figura 3-41 - Unidade hidráulica 505.90S da MTS. ....</i>	138
Figura 3-42 - Ensaio de flexão das vigas estudadas.....	139
Figura 4-1 - Aspecto microscópico após polimento da superfície das amostras. Aumento de 100 vezes.....	141
Figura 4-2 - Ensaio do fio de referencia: (a) MEV do fio conforme recebido (b). Análise por EDS .....	142
Figura 4-3 - Ensaio do fio de tensão aplicada de 50% $f_{ptk}$ : (a) MEV do fio (b). Análise por EDS .....	142
Figura 4-4 - Ensaio do fio de tensão aplicada de 70% $f_{ptk}$ : (a) MEV do fio (b). Análise por EDS .....	142
Figura 4-5 - Ensaio do fio de tensão aplicada de 95% $f_{ptk}$ : (a) MEV do fio (b). Análise por EDS .....	143
Figura 4-6 – Proesso de medição do diâmetro dos fios corroídos ao longo do seu comprimento.....	145

Figura 4-7 - Comparação da diminuição do diâmetro do aço de 5.0 mm para as quatro amostras .....	145
Figura 4-8 - Comparação entre o comportamento do fio sem tensão e sem corrosão, fio tensionado com 50% do $f_{ptk}$ e corroído. ....	146
Figura 4-9 - Comparação entre o comportamento do fio sem tensão e sem corrosão, fio tensionado com 70% do $f_{ptk}$ e corroído. ....	147
Figura 4-10 - Comparação entre o comportamento do fio sem tensão e sem corrosão, fio tensionado com 95% do $f_{ptk}$ e corroído. ....	147
Figura 4-11 - Comparação entre o comportamento do aço com os diferentes níveis de tensão aplicada e com corrosão. ....	148
Figura 4-12 – Detalhes da microscopia do fio com 95% $f_{ptk}$ : (a) microfissura na superfície do fio. (aumento de 2000 vezes); (b) presença de micro vazios, (aumento de 3000 vezes).....	148
Figura 4-13 - Evolução do potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) durante o tempo de aplicação da corrente para as vigas com resistência de 68 MPa.....	149
Figura 4-14 - Evolução do potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) durante o tempo de aplicação da corrente para as vigas com resistência de 32 MPa.....	149
Figura 4-15 – Imagens dos fios corroídos extraídos das vigas de 32 MPa, aumento de 10 vezes. (a) V32-0-CC; (b) V32-0,5-CC; (c) V32-0,7-CC e; (d) V32-0,95-CC .....	152
Figura 4-16 - Aspecto da seção transversal do fio corroído, aumento de 400 vezes. (a) V32-0-CC; (b) V32-0,5-CC; (c) V32-0,7-CC e (d) V32-0,95-CC ....	154
Figura 4-17 - Aspecto da seção transversal do fio corroído, aumento de 400 vezes. (a) V68-0-CC; (b) V68-0,5-CC; (c) V68-0,7-CC e (d) V68-0,95-CC ....	154
Figura 4-18 - Micrografia da superfície do aço corroído. (a) aço da V32-0-CC (b) aço referente a V32-0,5-CC, aumento de 300 vezes .....	155
Figura 4-19 - Micrografia da superfície do aço referente a V32-0,5-CC, aumento de 1000 vezes .....	156
Figura 4-20 - Micrografia da superfície do aço corroído. (a) aço referente a V32-0,7-CC, aumento de 700 vezes; (b) aço referente a V32-0,95-CC, aumento de 800 vezes .....	156
Figura 4-21 - Micrografia da superfície do aço corroído. (a) aço referente a V32-0,7-CC; (b) e (c) aço referente a V32-0,95-CC, aumento de 1800 vezes, aumento de 2000 vezes e 3000 vezes, respectivamente.....	157

Figura 4-22 - Micrografia da região analisada por EDS do aço referente a V32-0,5-CC, aumento de 1000 vezes.....	158
Figura 4-23 - Espectro (EDS) da região 5 indicada na Figura 4.22.....	158
Figura 4-24 - Imagens de microscopia confocal da superfície do aço referente a viga V32-0-CC. (a) imagem em 3D; (b) medida da camada de óxido, aumento 430 vezes.....	159
Figura 4-25 - Imagens de microscopia confocal da superfície do aço referente a viga V32-0,5-CC. (a) imagem em 3D; (b) medida da camada de óxido, aumento 430 vezes.....	160
Figura 4-26 -Imagens de microscopia confocal da superfície do aço referente a viga V32-0,5-CC. (a) imagem em 3D; (b) medida da camada de óxido, aumento 1000 vezes.....	160
Figura 4-27 - Imagens de microscopia confocal da superfície do aço referente a viga V32-0-CC. (a) imagem em 3D; (b) medida da camada de óxido, aumento 1000 vezes.....	160
Figura 4-28 -Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 32 MPa sem corrosão.....	163
Figura 4-29 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 32 MPa com corrosão.....	163
Figura 4-30 - Deslocamento vertical no centro do vãos das vigas de 68 MPa sem corrosão.....	163
Figura 4-31 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 68 MPa com corrosão.....	163
Figura 4-32 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 32 MPa, sem pré-tensão.....	165
Figura 4-33 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 32 MPa para 50% de $f_{ptk}$ .....	165
Figura 4-34 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 32 MPa para 95% de $f_{ptk}$ .....	165
Figura 4-35 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 68 MPa, sempre pré-tensão.....	166
Figura 4-36 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 68 MPa para 50% de $f_{ptk}$ .....	166

Figura 4-37 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 68 MPa para 70% de $f_{ptk}$ .....	166
Figura 4-38 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 68 MPa para 95% de $f_{ptk}$ .....	167
Figura 4-39 - Abertura de fissura das vigas de 32 MPa sem corrosão.....	168
Figura 4-40 - Abertura de fissura das vigas de 32 MPa com corrosão.....	169
Figura 4-41 - Abertura de fissura das vigas de 68 MPa sem corrosão.....	169
Figura 4-42 - Abertura de fissura das vigas de 68 MPa com corrosão.....	169
Figura 4-43 - Influência do sistema de pré tensão sem corrosão na carga de fissuração.....	170
Figura 4-44 - Influência do sistema de pré tensão com corrosão na carga de fissuração.....	171
Figura 4-45 - Influência da pré tensão sem corrosão na carga de fissuração	171
Figura 4-46 - Influência da pré tensão com corrosão na carga de fissuração	171
Figura 4-47 - Padrões da fissura à flexão da viga VC32-0-CC.....	172
Figura 4-48 - Padrões da fissura à flexão da viga VC32-0,5-CC.....	172
Figura 4-49 - Padrões da fissura à flexão da viga VC32-0,7-CC.....	172
Figura 4-50 - Padrões da fissura à flexão da viga VC32-0,95-CC.....	173
Figura 4-51 - Padrões da fissura à flexão da viga VC32-0-SC.....	173
Figura 4-52 - Padrões da fissura à flexão da viga VC32-0,5-SC.....	173
Figura 4-53 - Padrões da fissura à flexão da viga VC32-0,7-SC.....	173
Figura 4-54 - Padrões da fissura à flexão da viga VC32-0,95-SC.....	173
Figura 4-55 - Padrões da fissura à flexão da viga VC68-0-CC.....	174
Figura 4-56 - Padrões da fissura à flexão da viga VC68-0,5-CC.....	174
Figura 4-57 - Padrões da fissura à flexão da viga VC68-0,7-CC.....	174
Figura 4-58 - Padrões da fissura à flexão da viga VC68-0,95-CC.....	174
Figura 4-59 - Padrões da fissura à flexão da viga VC68-0-SC.....	174
Figura 4-60 - Padrões da fissura à flexão da viga VC68-0,5-SC.....	175
Figura 4-61 - Padrões da fissura à flexão da viga VC68-0,7-SC.....	175
Figura 4-62 - Padrões da fissura à flexão da viga VC68-0,95-SC.....	175
Figura 4-63 - Tensão crítica nas vigas de 32MPa.....	175
Figura 4-64 - Tensão crítica nas vigas de 68MPa.....	176
Figura 4-65 – Fissuras na viga V32-0,5-SC.....	176

Figura 4-66 - Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de 32 MPa.....	178
Figura 4-67 - Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas V32-0 .....	178
Figura 4-68 -Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas V32-0,5 .....	179
Figura 4-69 - Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas V32-0,7 .....	179
Figura 4-70 - Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas V32-0,95 .....	179
Figura 4-71 - Taxa de corrosão <i>versus</i> deformação de ruptura .....	180

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classe de protensão de acordo com o ACI (2019). Fonte: adaptado de ACI (2019).....	8
Tabela 2.2- Teor crítico de cloreto em concreto para diversas normas e organismos internacionais (Fonte: MEIRA, 2017, p. 41.).....	39
Tabela 2.3 - Teor máximo de íons cloreto para proteção das armadura do concreto - de acordo com a NBR 12655(2015).....	40
Tabela 2.4 - Resumo dos principais fatores que influenciam na penetração de íons cloretos no concreto (Fonte: Magalhães 2019) .....	46
Tabela 2.5 - Difusividade de cloretos, a 25 <sup>o</sup> C, em pastas com relação a/c igual a 0,5. (Fonte: Page, Short e El Tarras, 1981).....	49
Tabela 2.6 - Critério de avaliação do potencial de corrosão (Fonte: ASTM C 876 (2015).....	57
Tabela 2.7 - Níveis de corrosão .....	81
Tabela 2.8 -Designação das amostras.....	83
Tabela 2.9 - Fissuras induzidas pela corrosão .....	97
Tabela 2.10- Perda de protensão em função da perda de massa das cordoalhas causada pela corrosão .....	97
Tabela 2.11 - Parâmetros eletroquímicos de curvas de polarização de fios de aço protendidos.....	102
Tabela 2.12 - Algumas pesquisas relacionadas ao tema. ....	103
Tabela 3.1 - Composição química e potencial do cimento Portland de alta resistência inicial (Fonte: Mizu) .....	106
Tabela 3.2 - Composição granulométrica do agregado graúdo.....	106
Tabela 3.3 - Granulometria da areia.....	107
Tabela 3.4 - Dados técnicos do Glenium 51. (Fonte: Basf).....	108
Tabela 3.5 -Características das vigas ensaiadas .....	112
Tabela 3.6 - Quantitativo de corpos de provas.....	117
Tabela 3.7 - Resistência à compressão dos corpos de prova das vigas. ....	121
Tabela 3.8 –Módulo de Elasticidade dos corpos de prova das vigas .....	123
Tabela 3.9 - Resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova .....	123

Tabela 3.10 - Composição química do fio estudado. ....	133
Tabela 3.11 - Classificação da corrosividade de acordo com a Norma NACE-RP-0775. ....	137
Tabela 4.1 - Avaliação da taxa de corrosão por diferentes normas. ....	144
Tabela 4.2 - Análise de variância realizada para os resultados da perda de massa obtidos.....	144
Tabela 4.3- Resultados da taxa de corrosão.....	161
Tabela 4.4 -Análise de variância realizada para os resultados da perda de massa obtidos.....	161
Tabela 4.5 - Valores experimentais de cargas e relação com valores teóricos calculados segundo normas.....	177

## LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ANOVA	Análise de variância
ASTM	American Society for Testing and Materials
CPV-ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
COV	Coeficiente de variação
GPa	Giga Pascal
ICRI	<i>International Concrete Repair Institute</i>
kN	Quilo Newton
LECIV	Laboratório de Engenharia Civil da UENF
MPa	Mega Pascal
NBR	Norma Brasileira
UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letras romanas minúsculas

$b_w$  = Largura da alma da viga

$d_p$  = Altura útil em relação à armadura ativa

$e_p$  = Excentricidade da armadura ativa

$f_c$  = Resistência do concreto à compressão

$f_{cd}$  = Resistência de cálculo do concreto à compressão

$f_{ck}$  = Resistência característica do concreto à compressão

$f_{cm}$  = Resistência média do concreto à compressão

$f_{ct}$  = Resistência do concreto à tração

$f_{ptk}$  = Resistência característica da armadura ativa à tração

$f_{pyd}$  = Resistência de cálculo da armadura ativa à tração

$f_{pyk}$  = Resistência característica da armadura ativa ao escoamento

$g$  = Carga permanente

$g_{pp}$  = Carga permanente devida ao peso próprio da viga

$t$  = Idade do concreto

$t_s$  = Idade do concreto no início da secagem

$u$  = Perímetro da seção transversal da viga

$x$  = Altura da zona comprimida da seção transversal da viga

$y$  = Distância do centro de gravidade da viga à fibra mais externa

$y_p$  = Distância do centro da armadura ativa ao centro de gravidade da viga

$z_p$  = Braço de alavanca em relação à armadura ativa

### **Letras romanas maiúsculas**

$A_c$  = Área da seção transversal de concreto

$A_{cc}$  = Área do bloco comprimido de concreto

$A_p$  = Área da armadura ativa

$E_c$  = Módulo de elasticidade do concreto

$E_p$  = Módulo de elasticidade da armadura ativa

$I = I_c$  = Momento de inércia da seção de concreto

$L$  = Vão livre da viga

$L_{pista}$  = Comprimento da pista de protensão

$M_d$  = Momento fletor de cálculo

$M_g$  = Momento fletor devido às cargas permanentes

$M_Q$  = Momento fletor devido às cargas variáveis

$M_u$  = Momento fletor último resistente da seção

$P$  = Força externa variável aplicada

$P_0$  = Força de protensão após as perdas imediatas

$P_a$  = Força de protensão ancorada

$P_i$  = Força de protensão máxima inicial

$Q$  = Carga variável

$R_{ccd}$  = Força resultante de compressão

$R_{ptd}$  = Força resultante de tração

### **Letras gregas minúsculas**

$\alpha_p$  = Relação entre  $E_p$  e  $E_c$

$\delta$  = Valor do escorregamento da armadura ativa na ancoragem

$\varepsilon$  = Deformação específica

$\epsilon_{cu}$  = Deformação última de compressão do concreto

$\epsilon_{pd}$  = Alongamento total de cálculo da armadura ativa

$\epsilon_{pnd}$  = Pré-alongamento de cálculo da armadura ativa

$\gamma_c$  = Massa específica do concreto

$\phi_p$  = Diâmetro da armadura ativa

$\phi(t, t_0)$  = Coeficiente de fluência do concreto

$\Psi_{1000}$  = Coeficiente de relaxação da armadura ativa após 1000 horas

$\Psi(t-t_0)$  = Coeficiente de relaxação da armadura ativa

$\rho_w$  = Taxa geométrica de armadura transversal

$\sigma_c$  = Tensão no concreto

$\sigma_g$  = Tensão normal devido às cargas permanentes

$\sigma_p$  = Tensão na armadura ativa

$\sigma_{p0}$  = Tensão na armadura ativa correspondente a P0

$\sigma_{pd}$  = Tensão de cálculo na armadura ativa

$\sigma_{pi}$  = Tensão na armadura ativa imediatamente após a aplicação da protensão

$\sigma_Q$  = Tensão normal devido às cargas variáveis

### **Letras gregas maiúsculas**

$\Delta P$  = Perdas de protensão relativas às forças

$\Delta P_{anc}$  = Perda de protensão por escorregamento dos fios na ancoragem

$\Delta P_{csi}$  = Perda de protensão por retração inicial do concreto

$\Delta P_e$  = Perda de protensão por encurtamento imediato do concreto

$\Delta P_{ri}$  = Perda de protensão por relaxação inicial da armadura ativa

$\Delta \sigma_p$  = Perdas de protensão relativas às tensões

$\Delta \sigma_{pr}$  = Perda de protensão por relaxação da armadura ativa

$\Delta_u$  = Deslocamento no meio do vão da viga de acordo com o momento ultimo da seção.

$\Delta_{rupt}$  = Deslocamento no meio do vão da viga de acordo com a ultima carga aplicada.

## RESUMO

Nas estruturas de concreto, não é raro observar a presença de problemas patológicos que muitas vezes podem estar associadas à amplitude térmica elevada, a execução de obras de forma inadequadas, a projetos ineficientes, a materiais sem controle de qualidade, a mão-de-obra despreparada, agentes externos nocivos, entre outros. Entre as manifestações patológicas do concreto endurecido, está a corrosão das armaduras de aço, influenciando diretamente na durabilidade e resistência das estruturas de concreto. O estudo de corrosão em armaduras de concreto tem sido tema de diversas pesquisas, no entanto é necessário desenvolver um conhecimento técnico científico que garanta o correto entendimento do comportamento de elementos pré-tracionados com presença de corrosão. Sendo assim, o presente trabalho desenvolveu um estudo experimental para avaliar a corrosão da armadura de reforço sob tensão em vigas com diferentes resistências à compressão. Um sistema de protensão foi desenvolvido para que 16 vigas fossem protendidas. Foram avaliados dois grupos de resistência à compressão, um grupo de 32 MPa e outro de 68 MPa com o objetivo de avaliar o comportamento à flexão, após ser submetidas à ação de cloretos. As vigas foram submetidas a quatro níveis de pré tração, 0%, 50%, 70% e 95% da tensão de ruptura do aço. As mesmas foram submetidas a um processo de aceleração da corrosão do aço de reforço para alcançar diferentes taxas de corrosão. Através dos ensaios de flexão, foi possível analisar os efeitos da corrosão induzida por cloretos na fissuração das vigas, em sua rigidez inicial, além da resistência máxima. Os resultados obtidos, no ensaio de flexão, mostraram que a perda de protensão tem relação direta com a taxa de corrosão, uma vez que a viga com pré tração de 95% da tensão de ruptura, apresentou maior taxa de corrosão e menor resistência em relação a viga não corroída. Comparando as vigas corroídas com a de referência, foi verificado que as vigas corroídas apresentaram uma redução mais rápida da rigidez, além da redução da carga de escoamento da armadura longitudinal.

Palavras chave: corrosão sob tensão, viga protendida, pré-tensão, aço de protensão.

## **ABSTRACT**

In concrete structures, it is not uncommon to observe the presence of pathological problems that can often be associated with high temperature range, inadequate execution of works, inefficient projects, materials without quality control, unprepared labor, external harmful agents, among others. Among the pathological manifestations of hardened concrete is the corrosion of steel reinforcement, which directly influences the durability and strength of concrete structures. The study of reinforcement corrosion has been the subject of several studies, however, it is necessary to develop a scientific technical knowledge to ensure the correct understanding of the behavior of prestressed elements with the presence of corrosion. Therefore, this paper presents an experimental study to evaluate reinforcement corrosion under tension in concrete with different compressive strengths. A prestressing system was developed for 16 beams. Two compressive strength groups were formed, a 32 MPa group and a 68 MPa group, in order to evaluate the flexural behavior after being subjected to chloride penetration. The beams presented four levels of pre-stress, 0%, 50%, 70%, 95% of the yield strength of the steel. The beams were subjected to a corrosion acceleration method to achieve different corrosion rates. Through the bending tests, it was possible to analyze the effects of chloride induced corrosion on concrete cracking, the initial stiffness of the beams, and the ultimate strength. The results showed that the loss of prestressing is directly related to the corrosion rate. Comparing the corroded beams with the reference beams, it was verified that the corroded beams showed a faster reduction of the stiffness and also a reduction of the yielding load.

Keywords: stress corrosion, prestressed beam, prestressing, high strength steel.

# Capítulo 1 - INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações Iniciais

A partir do século XX, a indústria da construção civil deu início a utilização em grande escala do concreto armado, tornando-o um dos materiais mais consumidos. Essa utilização pode ser atribuída ao seu baixo custo, ao seu bom desempenho estrutural, à facilidade de execução, e à diversidade de formas (Carvalho, 2017).

Porém o concreto armado apresenta resistência à tração que varia de 8 a 15 % da resistência à compressão. E sob flexão, o concreto desenvolve fissuras, ainda em estágios iniciais de carregamento, e para reduzir ou impedir tais fissuras, uma força de compressão concêntrica ou excêntrica pode ser imposta na direção longitudinal do elemento, que age reduzindo as tensões de tração nas seções críticas do meio do vão e dos apoios, elevando a capacidade das seções à flexão, à força cortante e à torção, diminuindo ou evitando as formações de fissuras. Essas tensões de compressão na região tracionada do elemento estrutural são impostas pelo sistema de protensão, que induz na peça uma força inicial que está diretamente relacionada com o alongamento ocorrido na armadura ativa (Almeida Filho, 2006).

A utilização de armaduras protendidas em estruturas de concreto se consagrou no Brasil, nas últimas décadas, como técnica construtiva. Esse fato pode ser comprovado através de grandes obras civis realizadas, desde silos e tanques, passando por pontes e viadutos, além disso, acreditava-se que o concreto seria um material de alta durabilidade, sem muitas demandas de reparos para atingir uma vida útil elevada. De fato, hoje se reconhece que, se dosado e executado de forma adequada, tanto o concreto armado quanto o concreto protendido apresente uma durabilidade satisfatória, comparada a outros materiais de construção, quando exposto a ambientes pouco agressivos. (Isaia, Vagheti e Gastaldini, 1998).

Porém, verificou-se que, erros de execução associados a condições de exposição desfavoráveis, podem desenvolver sérios e intensos processos de

deterioração do concreto (Dornelles, 2009; Loureiro, 2013; Aalami, 2014; Cholfe, 2017). Para mais o concreto é um material com estrutura porosa, onde nos vazios pode ocorrer acesso da água de poro, na área adjacente, a armadura se mantém umidificada devido ao íntimo contato com a pasta de cimento/, podendo ocorrer à dissolução do metal, desencadeando uma corrosão generalizada ou localizada.

Com isto, houve uma mudança gradual de percepção sobre a durabilidade do concreto e a necessidade de entender quais os fatores de degradação que atuarão ao longo da vida útil de projeto.

Encontram-se diferentes mecanismos que causam a deterioração das estruturas de concreto ou de seus elementos. Mas, não existe uma classificação consolidada dos mesmos. Diferentes autores relacionam e classificam os mesmos de forma distinta. De maneira bastante simplificada, adotando a sugestão de Mehta e Monteiro (1994), pode-se subdividir em degradação do concreto (por ação de sulfatos e outras substâncias agressivas), corrosão da armadura, fissuração e desgaste mecânico e reações expansivas deletérias de origem química. Cabe ressaltar que estes mecanismos nem sempre atuam isoladamente ou em ordem definida. A fissuração, por exemplo, pode ser consequência ou causa da corrosão das armaduras.

A corrosão das armaduras é um dos mecanismos de deterioração que aceleram a redução do desempenho das estruturas de concreto armado, dada sua frequente ocorrência e severidade. É um fenômeno de natureza predominantemente eletroquímica, pois ocorrem na presença de água, íons e oxigênio. A corrosão pode ser acelerada por uma série de outros fatores intrínsecos, como espessura de cobrimento, permeabilidade do concreto, resistividade elétrica, tipo de cimento, areia e brita.

O nível de corrosão da armadura no concreto é considerado um parâmetro significativo para a previsão das condições reais de segurança das estruturas. A presença de corrosão pode ser observada na resposta estrutural dos elementos em condições de serviço, tais como deformações, fissuração, nível de tensão e nos estádios finais na presença de flexão, cisalhamento e/ou falha devido à perda de aderência.

Além de modificar alguns parâmetros básicos utilizados no dimensionamento, como: a redução da seção transversal das barras de armadura; o aumento das tensões internas de tração, com consequente fissuração do concreto devido ao acúmulo de produtos de corrosão na superfície das armaduras e na estrutura de poros circundante, o que pode levar ao deslocamento do concreto de cobrimento, e diminuindo a aderência entre a armadura e o concreto.

Devido às dificuldades das técnicas de recuperação e sua eficácia em longo prazo, a corrosão causa danos econômicos. A mesma pode ser iniciada por carbonatação ou ataque de cloretos. A carbonatação é um tema bastante estudado na área de durabilidade e vida útil das estruturas, por se tratar de um processo que causa a despassivação da armadura, dando início à corrosão (Dyer, 2014; Qiu, 2020; Von et al. 2021).

O estudo da aderência entre aço e concreto tem sido tema de diversos pesquisadores desde o início da utilização do concreto armado. Essa interação entre os materiais é o mecanismo que caracteriza o concreto armado, pois a condição aderência entre a superfície da barra de aço e o concreto adjacente define o comportamento das estruturas obtidas (Janney,1954; Lin,1981; Ripper,1998; Helene,1997; Silva, Dumêt (2003).

Além das características da barra de aço, a aderência depende das propriedades do concreto e, com isso, seu estudo passa pelo conhecimento dos materiais envolvidos na sua produção (Almeida Filho, 2006).

Com base no contexto descrito anteriormente, existe uma carência na análise da aderência do aço pré tracionado com presença de corrosão, em vigas de concreto protendido, com diferentes resistências, a fim de verificar a influência da corrosão no comportamento das mesmas. Uma vez que não foi realizados estudos com aço de protensão de diâmetros menores que 8 mm.

## **1.2. Objetivos**

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar o comportamento à flexão de vigas de concreto protendido com diferentes resistências (32 MPa e 68 MPa)

e níveis de protensão ( $0,0f_{ptk}$ ;  $0,50f_{ptk}$ ;  $0,70f_{ptk}$ ;  $0,95f_{ptk}$ ) após ser submetidas à corrosão da armadura de reforço induzida por cloretos.

Os objetivos específicos definidos para este estudo são:

- realizar o estudo da arte sobre corrosão sob tensão da armadura de reforço em concreto.
- desenvolver um sistema de ancoragem simples e eficiente para aplicar variadas tensões nas armaduras antes da concretagem das vigas.
- induzir o processo de corrosão acelerada nas barras de modo a produzir corrosão similar a que ocorre nas estruturas reais;
- quantificar a taxa de corrosão e resistência à flexão das vigas, após a corrosão das armaduras;
- analisar os resultados experimentais das vigas corroídas e as de referência e comparar com estudos já realizados.

### **1.3 Organização da tese**

O primeiro capítulo introduz o estudo desenvolvido, apresentando uma breve temática da corrosão em estruturas de concreto, objetivos e organização da tese.

O segundo capítulo, descreve um estudo bibliográfico acerca do tema, os parâmetros que o envolve, etc. Foi analisado também trabalhos relacionados ao tema além de estudo mais específico sobre o processo de corrosão realizados por alguns pesquisadores.

No terceiro capítulo é apresentado o desenvolvimento do programa experimental para avaliar o processo de corrosão e sua influência em armaduras tracionadas no concreto. Esta etapa consistiu na criação do sistema de protensão para aplicar as tensões nos fios de protensão, além do sistema de aplicação da corrente nos fios para acelerar o processo de corrosão. Foi feita uma análise prévia dos fios, com aplicação de corrente nos fios, fora do concreto para verificar o processo de corrosão e o comportamento das mesmas sem o concreto. Além da concretagem das vigas pretendidas para análise de flexão e módulo de elasticidade dos corpos-de-prova de concreto com presença de

cloreto. As vigas foram preparadas com quatro níveis de tensão e duas resistências do concreto.

A análise dos resultados é apresentada no quarto capítulo, onde são avaliados o processo de corrosão no fio protendido e a resistência à flexão das vigas com diferentes níveis de protensão e resistências do concreto. É avaliada a influência da resistência do concreto no mecanismo de aplicação da corrente nos fios.

O quinto capítulo apresenta as principais conclusões obtidas, destacando a importância e a contribuição do presente trabalho, sendo também recomendados estudos futuros.

Finalmente são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas para o desenvolvimento deste trabalho.

## Capítulo 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Conceitos fundamentas sobre Concreto Protendido

#### 2.1.1 Introdução

O concreto protendido surge como uma evolução do concreto armado, cuja ideia básica é aplicar a tensão prévia de compressão, na área da seção transversal da peça, que será posteriormente tensionada pela carga externa aplicada. Desta forma, a tensão de tração final será reduzida ou anulada pela tensão de compressão (pré-esforço) aplicada à peça antecipadamente. Nessas condições, minimiza-se a importância da fissuração como condição determinante de dimensionamento da viga.

Segundo Carvalho (2017), o concreto protendido pode ser classificado de diversas maneiras, e a principal delas consiste no mecanismo de aderência entre o aço protendido e o concreto. Portanto, se divide em: pré-tração, pós-tração com aderência e pós-tração sem aderência, em que o valor limite da força na barra de aço protendido não pode ultrapassar o valor produzido pelo limite de tensão no aço correspondente a esta condição transitória.

Nas vigas com armaduras pós-tracionadas, os cabos são esticados após a cura do concreto. A armadura protendida é ancorada nas extremidades, podendo ficar aderente ao concreto, ao longo da viga, por meio de uma injeção de nata de cimento.

Nos sistemas com armaduras pré-tracionadas os cabos são tensionados antes da concretagem e a ancoragem dos cabos no concreto faz-se por aderência. São mais adequados para instalações fixas. Os sistemas com armaduras pós-tracionadas são mais utilizados quando a protensão é realizada na obra.

O estado prévio de tensões, introduzido pela protensão na viga de concreto, melhora o comportamento da mesma, não só para solicitações de flexão, como também para solicitações de cisalhamento.

## 2.1.2 Níveis de Protensão

Uma vez que a agressividade do ambiente está relacionada aos efeitos físicos e químicos que atuam na estrutura de concreto, uma avaliação simplificada pode ser feita com base nas condições de exposição da estrutura, de forma que critérios de projeto possam ser formulados para a durabilidade da estrutura de concreto. Diante disso, a NBR 6118 (2014) apresenta requisitos de durabilidade relacionados à fissuração e proteção das armaduras devido aos níveis de agressividade ambiental. Quanto à fissuração do concreto protendido, que ocorre com menor probabilidade, elas podem ser prejudiciais devido à possibilidade de corrosão sob tensão das armaduras. Embora as normas tentem estimar as aberturas de fissuras que não impliquem em perda de durabilidade ou perda de segurança, também existe a possibilidade de monitorar as fissuras reais porque podem, eventualmente, ultrapassar os limites estabelecidos.

A intensidade da força de protensão imposta está relacionada com os níveis de protensão. A NBR 6118 (2014) utiliza três níveis de protensão que são: protensão parcial (nível 1), protensão limitado (nível 2) e protensão total (nível 3). Portanto, de acordo com o nível de agressividade ambiental, é necessário alterar o nível de protensão e o mecanismo de aderência entre a armadura e o concreto de forma a garantir a durabilidade da estrutura. A Figura 2.1 apresenta a Tabela 13.4 da norma brasileira que relaciona a classe de agressividade ambiental com os níveis de protensão.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar	
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–	
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente	
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm		
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm		
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente	
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	Combinação quase permanente	
		ELS-F		Combinação frequente
		ELS-D <sup>a</sup>		Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	Combinação rara	
		ELS-F		Combinação rara
		ELS-D <sup>a</sup>		Combinação frequente

**Figura 2-1 Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função das classes de agressividade ambiental.(Fonte: NBR 6118,2014)**

Segundo Dornelles (2009), a protensão parcial caracteriza-se pela aplicação de uma força de protensão que balanceia parcialmente as cargas aplicadas, ainda permitindo tração no concreto e fissuração da seção e sendo necessária armadura passiva para resistir aos esforços. Há um controle das fissuras em serviço. Nesta protensão, o dimensionamento das armaduras é realizado para o estado limite último e posteriormente verificações em serviço são feitas. As estruturas com protensão limitada e completa não permitem surgir fissuras no concreto em serviço. A protensão completa, além de não permitir fissura, também não se tem tensões de tração no concreto. Este nível de protensão é mais comum em reservatórios, pisos e pontes.

A ACI 318 (2019) classifica o nível de protensão em três tipos: C – *cracked* (fissurada), U – *uncracked* (não fissurada) e T – *transition between uncracked and cracked* (transição entre não fissurada e fissurada). Esses tipos de protensão estão relacionados a aplicação de pré-tensão aplicada, como mostra a Tabela 2.1.

**Tabela 2.1 – Classe de protensão de acordo com o ACI (2019). Fonte: adaptado de ACI (2019).**

Classe	Limites de tensão (MPa)
U	$\sigma_{ts} \leq 0,62\sqrt{f_{ck}}$
T	$0,62\sqrt{f_{ck}} < \sigma_{ts} \leq \sqrt{f_{ck}}$
C	$\sigma_{ts} > \sqrt{f_{ck}}$

De modo qualitativo, os níveis 2 e 3 de protensão definida pela NBR 6118 (2014) enquadram-se na classe U da ACI 318 (2019), pois em ambas não apresenta a formação de fissuras, e o nível 1 de protensão podendo se enquadrar no tipo T ou C, dependendo do nível de fissuração.

No item 17.3.5.2 da NBR 6118 (2014), a armadura mínima passiva de vigas protendidas pode ser determinada sem distinguir o nível de protensão (parcial, limitado, completo), e o mecanismo de aderência entre as armaduras e concreto. Essa abordagem é diferente do método proposto no ACI 318 (2019), pois este considera o mecanismo de aderência entre o aço protendido e o concreto, e apresenta verificações para armadura mínimo.

### **2.1.3 Perdas de Protensão**

Cholfe (2017) menciona a perda de protensão, ressaltando que a força de protensão é o elemento básico das peças de concreto protendido, que é aplicado por armadura ativa e depende de componentes físicos como dispositivo de aplicação da tensão, bainha e sua geometria e ancoragem. Depende também do comportamento inerente ao aço e concreto, onde deve prever a perda de protensão em relação ao valor inicial aplicado ao equipamento, que ocorre antes da transferência da protensão para o concreto, durante a transferência, e depois ao longo do tempo, durante a vida da estrutura.

De acordo com Zia *et al* (1917) as forças de protensão no concreto protendido diminuem continuamente com o tempo. E segundo Aalami (2014) os principais fatores que contribuem para a perda da protensão e a não uniformidade da distribuição das forças de protensão, são: perdas devido ao atrito durante a protensão; retração no concreto; perdas por deformação das placas de ancoragem; fluência no concreto e relaxação do aço.

Essas perdas podem ser classificadas em perdas imediatas e perdas diferidas. As perdas imediatas são características do processo construtivo, e as perdas diferidas são decorrentes das características físicas dos materiais utilizados (Dornelles, 2009)

#### **2.1.3.1 Perdas Imediatas**

No momento da aplicação da protensão, perdas imediatas ocorrem, fazendo com que ocorra a redução da força aplicada nas peças em relação a força aplicada no macaco hidráulico imediatamente após a aplicação da protensão. Nesta seção será apresentada as perdas por deformação da ancoragem e perda por deformação imediata do concreto no momento da aplicação da protensão.

Também denominada como acomodação da ancoragem, a perda de deformação de ancoragem ocorre devido ao ajuste do sistema de cunha, que impede o aço voltar ao seu estado inicial após aplicação da pré-tensão. O movimento que cunha sofre devido ao ajuste no sistema de ancoragem, faz com que o aço sofra um encurtamento, perdendo uma parte da tensão aplicada. Esse encurtamento deve ser fornecido pelo fabricante, porém trata-se do deslocamento que varia de 6 mm a 8 mm (Loureiro, 2013). De acordo com

Aalami (2014) a perda de protensão devido a acomodação do aço na ancoragem depende do módulo de elasticidade e do diâmetro do aço, como é apresentado nas equações 2.1 e 2.2.

$$\varepsilon_{an} = \frac{\emptyset}{L} \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$\Delta\sigma_{an} = E_p * \varepsilon_{an} \quad \text{Eq. 2.2}$$

onde:

$\varepsilon_{an}$ =deformação na ancoragem

$\emptyset$ =diâmetro do aço

L=comprimento da pista de protensão

$E_p$ = módulo de elasticidade do aço

$\Delta\sigma_{an}$ =perda da tensão correspondente ao encurtamento do cabo

De acordo com NBR 6118 (2014) deve-se adotar valores experimentais ou indicados pelos fabricantes. A ACI 318 (2019) não apresenta cálculo analítico desta perda, citando apenas a importância de reconhecer seus efeitos em termos de alongamento e que não precisa ser medida com acurácia uma vez que a perda é pequena.

Também denominado encurtamento elástico instantâneo, a perda devido à deformação instantânea do concreto durante o processo de protensão ocorre pela protensão sequencial do aço. No sistema de protensão sem aderência, ao protender o aço, o concreto se deformará elasticamente. Essa deformação fará com que outros aços que já haviam sido protendidos percam sua pré-tensão. De acordo com a NBR 6118 (2014), a perda pode ser calculada conforme mostrada na equação 2.3:

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p * (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) * \frac{n - 1}{2n} \quad \text{Eq. 2.3}$$

onde:

$\alpha_p$  = a razão entres os módulos de elasticidade da armadura e do concreto;

$\sigma_{cp}$  = tensão inicial do concreto no baricentro da protensão devida à protensão de  $n$  barras de aço;

$\sigma_{cg}$  = tensão devida à carga permanente mobilizada pela protensão

No sistema de protensão com aderência, como existe aderência entre o aço e o concreto, no momento que o concreto é submetido a esforços de compressão, este sofre encurtamento e o aço sofre uma deformação de valor igual, devido a hipótese de compatibilidade de deformação e conseqüentemente esse encurtamento provoca a redução da tensão efetiva no aço.

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_c * \alpha_p \quad \text{Eq. 2.4}$$

onde:

$\Delta\sigma_c$  = variação da tensão no concreto.

### 2.1.3.2 Perdas Deferidas

As perdas deferidas ocorrem ao longo do tempo, a medida que o fenômeno de retração e fluência vão acontecendo no concreto, ocasionando uma perda de protensão progressiva.

Segundo Gilbert e Ranzi (2010), há menos fluência nas peças protendidas em comparação às peças de concreto armado, mas ainda tem um efeito considerável na análise. O menor efeito é a redistribuição da força causada pela protensão, que muda os esforços da região fluência elevada para regiões baixas de fluência. Se a protensão aplicada for alta quando o concreto apresenta poucas idades, a perda causada pela fluência pode variar de um valor próximo a zero a cerca de 20% ou mais.

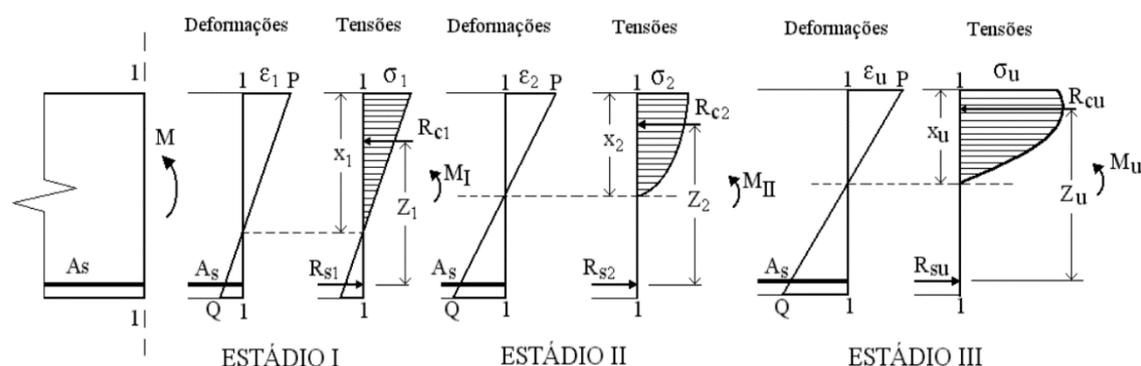
Além das perdas devido aos fenômenos reológicos no concreto, há também perdas devido a relaxação das barras de aço. Ao contrário das barras de aço passivas de concreto armado, esses aços protendidos perdem sua elasticidade devido à deformação constante e às altas tensões, e passam a apresentar tensões menores para a mesma deformação, o que é uma característica do relaxamento das barras de aço. Essa perda depende diretamente da tensão e da temperatura aplicada ao aço protendido. Por causa

dessa perda, o aço de baixa relaxação é geralmente usado em estruturas de aço (Gilbert e Ranzi, 2010).

Essas perdas devem ser fornecidas pelo fabricante do aço, pois depende principalmente das características do aço, geralmente um valor que representa 2% a 8% da tensão inicial. (ACI 318, 2019). De acordo com a NBR 6118 (2014) para cálculo isolado da relaxação do aço, os valores de relaxação de fios e cordoalhas após 1000 horas a 20 °C ( $\Psi_{1000}$ ) apresentados na norma podem ser adotados para efeito de projeto.

### 2.1.4 Comportamento da viga protendida na flexão

A seção transversal, retangular, de uma viga de concreto armado ou protendido, submetida ao momento fletor crescente, passa por três níveis de deformação, denominado estádios, que determinam a ruína da peça (Carvalho, 2012).



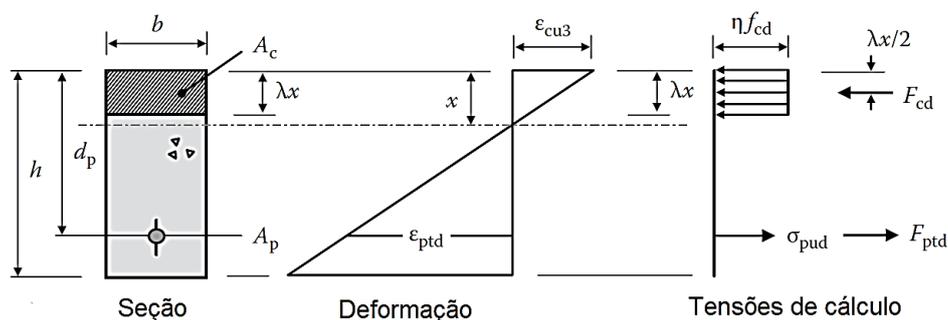
**Figura 2-2- Comportamento das tensões no concreto e as resultantes da seção transversal de uma viga protendida na flexão simples.  $R_{cu}$  - resultante de compressão,  $R_{su}$ -resultante de tração. (Adaptado Carvalho,2012)**

No estágio I a tensão de tração gerada no concreto, devido ação do momento fletor, não ultrapassa sua resistência característica. O estágio II apresenta um estado de fissura, uma vez que com aumento do momento fletor, as tensões de tração terão valores superiores aos da resistência característica do concreto à tração. No estágio III o momento fletor aumenta até valores próximo de ruína. A fibra mais comprimida do concreto começa a escoar, podendo atingir a deformação específica de 3,5‰.

Na Figura 2.3 apresenta a seção de uma viga protendida que possui uma única camada de aço protendido, com os respectivos diagramas de deformações

e a distribuição de tensões do concreto. O momento último ( $M_u$ ), é considerado como o esforço de ruptura, a deformação extrema de compressão da fibra é considerada  $\epsilon_{cu3}$  e a profundidade até o eixo neutro é  $x$ .

A tensão máxima pode variar dependendo do grau de confinamento, mas para peças pouco reforçadas, com a resistência controlada pela resistência do aço de tração (tanto em concreto armado como em concreto protendido), a variação do valor assumido de  $\epsilon_{cu3}$  não tem muita influência no momento resistente ( $M_{Rd}$ ).

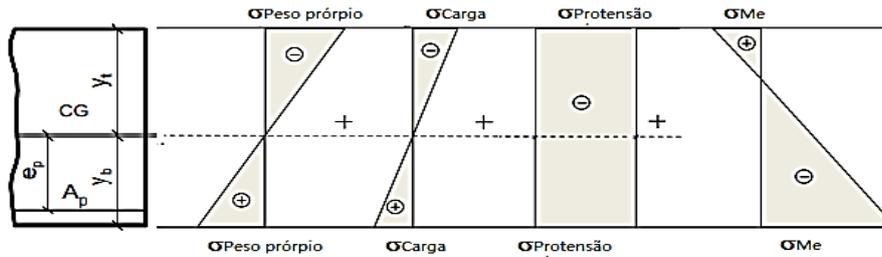


**Figura 2-3 -Comportamento na flexão de uma seção protendida no estado limite último. (Fonte Gilbert et al, 2017)**

A força resultante de tração ( $F_{ptd}$ ) na seção transversal será em função da tensão ( $\sigma_{up}$ ) e a área de aço de protensão ( $A_p$ ). E a partir de considerações de equilíbrio dos esforços o momento resistente ( $M_{Rd}$ ) pode ser obtido de acordo com a equação 2.5.

$$M_{Rd} = \sigma_{pud} * A_p * \left(d_p - \frac{\lambda x}{2}\right) \quad \text{Eq. 2.5}$$

Segundo Carvalho (2012), sob esforços de flexão, o concreto apresentará fissura ainda na fase inicial de carregamento, tendo em vista a baixa resistência do concreto à tração. Para reduzir ou prevenir tais fissuras, aplica-se uma força de compressão concêntrica ou excêntrica no sentido longitudinal do elemento, cuja função é eliminar ou reduzir a tensão na seção crítica do vão aumentando a capacidade portante. A Figura 2.4 mostra a superposição dos efeitos das tensões geradas na viga quando submetida à esforços de flexão.



**Figura 2-4 - Distribuição das tensões em uma viga protendida. (Fonte Gilbert *et al*, 2017).**

A força de protensão residual do aço pode ser determinada a partir da tensão de fissura. A tensão do concreto na fibra inferior das vigas está sujeita aos três fatores a seguir: peso próprio da viga, força de pré-tensão do aço e carga aplicada externamente. Quando a tensão na base da viga excede o valor máximo de tensão, fissuras no concreto aparecem. A força de pré-tração do aço pode ser calculada de acordo com cada esforço que é gerado na seção crítica da viga (Equação 2.6).

$$\sigma_p = \frac{M_{pp} \cdot y_g}{I_g} + \frac{M_{cr} \cdot y_g}{I_g} - \frac{F_p}{A_g} - \frac{F_p \cdot e_p \cdot y_g}{I_g} \quad \text{Eq. 2.6}$$

onde:

$\sigma_p$  = tensão de concreto na parte inferior da viga;

$F_p$  = força efetiva de pré-tensão no aço;

$A_g$  = área de seção da viga no local da fissura;

$e$  = excentricidade da força de pré-tensão;

$y_g$  = localização do eixo neutro medida a partir da parte inferior da viga;

$I_g$  = momento de inércia da viga;

$M_{pp}$  = momento devido ao peso próprio da viga;

$M_{cr}$  = momento na viga devido à carga de fissuração.

#### **2.1.4.1 Aderência no Concreto Protendido**

A aderência do concreto protendido pode ser explicada a partir de vários aspectos, incluindo: aderência nas peças pós-tensionada (aderência posterior),

os dispositivos externos de ancoragem, e até mesmo ancoragem de barras pré-tensionadas.

A aderência no concreto pré-tracionado é baseada em dois comportamentos: aderência durante o processo de transferência dos esforços, e o outro quando o concreto protendido é colocado em serviço, submetido aos esforços de flexão.

De acordo com Lin (1981), para determinar a tensão de aderência existente entre o concreto e o aço, dois estágios devem ser considerados: antes e depois das fissuras do concreto. No estágio de pré-fissuração, a resistência de aderência pode ser calculada por meio de análise elástica.

Após as fissuras do concreto, o cálculo da tensão de aderência torna-se mais complexo, pois o pico de tensão aparecerá no ponto de fissuração, impossibilitando a análise elástica. Em serviço, parte da viga protendida apresenta pequenas fissuras. Mesmo que o aço apresente rupturas localizadas, a integridade da peça protendida não será comprometida, desde que seja garantido o comprimento de transferência e ancoragem necessária.

Portanto, o cálculo de aderência para peças pré-tracionadas, pode ser baseado na determinação dos comprimentos de ancoragem. A ACI 318 (2008) utiliza dessa filosofia para determinar a aderência. Na verdade, para a tensão de aderência, assume-se um valor constante, o que é bom para a segurança, e esses valores são incluídos no cálculo do comprimento de ancoragem. Por outro lado, a Norma Brasileira 6118 (2014) fornece o cálculo da tensão de aderência, que é função da resistência à tração do concreto, a partir da qual é calculado o comprimento de ancoragem.

Arrumando a equação 2.13, pode-se dizer que o comprimento de ancoragem ( $l_b$ ), para as peças de concreto armado, vale:

$$l_b = \frac{\phi * f_s}{4 * \tau_b} \quad \text{Eq. 2.19}$$

Ou seja, quanto maior for a tensão de aderência, menor será o comprimento necessário para ancorar a barra de aço.

Para o concreto protendido, pode-se dizer que o comprimento de ancoragem básico ( $l_{bp}$ ) vale:

$$l_{bp} = \frac{\phi_p * (f_p - \tau_{p\infty})}{4 * \tau_b} \quad \text{Eq. 2.20}$$

onde:

$\phi_p$  = diâmetro da armadura de protensão;

$f_p$  = tensão atuante (final) da armadura de protensão;

$\sigma_{p\infty}$  = tensão na armadura de protensão após todas as perdas;

Em elementos pré-tracionados, o comprimento básico de ancoragem está relacionado na diferença ( $f_p - \sigma_{p\infty}$ ), que corresponde a variação de tensão que ocorre no aço quando submetido à flexão.

De acordo com Janney ((1954) apud Dumêt (2003)) o comprimento efetivo disponível do aço para a aderência na flexão é, aproximadamente, igual à diferença entre o comprimento total e o comprimento necessário para transmitir a força de pré-tração ao concreto. E que a distribuição da aderência por transferência da protensão é significativa, pois ela limita a região onde as tensões de aderência na flexão podem ser acomodadas.

## 2.2 Durabilidade do Concreto

De acordo com a ISO 13823 (2008), a vida útil é definida como "o tempo efetivo para que a estrutura ou qualquer um de seus componentes atenda aos requisitos de desempenho do projeto sem manutenção acidental ou ações de reparo". E esta definição inclui o conceito de desempenho estabelecido pela ISO 6241 (1984), que não foi introduzido na padronização brasileira da NBR 15575 (2013).

Souza e Ripper (1998) também definem que a vida útil de um material se refere ao período em que seu desempenho permanece acima do limite mínimo prescrito. Pode-se considerar que a vida útil é uma quantificação da durabilidade, e durabilidade é apenas a qualidade da estrutura. A vida útil também pode ser

entendida como o tempo durante o qual a estrutura pode desempenhar bem sua função projetada (Silva, 2002).

A Figura 2.7 apresenta graficamente os conceitos de vida útil expostos por Helene (1997). Nessa modelagem foi introduzido ainda o conceito de vida útil residual, que corresponde ao período de tempo que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contado neste caso a partir da data de uma vistoria.

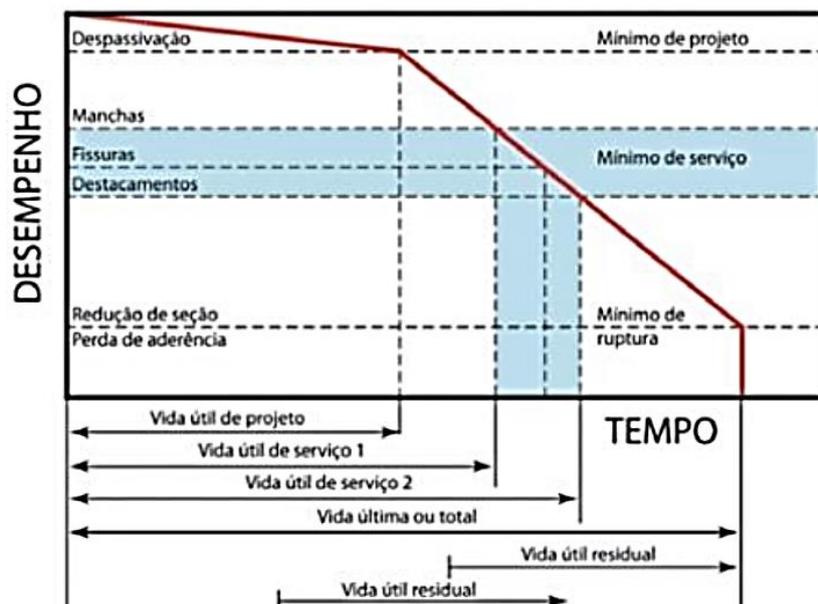


Figura 2-5 - Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando por referência o fenômeno de corrosão de armaduras. Fonte: HELENE (1997)

A seguir algumas definições apresentadas na figura supracitada:

a) Vida útil do projeto: o tempo até a passivação da armadura, geralmente chamado de tempo de inicialização. Corresponde ao tempo necessário para a frente de carbonatação ou frente de cloreto atingir a armadura. O fato da zona de carbonatação ou um certo nível de cloreto atingir a armadura e teoricamente passivar não significa necessariamente que ocorrerá corrosão significativa a partir desse momento, embora a corrosão geralmente ocorra. No entanto, este período de tempo é o período de tempo que deve ser adotado para a segurança no projeto estrutural;

b) Vida útil de serviço: é o tempo até que a superfície do concreto fique manchada ou que o revestimento do concreto se fissure ou mesmo seja separado. Isso varia muito de caso para caso porque depende dos requisitos associados ao uso da estrutura. Embora em alguns casos seja inaceitável que a

estrutura de concreto apresente pontos de corrosão ou fissuras, em outros casos, apenas o início da queda do bloco de concreto, colocando em risco a integridade de pessoas e bens, pode determinar o momento que, deve-se considerar que a vida útil terminou;

c) Vida útil última ou total: tempo até que a ruptura da estrutura seja parcial ou total. Correspondente a uma redução significativa na seção de resistência da barra de aço ou uma diminuição significativa da força de aderência aço / concreto em um período de tempo, que pode causar colapso estrutural parcial ou total;

d) Vida útil residual: corresponde ao período de tempo durante o qual a estrutura ainda pode exercer as suas funções (neste caso, a contar de qualquer data), correspondente à fiscalização. Ao usar essa estrutura, a inspeção e o diagnóstico podem ser realizados a qualquer momento da vida. Nesse caso, os prazos podem ser restrições de projeto, restrições de condições de serviço ou restrições de ruptura, que podem resultar em três possíveis vidas úteis restantes; uma é mais curta, até que o aço seja despassivado; a outra é até que o concreto fique manchado ou fissurado ou deslaca; o outro é mais longo, até que a capacidade de resistência do componente estrutural seja perdida significativamente ou, eventualmente, ocorra colapso.

Isaia (2001) afirmou que se não houver falhas na microestrutura, será obtida uma vida útil mais longa, o que na prática dificultará a penetração de agentes agressivos após exposição ao ambiente.

Quanto ao ciclo de construção, o conceito de vida útil conduz a um tratamento abrangente das seguintes etapas:

- a) Planejamento;
- b) Projeto;
- c) Materiais;
- d) Execução;
- e) Utilização (operação e manutenção).

Helene (2001) define durabilidade como o resultado da interação entre estrutura de concreto, ambiente e condições de uso, operação e manutenção. Portanto, não é uma propriedade inerente ou intrínseca da estrutura, aço ou concreto. Uma mesma estrutura pode ter comportamentos diferentes dependendo de suas diferentes partes (até dependendo de como é utilizada), ou seja, ter diferentes funções de durabilidade ao longo do tempo.

Em diversos setores da engenharia civil, o avanço tecnológico, não foi acompanhado nas metodologias de execução das construções. Com a tecnologia observada na produção do concreto, introduzindo melhorias nas propriedades dos aditivos, adições e ligantes, proporcionou a redução nas seções das peças em função de um aumento das resistências mecânicas, sem haver, porém, um avanço na durabilidade das estruturas (Ferreira, 2000).

De acordo com Vasconcelos (2005), concretos mais fluidos e compostos com materiais mais finos, passou a ser mais utilizados a fim de facilitar o lançamento do concreto em peças cada vez mais estreitas e mais armadas.

Observa-se que nos anos 60 o consumo de cimento, para produzir concretos que atendessem uma resistência de compressão de 30 MPa, era entre 400 a 500 kg/m<sup>3</sup>, em geral possuem uma durabilidade superior aos executados recentemente. Nos anos seguintes verificaram-se concretos resistentes com um teor de cimento menor (Ferreira, 2000).

Para o concreto ser considerado durável, se faz necessário que as estruturas de concreto mantenham a resistência e a utilidade que delas se espera, que desempenham as funções que lhe foram atribuídas, durante um período de vida previsto ou, pelo menos, razoável. Deste modo, o concreto deve suportar o processo de deterioração ao qual se supõe que venha a ser submetido (Neville, 2001).

Para Helene (2014), o estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado, tem evoluído graças ao maior conhecimento dos mecanismos de transporte de líquidos e gases agressivos nos meios porosos como o concreto.

Um concreto de boa qualidade proporciona excelente proteção anticorrosiva ao aço nele embutido. Entretanto quando os produtos que

compõem o concreto apresentam contaminantes e a mistura não está nas proporções adequadas, um processo corrosivo pode ser estabelecido na armadura de aço reduzindo a vida útil inicialmente projetada.

A NBR 6118 (2014) indica que a durabilidade “consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto. ” A Norma prevê, ainda, o fato de que, para que a estrutura seja conservada, a mesma não deverá necessitar de reparos de alto custo, ao longo de sua vida útil.

A NBR 12655 (2015) definiu os requisitos e exigências de durabilidade, sendo as estruturas projetadas e construídas de modo que, as mesmas apresentem segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto.

Isaiás (2001) relata que, a rigor, a durabilidade dos materiais está relacionada à sua capacidade de serem preservados em determinado estado com a mesma qualidade por um determinado período de tempo. Caso contrário, é a resistência dos materiais de construção ou elementos à deterioração ou degradação. De acordo com o autor, esse conceito está intimamente relacionado ao desempenho, que se refere ao comportamento de um produto de serviço (em uso) que atende totalmente aos requisitos do usuário sob as condições reais de operação ou uso.

De forma semelhante, para Neville (2001), a durabilidade significa que uma dada estrutura de concreto terá desempenho contínuo satisfatório, para as finalidades para as quais foi projetada, isto é, que manterá sua resistência e condições normais de serviço durante a vida útil especificada ou esperada. Isaiá (2001) afirma ainda, que esta definição implica no conhecimento dos processos de deterioração aos quais, um dado concreto, estará exposto nas condições ambientais reais da estrutura, durante o seu tempo de duração.

### **2.3 Fatores e Mecanismos de Degradação**

A princípio, a deterioração do concreto pode ser causada pela deterioração da pasta, do agregado ou de ambos. Brandão (1999) apontou que, de fato, a degradação da pasta é considerada o principal motivo, pois como o agregado possui maior resistência à erosão química. Além disso, o dano à pasta é geralmente mais severo do que o dano aos agregados.

De acordo com Andrade e Silva (2005), diversos agentes naturais atuam sob o concreto armado, causando o envelhecimento, ou seja, perdendo gradativamente suas propriedades estéticas, funcionais e estruturais. As causas da degradação advêm de múltiplos efeitos: mecânicos, físicos, químicos e biológicos, podendo ocorrer separadamente ou simultaneamente, dependendo da velocidade de propagação da estrutura inserida no ambiente.

Helene (2001) apontou que o mecanismo mais importante de deterioração da estrutura de concreto são:

a) Mecanismos de deterioração relativos ao concreto: lixiviação (águas puras e ácidas), expansão por sulfatos ou magnésio, expansão por reação álcali-agregado, reações superficiais deletérias.

b) Mecanismos de deterioração relativos à armadura: corrosão devida à carbonatação e corrosão por elevado teor de íon cloro (cloreto).

c) Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita: ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas (fadiga), deformação lenta (fluência), relaxação, e outros considerados em qualquer norma ou código regional, nacional ou internacional, mas que não fazem parte de uma análise de vida útil e durabilidade tradicional.

Pelo fato da estrutura estar inserida em diferentes ambientes, ela deve ser analisada de forma a antecipar todos os comportamentos degradados na etapa de projeto (Lima, 2005).

Helene (1986) fez uma análise em relação a estrutura inserida no ambiente urbano, salino-alcálico, diferenciado e industrializado. De acordo com o autor o meio urbano é caracterizado pela concentração populacional, o que

acarreta inúmeras modificações no meio ambiente, pois para atender às necessidades humanas é necessário realizar diversas atividades, que irão gradativamente modificar todo o sistema natural e causar danos ao próprio homem. Por exemplo, a chuva ácida, a liberação de dióxido de carbono na atmosfera, o fator decisivo da carbonatação, e as mudanças na direção do vento intensificam a chuva direcionada. O ambiente salino-alcálico é muito prejudicial à estrutura de concreto armado, pois possui cloreto, água e oxigênio suficientes para iniciar o processo de corrosão da barra de aço, o que acaba levando à deterioração da estrutura. O ambiente diferenciado seria a rede de esgoto construída em concreto, pois essas redes de esgoto serão degradadas pela ação de compostos de enxofre, que corroi o cimento hidratado e as barras de aço, podendo também ser corroídas. Portanto, ao projetar essas redes, um concreto especial que possa resistir a essa degradação deve ser especificado. O ambiente industrial é muito favorável ao desgaste das estruturas de concreto. São diversas atividades industriais, cada uma delas liberando fatores de degradação devido à natureza do processo.

De acordo com Lima (2005), vale ressaltar que, por exemplo, os derivados do monóxido de carbono, dióxido de carbono e sulfato são liberados na atmosfera, essas substâncias entram em contato com a água da chuva e são absorvidas pela estrutura de concreto e causam patologias.

Para Souza e Ripper (1998), a patologia estrutural é frequentemente referida como "um novo campo da engenharia da construção que estuda sua origem, manifestações, consequências e mecanismos de falha, e sistemas de degradação estrutural".

Para Gentil (1996), a deterioração de materiais que geralmente são a base de metais pode ser decorrente de efeitos químicos ou eletroquímicos ambientais, podendo estar alinhados ou não com efeitos mecânicos. Ocorre principalmente no meio marinho, em soluções salinas ou em locais muito úmidos e atmosfera poluída.

## **2.4 Efeitos da Deterioração do Concreto Armado por Corrosão**

O processo de corrosão é um dos principais fatores que afetam a durabilidade da estrutura. A Figura 2.8 mostra a relação entre os processos de

corrosão na estrutura, o que afeta diretamente sua durabilidade e, portanto, a vida útil da estrutura. Todos esses efeitos podem agravar outras consequências, colocando em risco a segurança da estrutura.



**Figura 2-6- Relação da corrosão com a vida útil da estrutura (Fonte: Böhni, 2005).**

De acordo com Böhni (2005) para que a corrosão possa ocorrer é necessário que haja uma diferença de potencial suficiente entre dois pontos da armadura, possibilitando o fluxo de elétrons, o concreto apresentar umidade, garantindo a existência de um eletrólito, com o oxigênio presente possibilitando a reação catódica, além da necessidade de ocorrer o rompimento da camada passivadora da armadura, podendo ser pela ação de íons cloreto ou pela carbonatação do concreto, conforme ilustra Figura 2.9.



**Figura 2-7- Condições para ocorrência de corrosão (Böhni, 2005).**

A diferença de potencial pode ser causada por muitos fatores, como: tensão em barras de aço, penetração de agentes corrosivos, como íons cloreto, umidade, carbonização e diferenças na composição do aço (Neville, 1995).

Durante o processo de corrosão, o metal reage com os elementos não metálicos  $O_2$ , S,  $H_2S$ ,  $CO_2$ , etc. do meio para gerar compostos semelhantes aos encontrados na natureza e extrair esses compostos deles.

Alanis, Berardo e Alvarez (1990) definem a corrosão como um processo espontâneo, por meio do qual a maioria dos metais em contato com o meio ambiente tende a retornar seus estados de minério (óxidos, sais) encontrados na natureza.

Segundo Panossian (1993), a interação destrutiva entre os metais e o meio ambiente pode ser química ou eletroquímica, levando a dois processos de degradação do metal: a corrosão química ou corrosão eletroquímica.

Wexler e Wolynech (1976) apud Helene (1986) definem corrosão química como a corrosão causada pela reação entre gás e metal, que leva à formação de um filme uniforme de óxido de ferro, processo muito lento e praticamente inofensivo à temperatura ambiente, a menos que haja um gás muito corrosivo na atmosfera.

Os metais em sua forma pura têm níveis energético mais altos do que os compostos que os produziram. Esta é a razão termodinâmica para a reação de corrosão espontânea (Gentil, 2011). Conforme mostrado na Figura 2.10.



Figura 2-8- Ciclo termodinâmico dos metais (Fonte: Pinto 2006).

O processo de corrosão de materiais metálicos é geralmente eletroquímico, ou seja, uma reação química, que mostra a transferência de elétrons de uma substância química para outra. Geralmente, os átomos de metal perdem ou geram elétrons nas chamadas reações de oxidação ou ânodo. Esses

elétrons são transferidos para outra espécie química na chamada reação de redução ou reação catódica (Callister, 2000).

Segundo Helene (1993), a corrosão eletroquímica ocorre em meio aquoso, que é causada pela formação de pilhas de corrosão ou célula de corrosão e pela diferença de potencial entre o eletrólito e o trecho da superfície do aço. A corrosão do aço no concreto é um processo eletroquímico, o ponto de concentração é formado pela diferença na concentração de íons dissolvidos ao redor do aço (Mehta E Monteiro, 1994).

De acordo com Neville apud Mattos (2002), o processo de corrosão eletroquímica pode ser atribuído basicamente a: há uma diferença de potencial entre dois pontos das barras de aço no concreto, ponto em que será gerada uma célula eletroquímica.

Dessa forma, temos uma zona anódica e uma zona catódica nos poros da pasta de cimento endurecido, que são conectadas na forma de água ( $H_2O$ ) através do eletrólito.

Na região anódica o ferro é oxidado para íons ferrosos. O volume do produto da reação é muitas vezes maior que o volume do ferro. Os íons de ferro,  $Fe^{++}$ , com cargas elétricas positivas no anodo, passam para a solução (concreto), enquanto os elétrons livres,  $e$ , com carga elétrica negativa, passam pelo aço para o catodo. A primeira reação catódica ocorre geralmente em meios aerados de pH neutros e básicos ( $pH \geq 7$ ). Já a segunda reação é típica de meios ácidos ( $pH < 7$ ) e desaerados (Andrade; Feliu, 1991).

No catodo, os elétrons são combinados com a água e o oxigênio e formam o íon de hidroxila ( $OH^-$ ). Estes íons migram para o ânodo, através do eletrólito, onde vão combinar com os íons ferrosos, formando hidróxido ferroso, que por outra oxidação vai se transformar em hidróxido férrico (ferrugem). A Figura 2.11 ilustra esta reação.

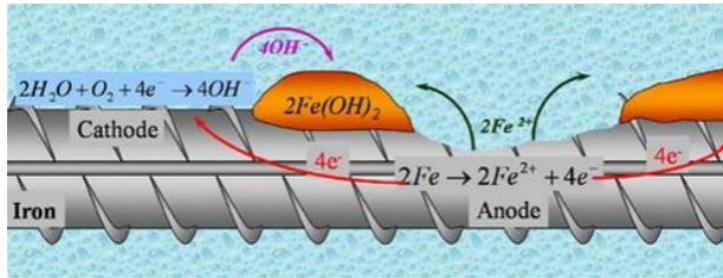


Figura 2-9- Formação de pilha de corrosão eletroquímica em concreto (Fonte Oliveira 2019).

Pourbaix apud Gentil (1996) avaliou a relação entre as possíveis reações termodinâmicas e o potencial do eletrodo (em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio) e pH em diversos sistemas de solução de metal. Como o potencial do processo de corrosão depende do equilíbrio das reações de corrosão, e estas dependem do pH, pode-se estabelecer uma relação em função do pH, representado graficamente como diagrama de Pourbaix (Pourbaix, 1961), conforme é mostrado na Figura 2.12, conhecido por diagrama de equilíbrio termodinâmico.

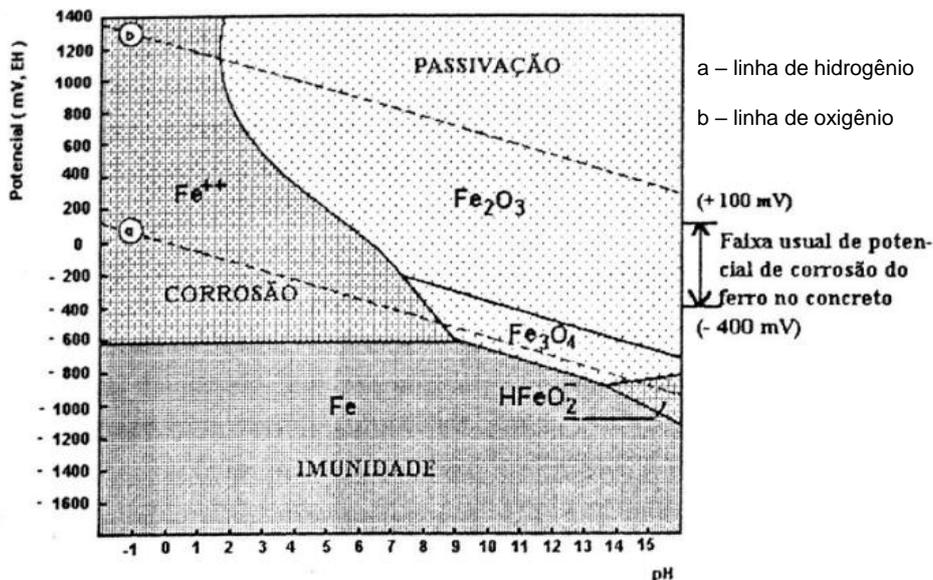


Figura 2-10- Diagrama de equilíbrio termodinâmico. Potencial x pH para o sistema Fe – H<sub>2</sub>O a 25° (Pourbaix, 1961).

O diagrama está dividido em 3 zonas: imunidade, passivação e corrosão. Na zona de imunidade, corresponde à zona onde a corrosão é termodinamicamente desfavorável, o metal não se corrói, permanecendo estável para qualquer valor de pH. É para essa zona que o aço é conduzido quando se aplica a técnica de proteção catódica. A zona definida como passivação

representa as condições em que são formados os estados passivantes, a formação da película passivadora, a qual será mais ou menos perfeita em função do nível de proteção que esta camada ofereça ao metal, que atua como uma barreira, impedindo a oxidação posterior, são estáveis os óxidos ou hidróxidos do metal. É o caso do aço imerso em concreto, com pH na faixa de 12,5 a 14,0 e possibilidade de corrosão na faixa de 0,15 V a 0,40 V (Petrockimo, 1960, Apud Helene, 1986). Nesta área, a corrosão não é completamente zero, mas a taxa em que a corrosão ocorre é tão baixa que a aparência do metal permanece inalterada (Andrade, 1988). E, finalmente, na região de corrosão têm-se as combinações de pH e potencial que indicam que os íons de metal ou íons complexos são as fases estáveis. As linhas tracejadas (a e b) delimitam a zona onde a água é termodinamicamente estável. Abaixo da linha (a) ocorre evolução do hidrogênio, enquanto que acima da linha (b) tem-se a evolução de oxigênio (Gentil, 1996). No estado de passivação a corrosão não é exatamente nula, mas é severamente limitada pela resistência ôhmica do filme.

Estes tipos de diagramas podem, portanto, ser utilizados como uma base para a identificação das regiões, passiva, ativa e transpassiva. Assim, os potenciais acima da linha de evolução de oxigênio (linha a) estão na região transpassiva. Além disso, este tipo de diagrama pode ser usado para interpretar os motivos de perda da natureza protetora do filme passivo na região transpassiva. (*ASM Internacional Handbook Committee*(2003)).

Como visto acima, o processo de corrosão depende da disponibilidade de oxigênio e água sobre a superfície metálica, assim como a temperatura, a umidade relativa e o grau de contaminação do meio ambiente (Helene, 1993).

Quando produtos de corrosão (como hidróxidos) são depositados na superfície do metal, isso causa uma diminuição no suprimento de oxigênio para a interface metal-eletrólito. O oxigênio deve se difundir através desses depósitos, que geralmente formam uma camada mais ou menos contínua e densa na superfície do metal. Uma vez que a taxa de dissolução do metal é igual à taxa de redução de oxigênio, um fornecimento limitado resultará em uma diminuição na taxa de perda de metal. Nesse caso, diz-se que a corrosão é realizada sob controle catódico. Este é um mecanismo muito comum para conter a corrosão. No entanto, se os produtos de corrosão forem removidos da superfície do metal,

por exemplo, passando um líquido em alta velocidade, a taxa de corrosão aumentará bastante (Panonni, 2017).

Em alguns casos convencionais, os produtos de corrosão formarão uma película superficial de óxido muito densa e contínua, e a estrutura cristalina do óxido é muito semelhante à do metal. Esse tipo de filme dificulta a penetração de íons metálicos na solução aquosa, de modo que a taxa de corrosão nessas condições é geralmente muito pequena. Diz-se agora que o controle é o ânodo. Esse fenômeno é denominado passivação e geralmente é observado em materiais como aço inoxidável e alumínio expostos ao ambiente natural. O aço estrutural comum é geralmente passivado em uma solução aquosa alcalina (como o concreto). A passivação do aço inoxidável e do alumínio é promovida e mantida pela ampla penetração de oxigênio na camada de óxido de passivação. Ao contrário, a falta destruirá a passivação. Isso geralmente ocorre sob depósitos de óxidos que dificultam a reposição do oxigênio consumido pelo processo de corrosão. Substâncias corrosivas (como cloretos) podem causar danos locais à camada de passivação, levando a outras formas de corrosão, como pite.

Quando metais diferentes estão em contato elétrico, o metal mais nobre fornece espaço adicional para a reação do cátodo. Portanto, o fluxo total de elétrons aumenta. Aumentando a dissolução de metais que ocorre em metais mais raros, o equilíbrio pode ser alcançado. Se a área da superfície do metal nobre for muito maior do que a área da superfície do metal de nobreza inferior, essas áreas irão consumir muitos elétrons, fazendo com que a dissolução do metal (na área do ânodo) ocorra em uma taxa muito rápida. Portanto, a intensidade da reação anódica, ou seja, a taxa de corrosão (taxa de corrosão devido à perda de massa metálica por unidade de área e unidade de tempo) pode se tornar muito alta. A área entre o ânodo e o metal do cátodo do que a liga de metal é muito importante, a unidade deve ser mantida o mais próximo possível.

## **2.5 O fenômeno da passivação**

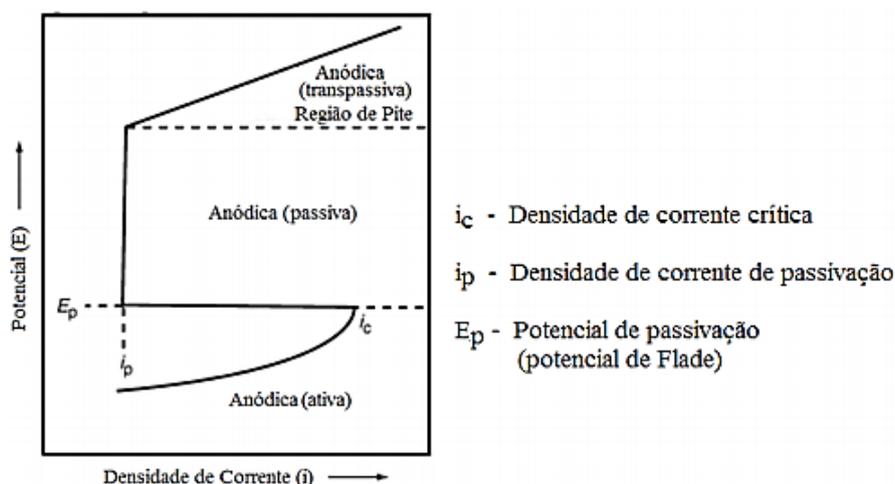
De acordo com o relatório do *ASM International Manual Committee* (2003), todos os metais e ligas, exceto o ouro, possuem uma fina película protetora, que é produzida pela corrosão na superfície do material devido à

reação com o meio. Sem essa película protetora, há uma tendência para os metais e ligas se degradarem prematuramente quando expostos a meios reativos e retornem a um estado mais estável termodinamicamente, pois é a fonte de onde são produzidos os óxidos minerais. Esses filmes em certos metais e ligas são altamente resistentes à corrosão superficial. Esses filmes de proteção são chamados de "filmes de passivação" e são a causa da passivação.

Do ponto de vista da engenharia, a passivação fornece uma possibilidade única de reduzir a corrosão, mas devido à possibilidade de transição de um estado passivo-ativo, deve ser usada com cautela. A espessura estimada do filme de superfície formado pelo fenômeno de passivação é de 30 Å (1 Å= 10<sup>-10</sup>m), que é significativamente fino, e mudará quando removido de superfícies de metal descobertas ou meios corrosivos.

A possibilidade de romper a película de passivação do metal ou liga torna sua aplicação inviável em alguns casos devido ao risco de falha devido à corrosão uniforme, corrosão sob tensão, corrosão por fadiga, corrosão intergranular, etc. O desenvolvimento do aço inoxidável na década de 1920 é considerado uma das principais aplicações da passivação. Este desenvolvimento deu uma importante contribuição para a tecnologia moderna de novas ligas resistentes à corrosão (como ligas ferrosas-cromo-níquel) (ASM *International Manual Committee*, 2003).

Conforme explicado, a passivação é muito importante para a tecnologia de controle de corrosão. Se não houver filme de passivação, a maioria das tecnologias que dependem do uso de metais e suas ligas não existiria, pois, a passivação ainda é um fator chave no controle do processo de corrosão. Cromo, níquel, titânio, ferro, aço inoxidável, etc. em um ambiente oxidante são exemplos de metais e ligas que são facilmente passivados. Uma característica importante da passivação de metais ou ligas é a existência de uma curva de polarização típica, conforme mostrado na Figura 2.13 (ASM *International Manual Committee*, 2003)



**Figura 2-11- Curva de polarização potenciodinâmica típica de metal ou liga que apresenta passivação. (Adaptado de ASM Internacional Handbook Committee, 2003)**

Na Figura 2.13, a curva de polarização anódica é uma curva típica de polarização de metal com características de passivação, e a corrente inicialmente aumenta com o aumento do potencial. Quando o potencial atinge o valor do potencial de passivação ( $E_p$ ) e atinge a densidade de corrente crítica ( $i_c$ ) de passivação, a densidade de corrente cai significativamente (diminui a taxa de corrosão). Este é o início da passivação. Mesmo que o eletrodo esteja polarizado, a densidade de corrente permanece baixa ( $i_p$ ), ou seja, o potencial aumenta para um valor maior (ASM *International Manual Committee*, 2003).

Conforme mostrado na Figura 2.13, um metal ou liga com propriedades de passivação se tornará passivo quando o potencial na direção do ânodo aumentar. Acima de um determinado  $E_p$  potencial, uma diminuição repentina na corrente é observada (relacionada à taxa de dissolução do ânodo) em comparação com valores de potencial do ânodo mais baixos. Devido à formação do filme de passivação, a corrente diminui e a taxa de dissolução do ânodo diminui. Conforme o potencial aumenta, a terceira região da curva é alcançada, o que causa corrosão por pite em relação à região do ânodo que passa pela passivação. Nesse nível de potencial (cerca de 1,2 V), muito oxigênio escapará e a camada de passivação se tornará instável. Na região passiva, poços podem ser gerados devido à instabilidade da camada passiva na presença de íons cloreto, por exemplo.

O fenômeno da passivação pode ser usado para controlar a corrosão através de alternativas que visam propiciar um potencial anódico passivo na superfície a ser protegida contra a corrosão

## **2.6 Passivação da Armadura no Concreto**

O concreto fornece proteção dupla para o aço. A primeira é a proteção física, que separa o aço do contato direto com o meio externo, e a segunda é a proteção química dada pelo alto pH do concreto, que pode promover a formação de um filme passivo ao redor do aço.

A formação e estabilidade do filme estão relacionadas à alta alcalinidade da solução aquosa presente nos poros do concreto. Inicialmente, pensava-se que essa alcalinidade se devia principalmente à presença do hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) causado pela hidratação do cimento. Porém, verificou-se que o alto valor de pH da solução dos poros do concreto é causado principalmente por hidróxido de sódio (NaOH) e potássio (KOH), que conferem pH de cerca de 13 a 14 para a fase líquida do concreto (Figueiredo 2013).

De acordo com Hausmann (1998) O aumento do uso de aditivos no cimento pode diminuir o valor do pH da solução de poros do concreto, mas não causará passivação do aço.

A composição exata do filme ainda está em discussão. Embora existam algumas teorias, uma das mais comumente aceitas é a de formar um filme composto por duas camadas: uma camada é interna, composta principalmente de magnetita, e a outra é externa, composta de óxido de ferro (Nagayama & Cohen, 1962 apud Alonso *et al.* 2010)

O filme tem uma alta resistência ôhmica e uma taxa de corrosão desprezível uma vez evitando que umidade, oxigênio e substâncias corrosivas entrem na superfície do aço e torna o ferro difícil de dissolver.

A diminuição da estabilidade da camada de passivação é o que leva ao processo da corrosão do aço. Isso ocorre devido à penetração de substâncias agressivas que atuam. Este processo é muito complexo e não há consenso entre os principais pesquisadores, mas existem de fato algumas influências: a condição da superfície do aço, o valor do pH do eletrólito próximo à barra de aço, a disponibilidade de oxigênio dissolvido, a temperatura e a presença de ânions agressivos. A carbonatação do concreto reduz seu pH a um nível insuficiente

para manter o estado passivo das barras de aço, além disso a presença de íon cloreto, agente despassivador, é suficiente para destruir localmente a camada de passivação. Uma combinação dos dois fatores mencionados anteriormente gera a diminuição da estabilidade da camada.

Nesse sentido, a camada de revestimento desempenha um papel importante. Revestimentos de alta qualidade e baixa porosidade, além de dificultar a penetração de agentes corrosivos, também constituem uma barreira adicional, reduzindo a presença de água e oxigênio, elementos necessários para a existência de corrosão eletroquímica (Shiessl & Bakker, 1988).

## **2.7 Carbonatação do concreto**

O dióxido de carbono ou monóxido de carbono geralmente vem da combustão de hidrocarbonetos (gasolina, petróleo) e carvão. Eles geralmente não corroem materiais metálicos nas temperaturas normalmente encontradas no ambiente, embora o dióxido de carbono na água forme ácido carbônico ( $\text{H}_2\text{CO}_3$ ), que é um ácido fraco. No entanto, o dióxido de carbono e a umidade podem fazer com que o concreto seja carbonatado, causando a deterioração do material.

Monteiro e Nepomuceno (1996) destacam que na presença dos íons  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{OH}^-$  na fase aquosa, a pasta apresenta alta alcalinidade (valor de pH de 12,6 a 13,5). Além do álcali, Mehta e Monteiro (1994) comentaram que a pasta hidratada contém cerca de 20% de cálcio sólido e possui alcalinidade suficiente para manter o pH do sistema acima de 12.

No entanto quando o concreto é exposto a gases como dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ), dióxido de enxofre ( $\text{SO}_2$ ) e sulfeto de hidrogênio ( $\text{H}_2\text{S}$ ), o valor do pH nos poros pode diminuir. Também pode reduzir a alta alcalinidade da solução intersticial, que se deve principalmente à presença de hidróxido de cálcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  causado pela reação de hidratação do cimento. No processo de neutralização, a alcalinidade é reduzida principalmente pela ação do dióxido de carbono (dióxido de carbono), que converte os compostos de cimento em carbonatos.

Houst *et al.* (2002) apontaram que o processo de carbonatação é na verdade muito mais complexo. Comentaram que, do ponto de vista químico, a carbonatação de materiais cimentícios é uma reação que neutraliza os

compostos alcalinos do cimento hidratado (principalmente o hidróxido de cálcio e o silicato de cálcio hidratado).

Os mesmos autores ainda explicam que na solução porosa de materiais à base de cimento existem basicamente hidróxido de sódio e hidróxido de potássio e, à medida que aumenta a concentração de hidroxila na solução, a solubilidade do  $\text{Ca(OH)}_2$  diminui drasticamente.

Segundo o estudo de Barbosa, Bardella e Camarini (2005), na presença de umidade, o  $\text{CO}_2$  na atmosfera reage com os produtos da hidratação do cimento, sendo a alcalinidade formada inferior à do composto original do concreto, desencadeando este fenômeno da carbonatação.

O resultado da carbonatação é consequência do composto cimentício exsudado que reage com os componentes ácidos da atmosfera (principalmente dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ )) reduzindo a alcalinidade do concreto, resultando na formação de carbonato e  $\text{H}_2\text{O}$  (Freire 2005). Como o concreto é um material poroso, o  $\text{CO}_2$  presente no ar pode penetrar facilmente no interior através dos poros. Como resultado, ocorre uma reação entre o  $\text{CO}_2$  e o hidróxido de cálcio, causando carbonatação. Um modelo simples, proposto por Montemor *et al.* (2002), considera a carbonatação um fenômeno caracterizado por 4 etapas:

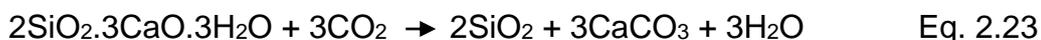
1ª. Etapa: O  $\text{CO}_2(\text{g})$  difunde para o interior do concreto, de acordo com a Equação 2.21:



2ª. Etapa: O  $\text{CO}_2$  dissolvido na solução de poros do concreto reage com hidróxido de cálcio:



3ª. Etapa: Reação com silicatos e aluminatos, conforme mostra as Equações 2.23 e 2.24:



ou



Na realidade, as reações que envolvem a presença do hidróxido de cálcio dissolvido, só ocorrem após a precipitação do  $\text{CaCO}_3$ .

O pH da precipitação de  $\text{CaCO}_3$  é de cerca de 9,4 (em temperatura ambiente), o que mudará as condições de estabilidade química do filme de passivação ou camada de passivação do aço.

4ª. Etapa: A última etapa do processo de carbonatação sempre produz carbonato de cálcio e água. Porém, o carbonato de cálcio possui baixíssima solubilidade e precipita nos poros, reduzindo a porosidade e formando um obstáculo que dificulta o desenvolvimento da frente de carbonatação. O  $\text{CO}_2$  vai penetrar gradualmente da superfície para o interior de acordo com as condições ambientais onde está localizado.

Conforme o  $\text{CO}_2$  progride pela estrutura porosa do concreto, ocorre a reação de carbonatação (frente de carbonatação). O carbonato formado e o hidróxido consumido na reação têm características diferentes. Exceto para carbonatos com um tamanho molecular maior do que estes, os carbonatos são insolúveis em água, reduzindo assim o teor de cálcio na solução, e o pH do meio é reduzido para 9 ou menos.

De acordo com a pesquisa de Soretz apud Helene(1999) , a profundidade de carbonatação inicial aumenta muito rapidamente, avança mais lentamente e gradualmente se aproxima da profundidade máxima, conforme mostrado na Figura 2.14.

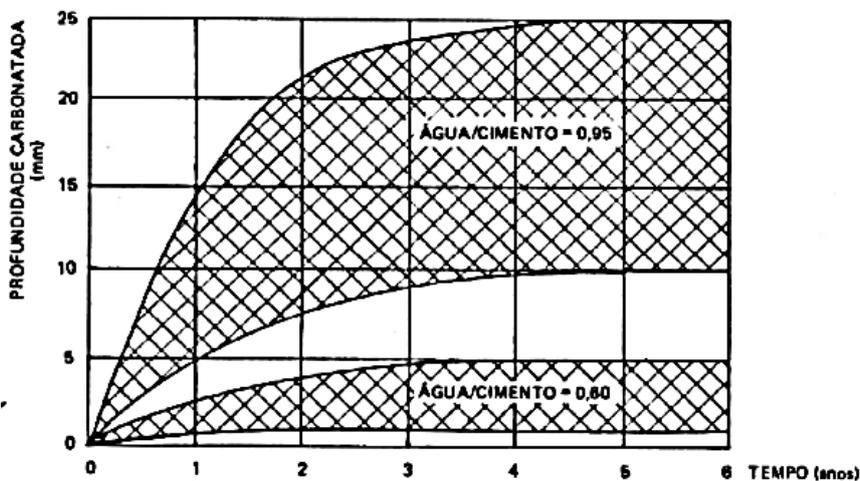
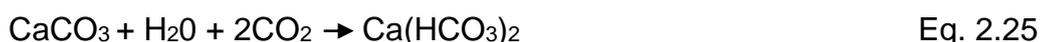


Figura 2-12- Variação da profundidade de carbonatação com o tempo e com relação água/cimento (Fonte: Soretz apud HELENE,1986)

Essa tendência de estabilidade pode ser explicada pelo aumento da hidratação do cimento, pois, desde que haja água suficiente, vai aumentando gradativamente a densidade do concreto. Relacionado a isso, os produtos formados também bloqueiam os poros da superfície, dificultando a entrada do dióxido de carbono do ar no concreto. (Helene 1999)

De acordo com a reação mostrada anteriormente, o concreto será carbonatado, fazendo com que o pH diminua. Nessas condições, de acordo com o diagrama de Pourbaix, o aço está ativo. Assim que isso acontecer, o processo de corrosão começará, e as propriedades químicas da interface aço/concreto mudarão drasticamente, o que afetará as propriedades do concreto, como a aderência da interface. Porém, na presença de água e excesso de CO<sub>2</sub>, outra reação pode ocorrer, levando à formação de bicarbonato, que, devido ao comportamento ácido, levará o pH a um valor quase neutro de acordo com a equação química 2.25.



A representação do processo de carbonatação, devido à penetração do CO<sub>2</sub> no concreto pode ser observada na Figura 2.9

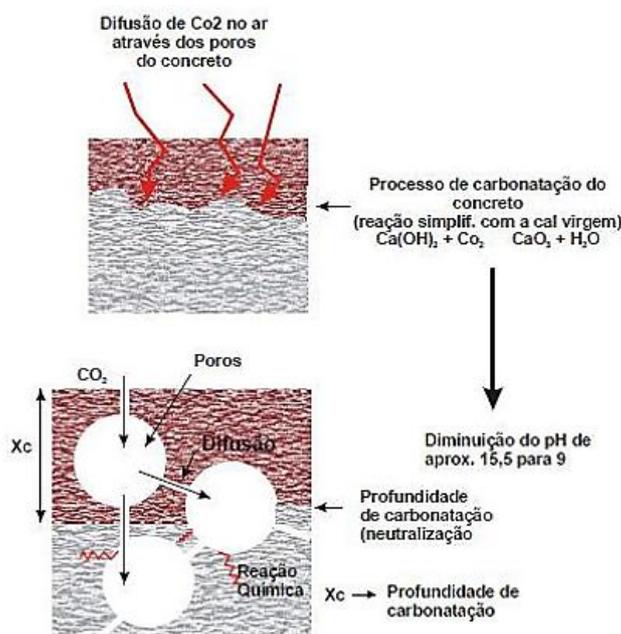


Figura 2-13- Avanço do processo de carbonatação, segundo CEB-BI 152 (1984) (Fonte: Figueiredo, 2005)

Morandea *et al.* (2014) e Shaha *et al.* (2018) reforçam Houst *et al.* (2002) que, além dos hidróxidos, a composição química de outros produtos de cimento

hidratado também sofrerá alterações. Shana *et al.* (2018) explicaram que enquanto ocorre a carbonatação do hidróxido, ocorre também a carbonatação do silicato de cálcio hidratado, ou seja, a dissociação da fase C-S-H e a formação do carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ), gel de sílica.

Papadakis, Vayenas e Fardis (1991) acreditam que a carbonatação é o principal fator que gera a corrosão das barras de aço em áreas com altas concentrações de  $\text{CO}_2$  (como cidades e áreas industriais).

Conforme a frente de carbonatação avança, o pH da área afetada diminui. Quando essa fronteira atinge a zona madura, inicia-se a corrosão, e Revert *et al.* (2018) confirma, indicando que este valor ocorre em cerca de 80% da espessura do concreto revestido.

## **2.8 Penetração de Íons Cloreto**

A presença de íon cloreto é considerada com um dos principais agentes mais agressivos que gera a despassivação do aço e conseqüentemente dando abertura para ocorrência do processo de corrosão na armadura (Helene, 1986; Figueiredo, 2000).

Segundo Tutti (1982), além de participar das reações de óxido-redução no fenômeno de corrosão da armadura, o cloreto também tem a capacidade de desestabilizar o filme passivo da armadura no interior do concreto. Em qualquer caso, a difusão dos íons cloreto é feita através da água presente nos poros do concreto.

Esses íons podem ingressar ao interior do concreto de várias formas, onde pode-se destacar (Helene, 1993): ao utilizar um acelerador à base de cloreto de cálcio ( $\text{CaCl}_2$ ) para ser incorporado ao concreto; ao aplicar sal de degelo, geralmente cloreto de sódio ( $\text{NaCl}$ ) em regiões com clima muito frio; existem altas concentrações deste íon em áreas industriais específicas; ou névoa salina do mar, trazido com o vento. Além das altas concentrações do Cl- na água de mar sendo a zona de variação de maré a mais crítica.

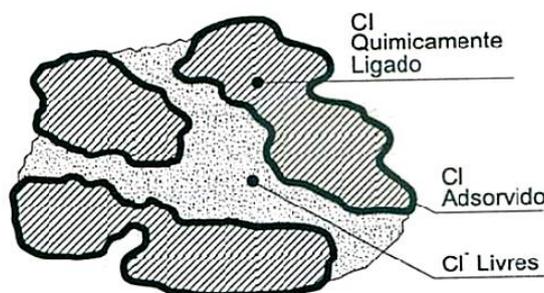
O ingresso de cloretos na matriz do concreto envolve vários fatores, os quais são influenciados pela interação com o ambiente local, da composição e do estado de fissuração do concreto e do tempo (Poulsen e Mejlbro, 2006).

O Quadro 1 apresenta os principais fatores que afetam a penetração de cloretos no concreto.

**Quadro 1 - Fatores que influenciam a penetração de íons cloretos na matriz do concreto.**

Fatores relacionados ao concreto			
Interface com aço	Matriz cimentícia	Efeito barreira do concreto	Fatores externos
Fissuração	Teor de cloretos	Água/cimento	Umidade ambiental
Carbonatação	Tipo de cimento	Espessura do cobrimento	Disponibilidade de oxigênio
Oxidação prévia	Adições numéricas	Adensamento e cura do concreto	Teor de cloretos
	Potencial alcalino (pH)	Saturação dos poros	Cátion que acompanha o íon cloreto
	Agregados	Idade do concreto	Temperatura

Após o contato com a matriz do concreto, os íons cloreto interagem física e quimicamente com o produto de cimento hidratado. Alguns desses íons são adsorvidos na superfície do C-S-H, e a outra parte dos íons de cloreto livre se combinam com aluminato de ferro e cálcio (C4AF) e aluminato tricálcico (C3A) na rede de poros do concreto para se tornar cloro aluminato de cálcio, também chamado como sal de Friedel ( $C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$ ). A Figura 2.16 ilustra as três possibilidades de ocorrência de  $Cl^-$  na estrutura do concreto.



**Figura 2-14 - Formas de ocorrência de íons cloreto na estrutura do concreto. (Fonte: Cascudo, O. 1997)**

A agressividade dos íons cloreto está associada ao teor de íons cloreto livres. Quanto maior o teor de cloro aluminato de cálcio formado, menor a disponibilidade de cloreto livre que pode atingir e despassivar a armadura. No entanto, o equilíbrio entre o teor de cloreto livre e o teor de cloreto combinado é pequeno (Yuan *et al.*, 2009).

De acordo com Helene (1993), Buenfeld (2000), um dos fatores mais importante que afeta a capacidade de fixação de íons de cloreto é o conteúdo de C3A do cimento. Um aumento no conteúdo de C3A resulta no aumento da capacidade de fixação de íons cloreto.

A formação de íons cloreto combinados também depende do tipo de cátion disponível no extrato aquoso do concreto, seja  $\text{CaCl}_2$  ou  $\text{NaCl}$ . No caso do  $\text{CaCl}_2$ , o número de íons cloreto combinados é significativamente maior do que o número de íons cloreto combinados formando  $\text{NaCl}$ . A fixação de íons cloreto através da formação de  $\text{NaCl}$  mostrou aumentar a concentração de íons  $\text{OH}^-$  na solução aquosa do poro. Por outro lado, os íons cloreto do  $\text{CaCl}_2$  provocam uma redução na concentração de  $\text{OH}^-$ . (Suryavanshi; Scantlebury; Lyon, 1996).

Segundo Aguiar (2006), existe controvérsia sobre o teor de íons cloreto suficiente para destruir a camada de óxido passivante e começar a potencializar o processo de corrosão do material. Embora algumas normas ou recomendações de alguns países apresentem valores de concentração de cloreto, esses limites não têm nada a ver com valores fixos.

Diante de cenários de alta variabilidade, a tendência atual é adotar limites conservadores para atender à maioria das situações. Nesse sentido, a Tabela 2.2 mostra os valores críticos de cloreto no concreto recomendados por algumas normas e organismos internacionais.

**Tabela 2.2- Teor crítico de cloreto em concreto para diversas normas e organismos internacionais (Fonte: MEIRA, 2017, p. 41.).**

<b>Norma/Local</b>	<b>Teor crítico de cloretos recomendado</b>	<b>Referência do teor de cloretos</b>
NBR 12655 (ABNT, 2015) Brasil	$\leq 0,15$ % em concretos expostos a cloretos $\leq 0,30$ % em concretos não expostos a cloretos $\leq 0,40$ % em concretos em brandas condições de exposição (seco ou protegido da umidade)	
EN 206-1 (ECS, 2000) Europa	$\leq 0,10$ a $0,20$ % (concreto protendido) $\leq 0,20$ a $0,40$ % (concreto armado)	
Bulletin 34 (FIB, 2006) Suíça	$\leq 0,20$ %	
EHE - 08 (CPH, 2011) Espanha	$\leq 0,60$ % (concreto armado) $\leq 0,30$ % (concreto protendido)	Cloretos totais (% massa de cimento)
Hong Kong Building Depart (HKBD, 2016) China	$\leq 0,10$ % (concreto protendido) $\leq 0,20$ % (com cimento resistente a sulfato) $\leq 0,35$ % (com cimento Portland de endurecimento rápido)	
318-08 (ACI, 2008) EUA	$\leq 0,15$ % em ambiente com cloretos $\leq 0,3$ % em ambiente normal $\leq 1,0$ % em ambiente seco $\leq 0,06$ % (concreto protendido)	
BS 8110:1 (BSI, 1997) Inglaterra	$\leq 0,10$ %	
Committee 222 (ACI, 2002) EUA	$\leq 0,08$ % (concreto protendido) 1 $\leq 0,10$ % (concreto armado) úmido 1 $\leq 0,20$ % (concreto armado) seco 1 $\leq 0,06$ % (concreto protendido) 2 $\leq 0,08$ % (concreto armado) úmido 2 $\leq 0,15$ % (concreto armado) seco 2	1 cloretos totais (% massa de cimento) 2 cloretos livres (% massa de cimento)
NZS 3101 (NZS, 2006) Nova Zelândia	$\leq 0,02$ % (concreto protendido) $\leq 0,03$ % (concreto armado) úmido $\leq 0,07$ % (concreto armado) seco	Cloretos totais (% massa de concreto)
JSCE-15 (JSCE, 2010) Japão	$\leq 1,20$ kg/m <sup>3</sup> de concreto	

A norma brasileira 6118 (2014) possui algumas restrições quanto ao teor de cloreto antes da revisão de 2003. Nesta versão anterior (1978), considerando que o teor máximo de água misturada é de 500mg/l, o consumo de cimento é de 340 kg/m<sup>3</sup>, o que equivale a 0,55 em relação a a/c. Na edição atualizada de 2014, a norma cita a NBR 12655 (2015) que define o Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto, de acordo com a Tabela 2.3 apresentada.

**Tabela 2.3 - Teor máximo de íons cloreto para proteção das armadura do concreto - de acordo com a NBR 12655(2015).**

Classe de agressividade (5.2.2)	Condições de serviço da estrutura	Teor máximo de íons cloreto (CL-) no concreto
Todas	Concreto protendido	0,05%
III e IV	Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15%
II	Concreto armado não exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,3%
I	Concreto armado em brandas condições de exposição (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,4%

Embora a relação  $CL^-/OH^-$  seja considerada o melhor parâmetro para quantificar o início do processo de corrosão do concreto em relação ao cloro livre, é difícil obter este valor em ensaios. Alguns estudos foram conduzidos nesta área, e pode-se citar Hausmann (1967), que propôs que a razão  $CL^-/OH^-$  é de 0,6. Alonso *et al.* (2001) encontraram valores entre 0,66 e 1,45 para a relação  $CL^-/OH^-$  através de boas correlações entre soluções e corpos-de-prova de argamassa contaminados com íons cloreto. Scott e Alexander (2016) observaram uma variabilidade considerável na concentração de cloreto necessária para iniciar a corrosão, com a relação  $Cl^- /OH^-$  variando de 0,3 a 1,7. Goñi e Andrade (1990) obtiveram valores críticos da ordem de 0,3 a 0,8, dependendo do método de cálculo empregado. Lambert *et al.* (1991) verificaram a despassivação da armadura a partir de uma relação  $Cl^- /OH^-$  igual a 3,0.

Essas divergências mostram a dificuldade de se estabelecer um parâmetro seguro para o limite da quantidade de íons cloreto, principalmente pela dificuldade de se determinar a relação  $CL^-/OH^-$  nos concretos de estruturas reais.

Logo a relação entre os cloretos livres ou totais e a massa de cimento, especialmente esta última, apresenta-se como um parâmetro mais coerente, e por isso, tem sido mais amplamente utilizado (Glass e Buenfeld, 1997). A porcentagem de cloretos em relação à massa de cimento consiste, portanto, na forma mais adequada de se estabelecer o teor crítico desta substância uma vez que o conteúdo de cimento no concreto altera sua capacidade de fixação de cloretos (Helene, 1993).

De acordo com Emmons, (1994 apud Aguiar, 2006), a concentração de cloretos necessária para promover a corrosão é fortemente afetada pelo pH do concreto. É necessário um nível de 8.000 ppm de íons cloretos para iniciar o processo quando o pH é de 13,2, mas quando o pH cai para um patamar de 11,6, a corrosão pode se iniciar com somente 71 ppm de íons cloretos.

Além do pH, sabe-se que o mecanismo de penetração do íon cloreto também deve envolver diversos fatores, de modo que uma certa quantidade de cloro livre pode penetrar na armadura na forma de íons cloreto e desencadear o processo de corrosão.

## **2.9 Mecanismo de Penetração de Cloretos**

A penetração do agente corrosivo no concreto ocorre basicamente por meio do transporte, através dos poros e microfissuras da matriz de cimento e alteram o ambiente que protege a armadura de aço, podendo ocorrer a quebra da película passivante. E o transporte das substâncias agressivas é governado por uma variedade de mecanismos físico-químicos, os quais dependem:

- a) das características químicas e físicas de sua concentração superficial e das condições ambientais;
- b) da microestrutura (tipo e distribuição de tamanho dos poros e presença de microfissuras);
- c) do grau de umidade do concreto;
- d) da temperatura, do grau de saturação dos poros do concreto (Guimarães, 2000).

Esses fatores determinam o tipo de mecanismo de penetração do agente agressivo. Poulsen e Mejlbro (2006) dividem, de maneira análoga, os mecanismos de transporte de íons cloreto no concreto em: difusão, penetração por pressão (permeabilidade), migração e absorção capilar, conforme mostra a Figura 2.17.

Na maioria dos casos, o mecanismo de transporte dos íons cloreto presentes no concreto é a absorção capilar e a difusão iônica.

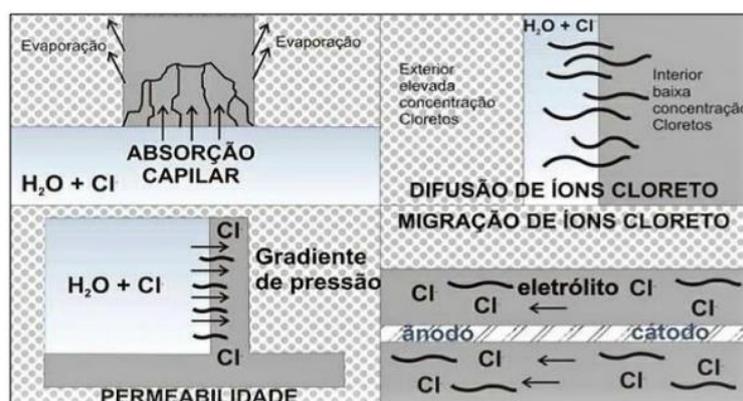


Figura 2-15 - Principais formas de penetração de cloretos nas estrutura de concreto (Fonte: HELENE, 1993).

### 2.9.1 Absorção Capilar

A absorção capilar é um fenômeno do transporte de água, portanto, é um fenômeno no qual os íons são dissolvidos no meio devido à tensão superficial entre a parede do poro do concreto e a água. Essa tensão é criada devido à forte coesão entre as moléculas de água e a alta adesão da água às superfícies polares. Quanto menor o tamanho do poro, maior será a força da tensão superficial. No entanto quanto mais delgado forem os poros capilares, menor será a profundidade alcançada, porém maior será a quantidade total de água absorvida (Mota *et al.*, 2012).

Helene (1993) destacou que o diâmetro capilar do concreto com baixa relação água / cimento é menor, e a conectividade entre eles é muito pior, resultando em menor altura de sucção e menor volume de absorção. Sanjuán (2001) observou que durante o processo de rápida absorção capilar, os íons cloreto podem ser transportados sem nenhuma reação química de fixação do íon cloreto.

A absorção desempenha um papel importante na durabilidade do concreto porque é o primeiro passo para a penetração de íons cloreto no concreto, por exemplo, a absorção ocorre quando o concreto está em contato com a água da chuva, solo úmido e ciclos de molhagem. Nestes casos, a profundidade que os íons cloreto presentes na água podem atingir dependerá da duração do tempo de secagem e molhagem. Pois no período de molhagem a superfície absorve o cloreto e, no período de secagem, a água evapora e o sal se deposita no concreto. Com a continuidade dos ciclos há um progressivo aumento da concentração de cloretos na solução dos poros do concreto (Parrott, 1996).

### **2.9.2 Difusão**

O processo de difusão pode ser conceituado como transporte iônico, que ocorre pela diferença natural da concentração iônica entre uma área do concreto e outra área, enquanto o fluxo iônico ocorre na direção de menor concentração. No caso do concreto esse fenômeno pode ocorrer em meios saturados, como por exemplo, naqueles imersas na água do mar, devido ao contato íntimo da solução presente nos poros com o meio ambiente. Nesse processo, o meio líquido é essencial para que a difusão ocorra, regidos por um gradiente de concentração entre a superfície, que contém cloretos, e o seu interior, que está inicialmente isento da presença destes íons. Esse parâmetro influencia na previsibilidade de vida útil das estruturas contaminadas via cloretos (Baronghel-Bouny, Capra e Laurens, 2014).

A medição do coeficiente de difusão do íon cloreto é o principal desafio, por ser muito complexa, sendo uma combinação de vários fatores e influências. Alguns dos parâmetros que afetam o mecanismo são as mudanças de temperatura, o coeficiente ocorre devido à variação da combinação de íon, a concentração de cloreto na superfície muda com o tempo, a capacidade de combinação com tipos de cimento, a microestrutura do concreto, a existência de vazios, as mudanças características no concreto, etc.

Quanto maior a concentração de íons cloreto na solução externa, mais forte é a difusão. Na estrutura parcialmente imersa em água contaminada com íons cloreto, a área acima da linha d'água é a mais contaminada devido ao

aumento da concentração, pois a água que sobe carrega os íons cloreto por ação capilar evapora. (Helene, 1986).

### **2.9.3 Migração**

A migração ou eletromigração é o processo de forçar íons pelos poros do concreto pela ação de um campo elétrico como força motriz, que pode ser causada pela deflagração de uma célula de corrosão eletroquímica ou por uma diferença de potencial gerado por uma fonte externa. (Helene, 1993; Nepomuceno, 2005; Silva, 2011). Dessa forma, os íons cloreto, migram-se em direção à zona anódica, zona de menor potencial elétrico, ocasionando o deslocamento destes no interior do concreto. Em situações reais e/ou em procedimentos de ensaios acelerados, o mecanismo pode ocorrer de forma simultânea com outro, como em conjunto com a difusão nos ensaios de migração com aplicação de um potencial elétrico para determinação do coeficiente de difusão de cloretos.

### **2.9.4 Permeabilidade**

Permeabilidade é o processo de transporte de massa, que é o resultado do movimento da água líquida através da rede porosa de materiais interconectados. Os íons dissolvidos na água presente nos poros movem-se na direção do fluxo, que é causado pelo gradiente hidráulico que ocorre na estrutura de concreto armado em determinadas circunstâncias.

A permeabilidade é o processo de transferência de massa mais afetado pelas propriedades físicas e geométricas do concreto, pela abertura e interligação dos poros, pois quanto maior o escoamento da água líquida sob pressão, menor a resistência ao movimento (Sales *et al.*, 2014).

Em estruturas marinhas, estruturas submersas ou parcialmente submersas ou ainda em estruturas com grande pressão hidrostática, como, por exemplo, em reservatórios de água, a penetração de cloretos no concreto através da permeabilidade é de relevante importância (Pereira, 2001; Kropp, 2014).

## 2.10 Fatores Influenciadores da Penetração de Cloretos no Concreto

Segundo Costa *et al.* (1999), a durabilidade das estruturas de concreto armado está intrinsecamente relacionada à capacidade do material em resistir à penetração do íon cloreto. O concreto com baixa porosidade e diâmetro reduzido dos poros; neste caso, a alta capacidade da combinação dos produtos de cloreto e cimento hidratado é a principal característica, mas o mesmo autor também mencionou as condições que o concreto está submetido, seja temperatura, umidade relativa e, concentração de cloreto - eles também são representativos neste processo complexo.

A saturação dos poros do concreto em estruturas expostas à névoa salina é em função da umidade relativa do ambiente. A partir disso alguns pesquisadores analisaram a distribuição dos íons cloreto no concreto, ora em seções, ora em coeficientes de difusão, concluindo, há grandes diferenças entre os resultados.

Guimarães *et al.* (2000) analisou o efeito da saturação na determinação do coeficiente de difusão do concreto sob a ação da névoa salina, e obteve o coeficiente de difusão nas condições de 100%, 90%, 75% e 55% de grau de saturação (GS). O coeficiente de difusão de 100% GS é muito maior do que 90%, enquanto o coeficiente de difusão de 90% GS não foi muito alto em relação ao de 75% GS. Quando o GS diminui de 75% para 55%, o coeficiente de difusão cai drasticamente.

A Tabela 2.4 apresenta os principais fatores que influenciam a penetração de cloretos no concreto, separando-os esquematicamente de acordo com a recorrência da interação destes com a estrutura. São detalhadas as formas e mecanismos, pelos quais estes fatores interferem na resistência à penetração destes agentes agressivos.

**Tabela 2.4 - Resumo dos principais fatores que influenciam na penetração de íons cloretos no concreto (Fonte: Magalhães 2019).**

Interface com o aço	Fatores relacionado ao concreto		Fatores externos
	Matriz cimentícia	Efeito barreira do concreto	
Fissuração	Teor de cloretos	água/cimento	Umidade ambiental
Carbonatação	Tipo de cimento	Qualidade e espessura do cobrimento	Disponibilidade de oxigênio
	Adições minerais	Adensamento e cura do concreto	Teor de cloretos
Oxidação prévia	Potencial alcalino(PH)	Saturação dos poros	Cátion que acompanha o íon cloreto
	Agregados	Idade do concreto	Temperatura

### 2.10.1 Composição química do cimento

A composição química do cimento tem grande influência na penetração dos íons cloreto. Sabe-se que o C3A (aluminato de cálcio) é o principal composto responsável pela capacidade de ligação entre os íons cloreto e a pasta de cimento uma vez que o silicato tricálcico (C3A) e o aluminato de ferro e cálcio (C4AF) se combinam com os íons cloreto formando cloroaluminato. E a combinação química de íons cloreto com o aluminato tricálcico (C3A), gera um composto complexo insolúvel, o cloroaluminato de cálcio hidratado, conhecido como Sal de Friedel, e a adsorção física dos mesmos ao C-S-H, por meio de forças da superfície, reduzem a quantidade de cloretos livres.

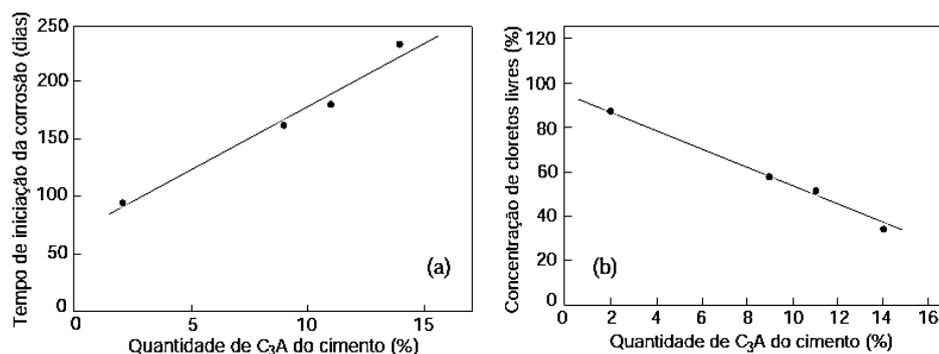
A formação dos cloroaluminatos representa a fixação de cloretos, com isso à diminuição da concentração de íons livres na solução aquosa do poro do concreto, uma vez que só os cloretos livres se movimentam na rede porosa, o fluxo de penetração do íon cloreto é diminuído. (Page; Short; Holden, 1986). Contribuindo para a manutenção do quadro de passivação do aço visto que os cloretos fixados sobre a forma de cristal sólido não representam riscos elevados para as armaduras por apresentarem dimensões muito maiores que as dos poros, impedindo-os, em vista disto, de penetrar na rede porosa do concreto (Helene, 1993).

Dessa forma, quanto mais alto é o teor de C3A do cimento, maior é a quantidade de íons cloreto retidos, o que incrementa a resistência à corrosão induzida por estes agentes tendo em vista que na condição de cloretos

quimicamente ligados os mesmos permanecem indisponíveis para despassivação do aço (Rasheeduzzafar *et al.* 1990).

Segundo Mehta (1994), somente quando o teor de C3A for maior que 8%, ele tem a capacidade de fixar íons cloreto no cimento. Vale ressaltar que ao aumentar o teor de C3A em uma grande quantidade, pode ocorrer problemas com ataques por sulfato.

A Figura 2.18 apresenta um estudo realizado por Rasheeduzzafar *et al.* (1990), onde mostra o comportamento de cimento com diferentes teores de C3A. Foi possível verificar o tempo de despassivação da armadura em ensaio acelerado de corrosão por cloretos, por imersão parcial dos corpos de prova em solução de 5% de NaCl.



**Figura 2-16 - Efeitos do C3A na quantidade de cloretos livres e na corrosão (Fonte: RASHEEDUZZAFAR *et al.* 1990)**

Os resultados mostraram que concreto com cimento que apresenta quantidades diferentes de C3A (9%, 11% e 14%) aumenta o tempo de iniciação da corrosão, aproximadamente 1,7; 1,9 e 2,4 vezes em relação ao cimento com 2% de C3A, respectivamente. De acordo com os resultados obtidos, o autor também observou que cimentos de 2%, 9%, 11% e 14% de C3A resultou em diferentes concentrações de cloretos não combinados com 86%, 58%, 51% e 33% em relação ao total de cloretos presentes, respectivamente.

O consumo de cimento na resistência à penetração de cloretos está diretamente relacionado à maior quantidade de clínquer na mistura e, conseqüentemente, à maior capacidade de fixar cloretos por metro cúbico de concreto. Além do mais, com o maior consumo de cimento, a porosidade do concreto diminui, e em função desse aspecto, a velocidade de transporte de substâncias através dele também é reduzida (Meira, 2017)

Devido à melhor distribuição do tamanho dos poros e maior densificação da interface entre a matriz e o agregado, o uso de cimento composto e aditivos, por exemplo, os minerais podem resistir melhor à penetração de íons, pois, desempenham um papel importante na capacidade de ligação entre o cloreto e o concreto, influenciando na formação do sal de Friedel, isto é, acarretam uma redução da velocidade de transporte destes agentes agressivos no concreto, enquanto outros têm um efeito menor. Os efeitos benéficos da pozolana na penetração do íon cloreto incluem o aumento da resistividade do concreto e a redução do tamanho dos poros (Bauer, 1995).

O alto teor de escória de alto forno ou cinzas volantes, desempenha um papel benéfico no teor de cloreto misturado, que também é devido ao alto teor de alumina desse material, quando comparados ao clínquer, promovendo assim alterações na estrutura de poros e na composição da solução aquosa, um aumento da capacidade de fixação dos íons cloreto, o que potencializa a resistência do concreto quanto ao ataque por estes agentes agressivos. Al-Amoudi *et al.* (1992) compararam o desenvolvimento de vários cimentos sob corrosão por íon cloreto e concluíram que o cimento com escória e sílica ativa tem excelente desempenho (a intensidade de corrosão, do cimento com escória, é inferior à do cimento sem escória). Bauer (1995) também descobriu que, na presença de íons cloreto, adicionar escória ao cimento tem um efeito benéfico na capacidade de fixar íons cloreto com uma relação água / cimento inferior a 0,5. Monteiro (1996) comprovou isso, em que o cimento com aditivos pozolânicos (escória e sílica ativa) apresentou melhor desempenho, principalmente para amostras com relação água/cimento de 0,4.

Roy (1989) e Bauer (1995) apontaram que a escória de alto forno usada como uma adição mineral reduz significativamente o coeficiente de difusão de íons cloreto, seja devido ao efeito físico da adição (mudança na porosidade) ou devido a maior capacidade de fixar os íons cloreto.

Gjorv (2014), constatou, em seus estudos, que a moagem da escória de alto forno até uma finura Blaine de 16.000 cm<sup>2</sup>/g, por exemplo, propicia uma resistência extremamente alta à penetração de íons cloreto. Ao realizar testes de campos prolongados em estruturas de concreto de portos noruegueses, Gjorv observou que os cimentos compostos com escória de alto forno apresentaram

melhor resistência à ação de cloretos, enquanto a menor resistência foi obtida para os cimentos Portland puros. Estes resultados corroboram com os obtidos por Page *et al.* (1986) e Page, Short e El Tarras (1981) ao constatarem que a adição de escória de alto forno e de cinza volante propiciava uma diminuição da difusividade dos cloretos em relação ao cimento Portland puro, como mostra a Tabela 2.5.

**Tabela 2.5 - Difusividade de cloretos, a 25° C, em pastas com relação a/c igual a 0,5. (Fonte: Page, Short e El Tarras, 1981).**

<b>Tipo de Cimento</b>	<b>Coefficiente de difusão (<math>\times 10^{-9}</math>)(cm<sup>2</sup>/s)</b>
Cimento Portland Puro	44,7
Cimento com 30% de cinza volante	14,7
Cimento com 65%de escória	4,1
Cimento resistente a sulfatos	100,0

Petterson (1994) também analisou o processo de adição de minerais ao cimento e observou que quando a sílica ativa é adicionada ao cimento, a estrutura fica mais densa devido ao efeito "rede", portanto a difusão de íons cloreto no concreto é reduzida.

Suryavanshi; Scantlebury, Nedwell (1994) estudaram a capacidade de retenção de íons cloreto do cimento Portland resistente ao sulfato e do cimento Portland comum, e descobriram que, devido a uma pequena quantidade de C3A, o cimento Portland resistente ao sulfato retém menos íons cloreto. Essas análises mostram que no início da corrosão por cloreto, os aditivos atuam de forma a impedir a penetração do íon cloreto.

Por outro lado, de acordo com Meira (2017), as adições de pozolanas incorporadas com cimento ou a inserção direta na mistura de concreto faz com que o pH da solução de poros diminua. Logo, se por um lado ajudam muito a reduzir a porosidade do material e dificultam a entrada de agentes corrosivos, por outro lado, também auxiliam na redução da reserva de alcalinidade do concreto devido ao consumo de hidróxidos, gerado pela hidratação do cimento. Portanto, quando utilizado, é importante que a redução da porosidade seja superior à redução do potencial alcalino. Isso torna as vantagens do uso desses

aditivos minerais mais pronunciadas para aditivos mais ativos e menores relações água/cimento.

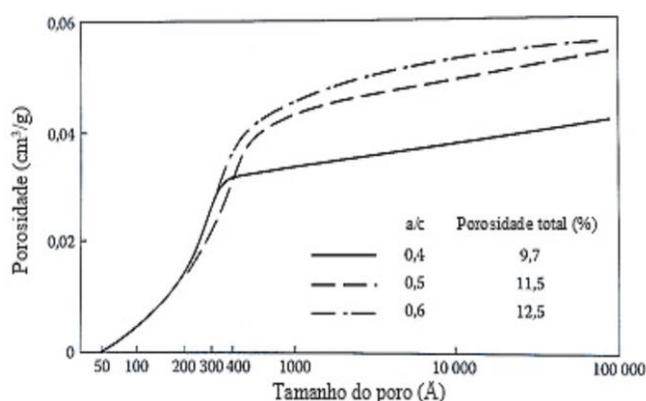
## 2.10.2 Relação água/cimento

Dentre os vários fatores que devem ser considerados na avaliação da impermeabilidade do cloreto no concreto, a relação água/cimento costuma ser o fator de controle mais importante, que está diretamente relacionado à porosidade e permeabilidade do concreto (Gjorv, 2014).

De acordo com Tuutti (1982) a diferença de permeabilidade entre o concreto com uma baixa relação água/cimento e o concreto com uma alta relação água/cimento pode ser cerca de 10 vezes. Em relação à difusão, nota-se que entre 0,3 e 0,7 da relação água/cimento, o coeficiente de difusão pode ser multiplicado por um fator de até 20 (Ollivier e Torrenti, 2014).

Acontece que essa relação afeta diretamente a microestrutura e a rede de poros que formam o concreto, sendo seu tamanho e interconectividade os principais fatores que controlam a penetração do íon cloreto, promovendo ou evitando o deslocamento desses íons no concreto (Pereira, 2001).

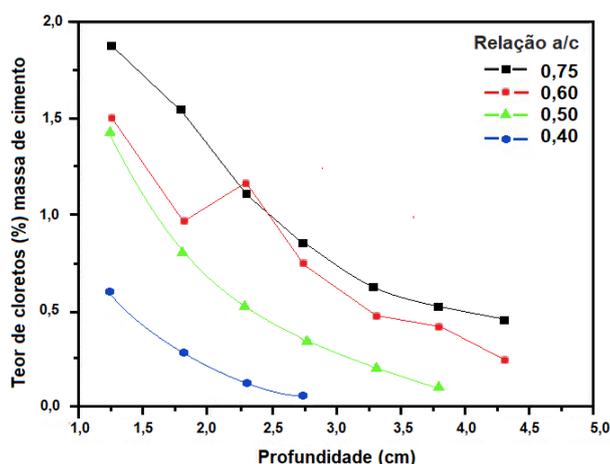
Portanto, à medida que a relação água/cimento diminui, a difusão efetiva de cloretos é reduzida por causa de sua velocidade de transporte devido à menor porosidade na matriz de concreto (Ollivier e Torrenti, 2014). A Figura 2.19 mostra a análise feita por Vennesland (1979) na relação água/cimento e na distribuição de poros de concretos produzidos com cimento Portland.



**Figura 2-17 - Relação água/cimento na distribuição de poros de concretos produzidos com cimento Portland puro. (Fonte: Adaptado de GJORV e VENNESLAND, 1979 apud GJORV, 2014, pg. 74).**

Pereira, Monteiro e Almeida (2013), realizaram um estudo usando diferentes tipos de cimento, observaram que uma redução na relação água/cimento melhorou as propriedades mecânicas, além da resistência à corrosão devido ao papel dos íons cloreto. Por sua vez, foram apontados por Mangat e Molloy (1992), que os parâmetros decisivos para a proteção das armaduras de concreto monitoradas eletroquimicamente e submetidas a ciclos de molhagem e secagem com jato de solução de salina contendo cloreto de sódio (NaCl), foi a relação água/cimento.

Da mesma maneira Jaergemann (1990) estudou a influência da relação água/cimento na penetração de cloretos em concretos, sendo apresentado os resultados na Figura 2.20, os quais comprovam a relação direta existente entre estes dois parâmetros.



**Figura 2-18 - Efeitos da relação água/cimento na penetração de cloretos (Fonte: JAEGEMANN, 1990)**

Dotto (2006) realizou um estudo no que tange a velocidade do processo de corrosão no aço embutido no concreto com diferentes relações a/c. Foram produzidos 365 corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 100x200 mm, com armadura corrugada de diâmetro 6,3 mm e limite escoamento de 628 MPa, e relação a/c de 0,4, 0,5 e 0,7. O processo de corrosão foi induzido pelos íons cloreto, por exposição aos ciclos de imersão em solução com 3,5% NaCl e secagem ao ar, durante o período de cinco anos. Durante o processo de monitoramento, a medição do potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) foi utilizada para obter informações sobre a probabilidade de ocorrência ou não de corrosão no aço. Os resultados mostraram que o aço embutido no concreto com menor relação a/c,

se mostrou mais eficiente no controle da iniciação do processo de corrosão, induzido por íons cloretos. Os concretos com relação a/c 0,7, apresentaram um período de iniciação do processo de corrosão de 169 dias, com o  $E_{corr}$  caindo drasticamente para -646 mV, atingindo o estado de corrosão ativa pelo critério da ASTM C876 (2015). Em contrapartida, os concretos com relação a/c de 0,4 e 0,5 apresentaram valores do  $E_{corr}$  de -451 e -522 mV, respectivamente, após 560 dias. A autora concluiu que as relações a/c mais baixas, influenciando na porosidade capilar do concreto, afetam o movimento da molécula do oxigênio, influenciando assim o processo de corrosão no aço.

### **2.10.3 Agentes ambientais**

O ambiente que envolve estruturas de concreto em climas marinhos tropicais pode variar muito em umidade, temperatura, direção do vento, períodos de chuva e seca e íons cloreto que podem ser depositados na estrutura.

A atmosfera marinha é tradicionalmente agressiva devido à grande quantidade de agentes agressivos, logo o meio marinho sempre foi objeto de pesquisas contínuas e, devido à dissolução de diversos agentes agressivos, a velocidade de ataque no concreto é bastante elevada. Com presença de íons cloreto na suspensão, a situação piora quando a brisa do mar é forte e contínua e a umidade relativa do ar é elevada. Nesse caso, a capacidade de penetração dos íons cloreto pode ser muitas vezes maior do que nas áreas rurais.

Considera-se também o possível efeito do cloreto de magnésio ( $MgCl_2$ ) da água do mar sobre o efeito corrosivo da atmosfera marinha. Existe na névoa salina o cloreto de sódio, criando condições favoráveis à corrosão, pois é um sal que absorve a umidade da atmosfera, fazendo com que a superfície do metal fique sempre úmida, por isso irá corroer pela presença de eletrólitos fortes ( $NaCl$  e  $MgCl_2$ ) e água (Gentil 2007).

De acordo com pesquisa de Castro; Rincon; Pazini (2001) nos corpos de prova cilíndricos expostos ao meio marinho em Yucatan, México, Maracaibo, Venezuela e Recife, Brasil, não mudou o mecanismo de penetração de íons cloreto com o microclima. Porém, a concentração de íons cloreto na camada de cobertura do concreto diminui com a distância do mar e com o aumento da relação água/cimento.

Uma vez que os íons de cloreto têm maior fluidez em temperaturas mais altas, a alta temperatura aumentará muito a corrosão devido ao aumento na taxa de penetração dos íons de cloreto. (Cochet; Jesus,1991).

A Figura 2.21 mostra a concentração de cloreto na atmosfera e o efeito da taxa média de deposição na penetração do cloreto no concreto. Isso significa que estruturas de concreto projetadas com as mesmas características podem ter propriedades diferentes, dependendo das condições agressivas do ambiente.

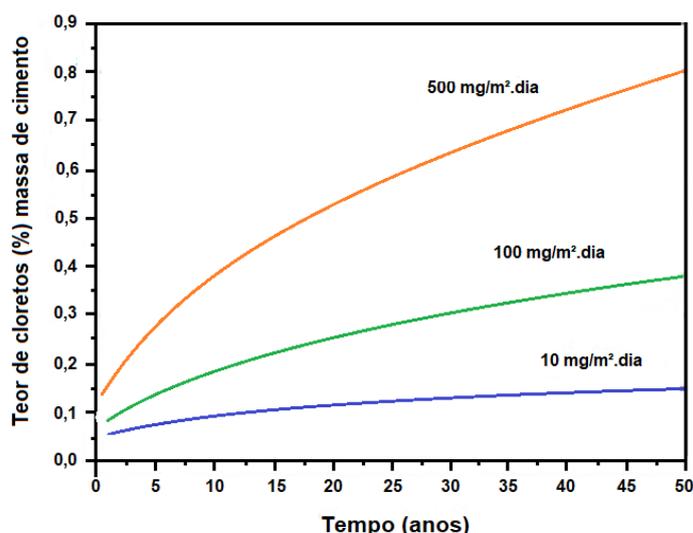


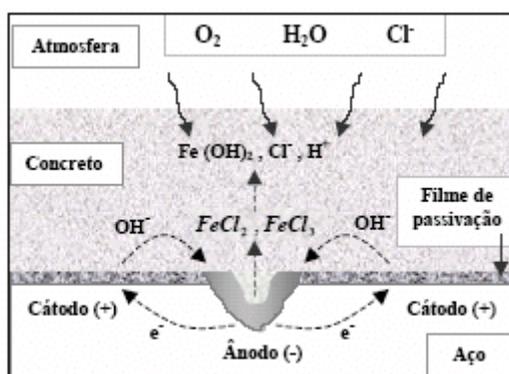
Figura 2-19 - Influência da presença de cloretos no ambiente sobre a concentração média de cloretos no interior do concreto ao longo do tempo.

## 2.11 Despassivação da armadura por ação dos íons cloretos

Além da diminuição do pH, a presença de íons cloreto livre na solução também preenche a rede de poros do concreto ao redor das barras de aço, o que também é a causa da camada instável de passivação do aço.

Inicialmente, além da umidade e oxigênio, os íons de cloreto penetrarão na camada externa do concreto e atingirão a superfície externa do aço, causando despassivação local do aço, desencadeando assim um ataque de corrosão nesta área (ânodo), e a corrosão é causada pela reação catódica na área circundante (cátodo), como ilustra a Figura 2.22. Saremi *et al.* (2002) explicaram que quando o  $\text{Cl}^-$  atinge a camada passivadora, ele reage com os íons  $2\text{Fe}^+$  que constituem a camada dupla de Helmholtz do filme passivo, e o produto é  $\text{FeCl}_2$ , que consome íons de ferro, para evitar que reconstruam a camada passiva. Enquanto o conteúdo de oxigênio na forma de hidroxila ( $\text{OH}^-$ ) permanecer alto, essas falhas pontuais serão recombinados - a recombinação de -  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e  $\text{Fe}_3\text{O}_4$ . O mesmo

autor também destacou que quando o teor de cloreto atinge determinado limite, a taxa de reação de formação de  $\text{FeCl}_2$  torna-se maior que a taxa de recombinação dos compostos constituintes do filme de passivação, ocorrendo então o processo de iniciação da corrosão.



**Figura 2-20- Corrosão localizada do aço em presença de cloretos mostrando o ataque do filme passivo (Fonte: Ollivier, 1998).**

O teor limite de cloreto varia de acordo com as propriedades físicas e químicas da área de interface do concreto. O principal fator de controle da passivação é a relação  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$ . Porém, devido à dificuldade de medir a concentração de  $\text{OH}^-$  no concreto, o teor de íons cloreto total e íons cloreto livre tornaram-se parâmetros amplamente utilizados para indicar risco de corrosão. Os íons cloreto totais referem-se a todos os íons cloreto presentes no concreto, que são determinados quando são solúveis em ácido. Os íons de cloreto livres podem ser medidos quando dissolvidos em água, mas esta medição é muito sensível ao procedimento de teste (Monteiro 2002).

De acordo com Rincón *et al.* (1998) o valor da concentração de íon cloreto na estrutura permite compreender o grau de contaminação da estrutura e a possível evolução dos danos, mas não pode ser considerado um limite absoluto, a menos que uma interpretação seja feita com base na experiência de especialistas em patologia.

Saremi *et al.* (2002) analisaram a relação entre cloreto livre e concentração de hidroxila e outros parâmetros em um estudo para determinar o teor limite de cloreto que causa corrosão. Eles analisaram a corrosão do aço embutido na pasta de cimento, usando o método da impedância espectroscópica variando a relação  $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$  ( 0,3; 0,6; 1,0; 10,0; 15,0 e 50).

Os resultados deste estudo mostraram que para a relação entre as concentrações  $[Cl^-]/[OH^-]$  de 0,3, o processo de corrosão não foi iniciado. Já para a concentração de 0,6, formou o primeiro sinal de pites, ou seja, a velocidade de formação do  $FeCl_2$  é maior do que a velocidade de recomposição do filme de passivação, que está relacionada à concentração crítica de cloreto para iniciar a corrosão. Quando a razão de concentração  $[Cl^-]/[OH^-]$  é 1,0, os dados dos ensaios de impedância mostram que o processo de corrosão muda, e a formação de pites provoca corrosão generalizada, o que pode ser explicado pela completa instabilidade da camada de passivação do aço. A concentração  $[Cl^-]/[OH^-]$  aumentando ainda mais, o processo de corrosão também ocorre amplamente da mesma forma, semelhante ao processo de corrosão causado pela carbonatação do concreto.

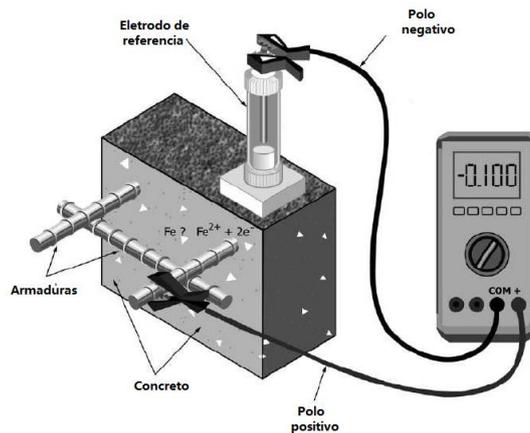
## **2.12 Técnicas eletroquímicas para avaliação do processo de corrosão**

As técnicas eletroquímicas procuram explicar as variáveis que interferem no processo eletroquímico de corrosão quando esse fenômeno ocorre, diferente das técnicas gravimétricas, que interpretam de forma global (Nepomuceno, 1992).

Utiliza-se algumas técnicas eletroquímicas com frequência ao estudo da corrosão das armaduras, tais como: registro de potencial de corrosão, já utilizadas por Stratful (1973) e Bauer (1989); medidas de impedância (John; Searson; Dawson, 1981); resistividade elétrica (Farias; Tezuka, 1992); resistência de polarização (Andrade, 1973), (Nepomuceno, 1992), (Bauer, 1995) e medidas de intensidade galvânica (Nepomuceno, 1992).

### **2.12.1 Potencial de corrosão**

A ASTM C 876 (2015) normaliza o método de ensaio de registro do potencial de corrosão. No que consiste na determinação da diferença de potencial elétrico entre a armadura e um eletrodo de referência que se coloca em contato com a superfície do concreto, conforme mostrado na Figura 2.23. Essa técnica pode ser aplicada tanto para pequenos corpos de prova, quanto para elementos estruturais de grandes dimensões, mostrando assim uma vantagem da sua aplicação.



**Figura 2-21 Circuito do eletrodo de referência (Fonte: ACTM 876 (2015) adaptado).**

No eletrodo de referência, ocorre a deposição de cátions na solução, que podem ser provenientes do sistema aço/concreto. Em suma, o que se observa na medição do potencial do eletrodo no concreto é o fluxo de elétrons da armadura (o eletrodo com maior densidade de elétrons) para o eletrodo de referência (o eletrodo mais nobre), com o circuito entre as duas semicélulas sendo fechado, ocorrendo de forma iônica, que se comunicam por meio de alta condutividade (Matos, 1992).

O registro do potencial de corrosão de barras de aço de concreto é uma técnica que apresenta algumas limitações, pois fornece apenas informações termodinâmicas sobre o processo de corrosão. Com o valor do pH do meio, existe um conceito qualitativo de corrosão através do diagrama de Pourbaix, indicando o risco grave no estado ativo e a garantia de durabilidade suficiente no estado passivo, ou em condições de imunidade.

Stratful (1973) aplicou a tecnologia de registro do potencial de corrosão às armaduras de concreto e construiu um mapa de potencial da estrutura, sendo utilizado o potencial mais negativo para identificar a área corrosiva (ânodo) e a área mais passiva (cátodo). Este método pode determinar o local onde a corrosão pode ocorrer durante a medição, mas não pode determinar o grau de corrosão que a estrutura sofreu.

As principais situações que podem levar a falsas conclusões na medição do potencial são: diferentes cobrimentos da armadura, variação de temperatura,

concentração de oxigênio disponível, presença de fissuras no concreto e a existência de correntes variáveis (Andrade 1992).

A Tabela 2.6, relaciona a probabilidade de corrosão com os valores de diferença de potencial, de acordo com ASTM C-876 (2015).

**Tabela 2.6 - Critério de avaliação do potencial de corrosão (Fonte: ASTM C 876 (2015)).**

Valor do potencial de corrosão	Probabilidade de estar ocorrendo corrosão
< - 350 mV	90 %
- 200 mV a - 350 mV	Incerteza
> - 200 mV	10%

Berke e Hicks (2004) criticam o método, alertando que é utilizado em concreto saturado, o que desloca o potencial para valores mais negativos, devido à falta de oxigênio, e em concreto seco, aumenta a resistividade do material e altera valores do potencial para mais positivos. Mencionaram que o uso de resistência de polarização pode ser um bom indicador da atividade corrosiva avaliada em laboratório.

Soleymani e Ismail (2004) compararam vários métodos de previsão da corrosão de barras de aço embutidas em diferentes tipos de concreto, e concluíram que o nível de corrosão previsto pelo método de diferença de potencial de corrosão é superior ao nível de corrosão detectado pela determinação do teor de cloreto, mas inferior ao dado pela resistência à polarização.

Embora a análise seja qualitativa, o ensaio de potencial de corrosão na estrutura ainda é a técnica mais utilizada para o monitoramento de estruturas de concreto armado para observar a corrosão das barras de aço e constitui uma ferramenta, usada de forma estrita e cautelosa, o aço pode ser testado, reconhecendo de forma não destrutiva a existência de áreas corroídas.

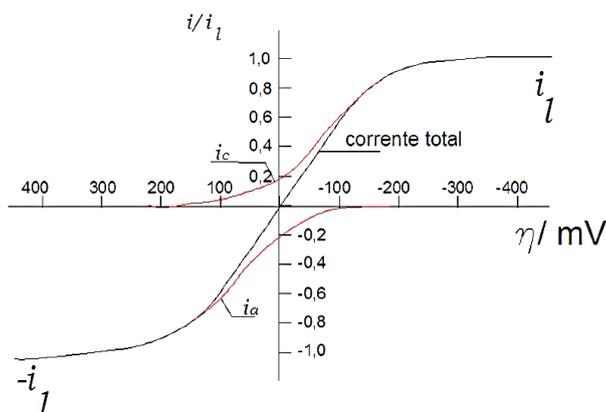
### **2.12.2 Polarização**

Stern, Gehry (1957) descreveram a resistência à polarização ( $R_p$ ) como uma técnica para estimar a taxa de corrosão instantânea de metais em meios. O

cálculo da taxa de corrosão instantânea é feito usando corrente contínua, e medindo a mudança no potencial com a corrente quando uma polarização (varredura de potencial) de  $\pm 10$  a 20 mV é aplicada ao sistema de equilíbrio.

Aplicando-se a um eletrodo (barra de aço) potenciais diferentes do potencial de circuito aberto e medindo a resposta de corrente à perturbação de potencial aplicada, ( $\eta$ ) obtêm-se a curva de polarização, que são retas em torno do potencial de corrosão, e sua tangente está relacionada à taxa de corrosão. Se o potencial aplicado for igual à diferença de potencial de corrosão, a corrente líquida será nula, no entanto à medida que se afasta deste potencial começará a ser registrada a diferença entre as correntes catódicas e anódicas. A resistência de polarização é a resistência elétrica devida à reação eletroquímica, também chamada de resistência faradaica ou de reação (Wolyneec, 2003).

A resistência de polarização está baseada na análise da parte linear da curva de polarização ao redor da diferença de potencial, ou seja, da declividade  $\Delta E/\Delta I$ , conforme mostra a Figura 2.24.



**Figura 2-22 - A resistência de polarização é a inclinação da curva de polarização (IE) ao redor do potencial de corrosão (Fonte: Bard e Faulkner, 1980).**

A tangente à curva potencial-corrente na região do potencial de corrosão corresponde à quantidade  $R_p$ , de acordo com a Equação 2.26.

$$R_p = \frac{\Delta E}{\Delta I} \quad \Delta E \rightarrow 0 \quad \text{Eq. 2.26}$$

$R_p$ - Resistência de polarização [ $k\Omega \text{ cm}^2$ ].

E- Potencial [mV].

I- Corrente [ $\mu$  A].

Através da equação de Stern; Geary (1957), pode-se calcular a intensidade de corrosão, como mostra a Equação 2.27:

$$i_{corr} = \frac{B}{AR_p} \quad \text{Eq. 2.27}$$

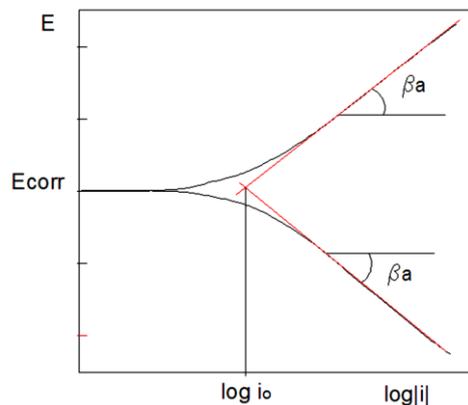
$i_{corr}$ - Intensidade instantânea de corrosão [ $\mu$ A/cm<sup>2</sup>].

B- Constante.

A- Área de exposição da armadura.

$R_p$ - Resistência de polarização [ $k\Omega$  cm<sup>2</sup>].

Aplique uma escala logarítmica ao valor de corrente obtido em resposta a um potencial aplicado, a curva de polarização representadas pela Figura 2.25 são obtidas.



**Figura 2-23 - Curvas de polarização anódica e catódica em diagrama monologarítmico (Wolyneq, 2003).**

A constante empírica B é normalmente determinada a partir da Equação 2.28 em função das tangentes de Tafel,  $b_a$  e  $b_c$  para a zona anódica e catódica que dependem do metal e do meio.

$$B = \frac{b_a b_c}{2,3(b_a + b_c)} \quad \text{Eq. 2.28}$$

O valor de B não tem sido determinado para as armaduras de concreto armado, porém normalmente fica entre 13 e 52 mV, dependendo do sistema.

Os primeiros pesquisadores a usar essa técnica em concreto armado foram Andrade (1973) e Andrade; Gonzalez (1978). Esses pesquisadores descobriram uma relação quantitativa aceitável entre a eletroquímica e a estimativa de peso, superando a dificuldade prática de determinar a constante B no caso do concreto. O valor recomendado é de 26 mV para armaduras sob corrosão ativa e 52 mV para armaduras sob corrosão passiva. Gonzalez *et al.* (1985) enfatizam que o fator de erro de correlação desta técnica é igual a 2. Já para a estimativa do  $i_{corr}$ , o erro está relacionado à determinação de B.

Esta técnica permite estimar a taxa de corrosão instantânea em cada momento de teste, obtendo assim a intensidade de corrosão total ( $i_t$ ) integrando a curva  $i_{corr}$  versus tempo. Usando a fórmula de Faraday, a perda de massa eletroquímica pode ser calculada e comparada com a perda de massa gravimétrica.

$$i_t = \int i_{corr} dt \quad \text{Eq. 2.29}$$

Para medir a resistência à polarização é necessário um potenciostato que, para experimentos concretos, possui compensação eletrônica de queda ôhmica. A queda ôhmica do concreto deve ser compensada sob pena de superestimar o valor da resistência de polarização, de forma que o valor de  $i_{corr}$  seja inferior ao valor real (Andrade *et al.*, 1986).

Essa técnica é a mais comum em ensaios de laboratório, porém também passou a ser aplicada em estruturas reais, por meio de um dispositivo denominado GECOR (Andrade; Alonso, 1992), através do confinamento do sinal de corrente. Em trabalho de campo, Castro (1999) observou que altos valores de  $i_{corr}$  representados em corpos de prova expostos a curtos tempos de cura e altas relações água/cimento. De acordo com Provérbio; Cigna (1996) a intensidade da corrosão em uma estrutura contaminada por íons cloreto, com corrosão local e formação de pites, pode afetar o valor medido e apresentar valores acima dos valores verdadeiros.

### 2.12.3 Impedância eletroquímica

A impedância eletroquímica é uma técnica de avaliação de corrosão não destrutiva incluída em estruturas de concreto. A técnica é baseada na análise da resposta do sistema à aplicação de uma diferença de potencial de corrente alternada, tentando simular um circuito que se comporta de forma semelhante ao processo eletroquímico que se deseja estudar.

A impedância, assim como a resistência, é usada para medir a dificuldade de passar a corrente em um determinado meio quando confrontado com uma diferença de potencial imposta. Como a técnica de resistência de polarização descrita, a técnica de impedância também pode ser usada para obter a taxa de corrosão (Lorenz; Mansfeld, 1981).

Além de resistores que podem simular bem o efeito da resistência do eletrólito da célula eletroquímica, o circuito equivalente também pode ter capacitores e indutores. A impedância do primeiro diminui com o aumento da frequência, enquanto a impedância do último aumenta.

Por conta desses elementos, o circuito obtido por essa técnica é o mais capaz de simular corrosão eletroquímica, e o efeito de dupla camada e filme protetor pode ser expresso pela associação desses elementos em série e em paralelo.

Desde o início dos anos 1980, pesquisadores vem aplicando a técnica de impedância eletroquímica ao estudo da corrosão do aço em concreto, como por exemplo John; Searson; Dawson (1981). Monteiro; Morrison; William (1998) acreditam que a tecnologia da impedância eletroquímica é uma ferramenta útil para detectar e avaliar a corrosão, fornecendo mais informações sobre a cinética da corrosão do que outros métodos.

O uso da técnica de impedância eletroquímica relacionada à tecnologia da corrente contínua pode medir a taxa de corrosão em meios de alta resistência sem compensar a queda ôhmica, e usa sinais muito pequenos, da ordem 10 mV sequencialmente, então não irá interferir nas características do eletrodo.

Esta técnica é mais comum em testes de laboratório, mas Monteiro; Morrison; William (1998) desenvolveram um novo método não destrutivo para

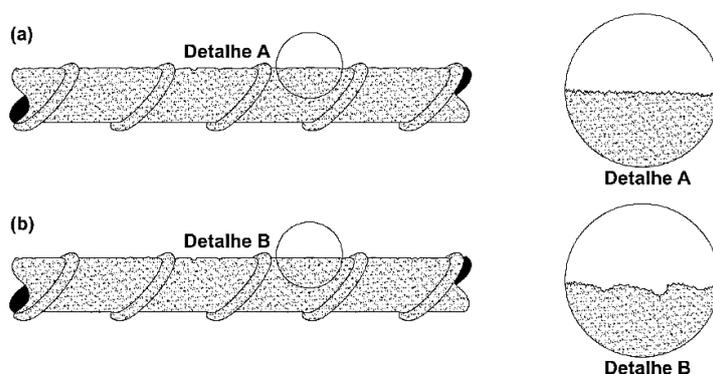
avaliar a corrosão. Este método não requer contato direto com a barra de aço, e utiliza quatro eletrodos na superfície do concreto, observando a resistência dependente da frequência, mostrando que existe defasagem entre corrente e tensão, permitindo que informações sobre o processo de corrosão sejam obtidas pela técnica de impedância eletroquímica. Este método foi originalmente desenvolvido para explorar depósitos minerais na superfície da terra.

## 2.13 Tipos de Corrosão

A corrosão eletroquímica do aço utilizado em concreto armado pode assumir a forma de corrosão generalizada, pontual e sob tensão de fratura (Souza e Ripper, 2009; Cascudo, 1997; Gentil, 2006).

### 2.13.1 Corrosão generalizada

Segundo Cascudo (1997), como o próprio nome indica, aparece em toda a superfície do metal em sentido amplo, podendo ser uniforme, a superfície tende a ser lisa e regular, ou não uniforme, apresentando uma espécie de rugosidade, como ilustra na Figura 2.26.



**Figura 2-24 -Aspectos da vista lateral aumentada (em corte) de superfícies metálicas corroídas, destacando a corrosão generalizada uniforme (a) e a corrosão generalizada não uniforme (b) (Fonte: Cascudo, 1997).**

Ocorre em toda a extensão da superfície, ocasionando perda uniforme de espessura. O ataque uniforme é um tipo de corrosão eletroquímica que ocorre ao longo da totalidade de uma superfície exposta com intensidade equivalente, frequentemente deixando para trás uma incrustação ou um depósito (Callister, 2002).

Andrade (1992) explica que esse tipo de corrosão ocorre devido à diminuição da alcalinidade do concreto, que pode estar relacionada à "lixiviação"

causada pela circulação de água pura ou levemente ácida ou pela reação dos compostos alcalinos NaOH, KOH e Ca(OH)<sub>2</sub> da fase aquosa do concreto e os componentes ácidos da atmosfera, dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) e enxofre (SO<sub>2</sub>), formam carbonato-sulfato e água. Uma característica desse processo é que existe uma "fronteira" de avanço do processo, que separa duas regiões com pH muito diferentes, uma com pH > 13 e outra com pH < 8. Essa frente pode ser observada com um indicador apropriado, por exemplo, conforme mostrado na Figura 2.27, o fenofaleína que se torna incolor na zona de carbonatação e aparece uma cor vermelho-carmim na zona alcalina.



**Figura 2-25 - Carbonatação: Indicadores à base de fenofaleína reagem e tornam-se incolores na zona carbonatada e assumem uma cor vermelho-carmim na região alcalina.**

### **2.13.2 Corrosão puntiforme**

Também conhecida como corrosão por pite (pitting corrosion em inglês) é um tipo de corrosão localizada, em que certos pontos de desgaste são formados na superfície do metal, e continuam a se desenvolver e aprofundar, o que pode causar ruptura pontual na barra. Quanto maior for a razão entre a área do cátodo/área do ânodo, mais intensa e perigosa a corrosão por pite. Portanto, pites com alta taxa de dissolução de ferro e alta gravidade podem aparecer. No entanto, é importante ressaltar que em geral, nos casos reais de corrosão do aço carbono no concreto, não é registrada a ocorrência da clássica corrosão por pite, como visto em outros meios e outros metais. Na maioria dos casos, não se trata de pontos de pequeno diâmetro e grande profundidade, mas sim de depressões mais rasas e de diâmetros maiores, semelhantes a "crateras" (Cascardo, 1997).

Segundo Gentil (2006), a corrosão por pite local pode levar à formação de cavidades com profundidade razoável, além disso, a corrosão por pite pode ser utilizada como uma área concentrada de tensões mecânicas, que podem causar corrosão sob tensão de fratura.

Conforme relatado por Pannoni (2004), este tipo de corrosão ocorre mais frequentemente em aços inoxidáveis na presença de meios contendo cloreto ou passivação incompleta. A corrosão por pite é o resultado de trincas na camada de passivação do aço inoxidável devido às propriedades metalúrgicas, como inclusões, contornos de grão ou componentes intermetálicos (Lippold e Koteck, 2005). A ruptura da camada de passivação leva à formação de uma célula eletroquímica, sendo a parte do ânodo a área ativa e a parte do cátodo a área passiva.

Este tipo de corrosão é uma característica típica dos metais/ligas, que formam uma película protetora de óxido ou hidróxido com cerca de 30 a 80 Å de espessura, denominada camada passiva. Alguns exemplos de materiais que formam essa camada de passivação são aço inoxidável, ligas de níquel e cromo, alumínio, etc. (Gemeli, 2001). Quando o filme de passivação está intacto, ele reduzirá significativamente o contato entre o eletrólito e o metal (ânodo). Desta forma, a densidade de corrente anódica torna-se praticamente constante, de 1 a 10  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ . Isso significa que o material pode corroer, mas a taxa de corrosão é insignificante. Porém, quando o filme protetor se rompe, forma-se uma célula eletroquímica, onde o ânodo é a pequena área metálica exposta pela ruptura do filme, e o cátodo é a maior área protegida pelo filme.

A diferença de potencial entre essas duas áreas fará com que uma forte corrente flua e a área do ânodo se corra rapidamente. Assim que a corrosão por pite começar, ela continuará pelo processo auto catalítico.

De acordo com Pannoni (2004), Yafei *et al.* (2015) e Naghizadeh *et al.* (2015), os três mecanismos apresentados a seguir são os mais bem aceitos para explicar a iniciação de um pite:

1° Mecanismo de ruptura da película: Pressupõe que apareçam fissuras na camada de passivação, que são causadas por qualquer ação mecânica, levando à entrada de ânions agressivos (principalmente halogenetos), que tendem a formar complexos com os íons metálicos;

2° Mecanismo de penetração: Acredita-se que haja uma transferência de íons corrosivos através da membrana para a interface do óxido metálico. Esse

mecanismo tende a ocorrer quando há um filme de passivação muito desordenado que está simultaneamente associado a altos valores de campo elétrico;

3º Mecanismo de absorção: O mecanismo começa com a formação de um complexo na superfície, que é transferido para o meio mais rapidamente do que os íons  $Fe^{3+}$ . Desta forma, a destruição local da camada de passivação fará com que ela se afine até que seja completamente eliminada e, se assim for, a corrosão por pite se formará naquele local.

Segundo Milella (2013), no caso do aço inoxidável, devido à presença de íons  $Cl^-$  ou  $S^-$ , a instabilidade da camada de passivação do metal fortalecerá o mecanismo acima.

De acordo com Pannoni (2004), como a área de pite é muito pequena, quando há uma grande densidade de corrente, o crescimento do pite ocorre a partir do início da destruição do filme de passivação. Nesse caso, é muito difícil passivar novamente neste momento. Neste caso, a repassivação é muito difícil devido à precipitação do filme de sal. A hidrólise de íons metálicos causa acidificação nas cavidades, formando uma película de salinida dentro do pite que ajuda a continuar o processo de crescimento do pite

### **2.13.3 Corrosão sob tensão**

O fenômeno de corrosão sob tensão (CST) descreve a propagação de trincas causada pela combinação e interação sinérgica de tensões mecânicas e reações de corrosão em materiais sensíveis e por um determinado tempo. Esta é uma definição simples de um assunto complexo e, como a maioria das simplificações, não pode determinar os limites do assunto. Portanto, antes de discutir esse assunto com mais detalhes, é necessário definir mais claramente o tipo de carga envolvida, o tipo de material envolvido, o tipo de ambiente que causa a propagação dessa trinca e a natureza da interação resultante do fenômeno. (ASM *Internacional Handbook Committee*, 2003).

O ambiente que provoca CST é geralmente aquoso. Geralmente, o CST de uma liga é o resultado da presença de produtos químicos específicos no

ambiente. Por exemplo, CST em ligas de cobre é quase sempre devido à presença de íons amônia, enquanto no aço inoxidável e alumínio, eles são íons cloreto. Portanto, o ambiente CST favorável de uma liga pode não se aplicar a outra liga. Outro aspecto a considerar sobre o meio é que as mudanças na temperatura, grau de aeração e/ou concentração de espécies iônicas mudarão a força da contribuição do meio para o CST. A sensibilidade da liga a CST pode ser aumentada ou diminuída de acordo com os diferentes tratamentos térmicos aplicados ao material. Portanto, a lista de possíveis combinações de ligas e meios para CST continua a se expandir e as possibilidades são quase infinitas. Geralmente, o CST é observada em ligas presentes em determinados meios, o que costuma resultar na formação de um filme protetor na superfície, que em muitos casos reduz uniformemente a taxa de corrosão, tornando a liga resistente a este tipo de corrosão. Portanto, a ausência de CST é o principal problema na aplicação desses tipos de ligas em meios considerados corrosivos. (ASM Internacional Handbook Committee, 2003).

A tensão necessária para causar CST é pequena, geralmente inferior à tensão de escoamento e tensão de tração, e pode vir de cargas aplicadas externamente ou tensões residuais causadas por tratamento térmico, soldagem ou outros processos. O estresse compressivo residual pode ser usado para prevenir CST (Schön, 2013).

Em um ambiente com alto teor de cloreto e níveis de voltagem muito elevados, a taxa de ocorrência de CST é relativamente rápida. Os mecanismos de controle da corrosão sob tensão ainda são pouco conhecidos, mas seus efeitos são conhecidos por serem perigosos em estruturas de concreto, sendo caracterizados por fissuras repentinas, sem deformação significativa dos elementos estruturais e praticamente sem sintomas visuais de corrosão (Casudo, 1997).

Como o próprio nome indica, é caracterizado pela ocorrência de microfissuras na superfície do aço sob alta tensão. As microfissuras progridem muito rapidamente, fazendo com que o metal fenda repentinamente e se fragilize, mesmo que a superfície quase não apresente sinais de ataque. A única

forma de confirmar o efeito desse fenômeno é estudar cuidadosamente a fratura para comprovar a falta de estrição (Andrade, 1992).

Nem todo concreto protendido irá se deteriorar por meio desse mecanismo, e muitos deles só irão corroer com a penetração de cloro ou carbonatação até a altura da barra de aço. A corrosão sob tensão é um fenômeno muito especial e raro, geralmente relacionado à qualidade insuficiente do concreto ou à presença de certos íons (como o sulfato), que podem facilmente causar esse tipo de corrosão (Andrade, 1992).

#### **2.13.4 Mecanismo da corrosão sob tensão**

Conforme relatado pelo ASM Internacional Handbook Committee (2003), a corrosão sob tensão é um processo de falha considerado retardada, ou seja, a trinca nucleia se propaga inicialmente a uma velocidade muito baixa, de  $10^{-9}$  a  $10^{-6}$  m/s. Até que em determinado momento, o aumento da tensão atinge um valor suficiente para causar o colapso do material.

Porém há necessidade de que ocorra algum tipo de ataque localizado como pites sobre as armaduras como condição necessária para que ocorra CST nos potenciais de corrosão e anódicos. Nesses pontos de corrosão haveria uma queda de potencial abaixo do potencial de equilíbrio da reação de redução do íon hidrogênio, além da diminuição do valor de pH, facilitando o ingresso deste elemento no aço.

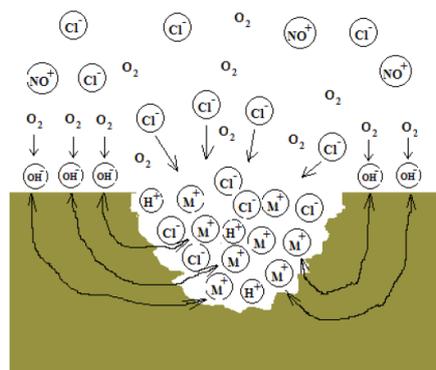
A ocorrência de corrosão sob tensão normalmente está associada a meios contendo cloretos. O íon cloreto é suprido por diversas fontes, como: água do mar, atmosfera marinha, água de rios, contaminantes solúveis de isolamentos térmicos, HCl e outros contaminantes contendo cloro. A contaminação por cloretos é um fator de grande importância para ocorrência da corrosão sob tensão, uma vez que a mesma dá início à formação de pites no material.

No interior do concreto os cloretos podem permanecer na forma de cloreto livre, solúvel ou dissociável, como íon na água dos poros, ou pode se combinar, formando parte das fases hidratadas do cimento. A adsorção do íon cloreto (Cl<sup>-</sup>) na superfície do material ou na película protetora, e conseqüentemente

nucleação de uma trinca por pite, funciona como um ânodo, para uma grande área catódica, gerando alta densidade de corrente elétrica na ponta da trinca. O processo corrosivo, através da hidrólise de íons metálicos, causa decréscimo de pH, impedindo a passivação da película e acelerando o ataque corrosivo (Gentil 1987).

No primeiro momento após o íon cloreto romper a camada de óxido formada o  $\text{Cl}^-$  migra para o interior do pite devido ao excesso de cargas positivas, levando a um aumento da concreção de  $\text{FeCl}_2$ , o qual sofre novamente hidrólise formando o  $\text{HCl}$  ou hidrólise de íons  $\text{Fe}^{+2}$ .

O processo corrosivo é acelerado pela presença de íons  $\text{H}^+$  formado pela hidrólise de íons  $\text{Fe}^{+2}$ , ocasionando decréscimo de pH da solução dentro do pite tornado sempre ácido, podendo ser inferior a 1,0, independentemente do pH da solução ser ácido ou básico externamente ao pite. Na Figura 2.28 apresenta-se o mecanismo das reações de formação de um pite (Fontana, 2010).



**Figura 2-26 - Mecanismo de formação de pites (Adaptado de FONTANA,2010).**

Normalmente o processo de CST é dividido em três etapas, sendo elas: a nucleação da trinca; a propagação da trinca; e a continuidade da propagação da trinca.

A nucleação tem sido associada à formação de pites, ou discordâncias sucessivas na camada superficial que se rompe, expondo o metal de base ao ataque químico. Ocorrendo um ataque corrosivo lento e localizado. Esta etapa pode-se iniciar por dois processos:

CST anódica (corrosão ativa) no qual ocorrerá a dissolução do metal durante a iniciação da trinca;

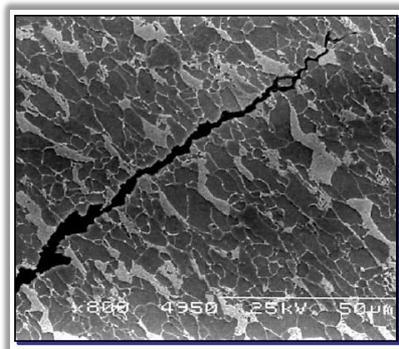
CST catódica (fragilização pelo hidrogênio), em geral resultante da semi-reação catódica de corrosão, envolvendo a adsorção de hidrogênio nos sítios catódicos da superfície do metal ou nas paredes da trinca e sua subsequente absorção na rede do cristal.

A propagação da trinca se forma a partir do processo corrosivo iniciado no primeiro estágio, ocorre pelo efeito combinado da tensão e da corrosão, com aumento da intensidade de tensão na extremidade da trinca (Fernandes, 2010).

Na propagação da trinca existem dois comportamentos diferentes: o primeiro é a propagação intergranular, também conhecida por intercrystalina, conforme mostrado na Figura 2.29 e segundo é a propagação intragranular, conhecida por transgranular, sendo que esta trinca ocorre em uma superfície aparentemente intacta (Senatore *et al.*, 2007), apresentada na Figura 2.30.

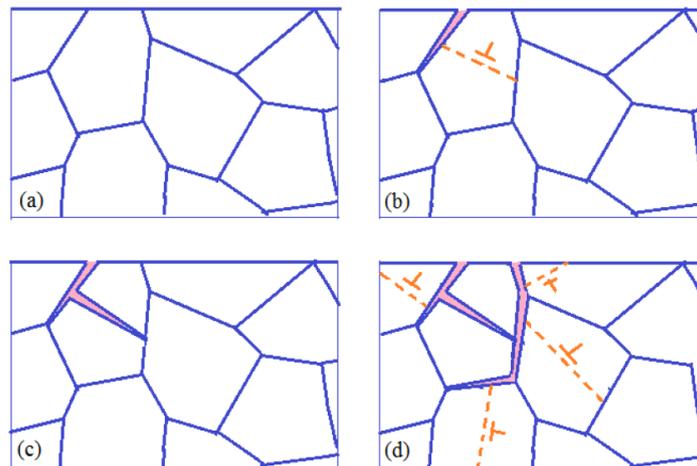


**Figura 2-27: Corrosão intergranular (Fonte: GENTIL, 2003).**



**Figura 2-28: Corrosão transgranular (Fonte: GENTIL, 2003).**

Na Corrosão Sob Tensão, a propagação intergranular acontece quando a corrosão acompanha o contorno dos grãos do material, pois eles possuem um caráter anódico em relação à matriz. O contorno de grão é uma região de maior energia, o que faz com que sua corrosão seja preferível à corrosão do interior do grão. Essa maior energia pode ser causada tanto por uma diferença de composição química entre o contorno e o interior do grão causada por um acúmulo de discordâncias e átomos de impureza quanto pela estrutura desordenada dos átomos que estão numa posição intermediária na malha cristalina. Tendo ocorrido este processo inicial, o mesmo tem continuidade pelo surgimento da corrosão de novos contornos de grãos que por consequência ativa novos planos de escorregamento e assim por diante até o colapso final do material como é ilustrado na Figura 2.31.



**Figura 2-29 - Mecanismo de CST associado à corrosão intergranular: (a) Material antes do início do processo de trincamento; (b) Início do trincamento intergranular e ativação do sistema de escorregamento; (c) Trincamento transgranular; (d) Continuidade ao processo de propagação do trincamento. (Fonte: Schön, 2013).**

Com a união dos fatores químicos e mecânicos esta região está sujeita à separação das faces da trinca, promovendo despolarização e rompimento da camada protetora superficial, como também, escoamento e aumento da sua reatividade (Gentil 1987).

Na CST a propagação transgranular acontece quando a corrosão se propaga pelo interior dos grãos. Este tipo de trinca está associado a fenômenos de natureza eletroquímica e sua formação e propagação podem ser detidas com a utilização de correntes catódicas.

Há numerosos fatores que afetam diretamente a CST transgranular, por exemplo, estrutura cristalina, anisotropia, forma e contorno de grão, geometria e densidade de deslocamento, tensões de tração, composição, energia, ordenamento e composição das fases. Alguns destes fatores afetam a corrosão intergranular, outros a corrosão transgranular, sendo relacionados os efeitos em algumas ligas específicas.

Exemplo de CST é por vezes observada em aços doces, na presença de álcalis, ou nitratos. A fratura nesse caso é intercristalina, e o problema se agrava à medida que a dureza do material aumenta. Também pode-se observar corrosão sob tensão em aços de alta resistência mecânica. Esses são sujeitos à fratura em vários ambientes, principalmente nos com presença de cloreto;

Em ligas de alumínio a fratura é intercristalina está relacionada à presença de precipitados formados durante o processo de endurecimento.

O tempo necessário para que ocorra a fratura num material metálico está relacionado com alguns fatores agravantes. Como a tensão, pois quanto maior a intensidade, menor o tempo para que ocorra a fratura, daí procura-se evitar regiões de concentração de tensões, como furos (pites), entalhes, frestas, etc. A concentração e natureza do meio também interferem no tempo, já que certos materiais estão mais propensos a que ocorra a CST. A temperatura é outro fator agravante, pois dependendo do meio, pode ocorrer CST em temperaturas a partir de 60 °C em aços inoxidáveis austeníticos. E por fim estrutura e composição do material influenciam - uma vez que os materiais com menor tamanho de grão são mais resistentes a CST, mas não se pode tomar isso como regra, principalmente quando o meio corrosivo é muito agressivo.

#### **2.14 Efeitos da Corrosão**

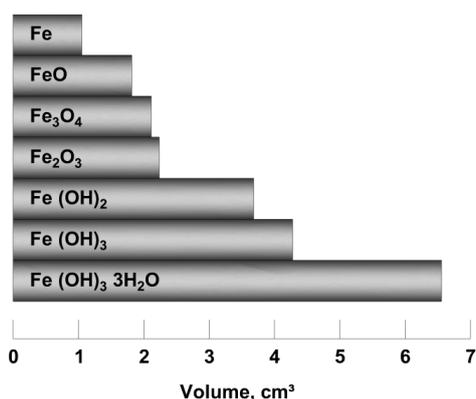
De acordo com Andrade (1992) o efeito da corrosão se manifesta de três formas diferentes:

- Sobre o aço com uma diminuição de sua capacidade mecânica;
- Sobre a aderência aço/concreto;
- Sobre o concreto quando este se fissura.

Em relação ao primeiro efeito, devido à diminuição da tensão de escoamento do material e à diminuição da área de aço que constitui a seção transversal da barra de aço, a capacidade mecânica do aço é afetada.

Em relação ao segundo efeito, Calavera apud Helene (1986) apontou que, de acordo com sua própria experiência, independente do grau de corrosão, a aderência aço/concreto das barras de aço corroídas é sempre maior do que a das barras de aço não corroídas. Isso pode ser explicado pelo fato de que as barras de aço corroídas fornecem uma superfície de contato maior em comparação com as barras de aço não corroídas. Segundo Helene (1986), alguns autores acreditam que seja prejudicial à adesão, pois, a superfície da barra de aço já possui produtos de corrosão destacáveis (crostas). Mais importante que a remoção dessas crostas devido à adesão, o que nem sempre é razoável, parece ser a necessidade da comprovação experimental de que a resistência da armadura não é alterada.

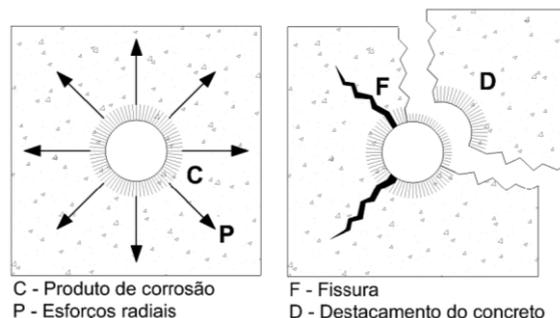
Em relação ao terceiro efeito, Cascudo (1997) apontou que os produtos da corrosão são uma ampla gama de óxidos e hidróxidos de ferro, cujo volume é 3 a 10 vezes maior que o volume original das barras de aço no interior do concreto. Conforme mostrado na Figura 2.32, o que pode causar estresse interno maior que 15 MPa.



**Figura 2-30 - Volumes relativos do ferro e de alguns de seus produtos de corrosão**

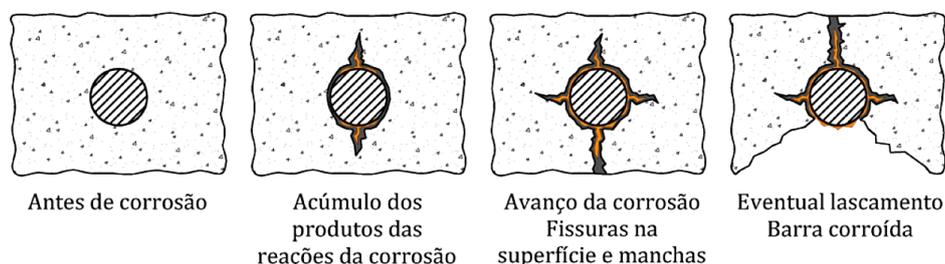
Segundo Gentil (2006), o grande volume ocupado pelos produtos da corrosão impõe uma pressão de expansão de 32 MPa sobre o concreto, causando sua ruptura. Cánovas (1988) apontou que essas tensões podem

atingir valores de até 40 MPa. A Figura 2.33 ilustra o efeito dos produtos de corrosão do aço na fissuração e no desprendimento do concreto.



**Figura 2-31 - Esforços produzidos que levam à fissuração e destacamento do concreto, devidos à corrosão de armaduras (Fonte: Cascudo, 1997).**

Cascudo (1997) explica que as fissuras geradas por essas tensões são paralelas ao aço corroído e são classificadas como fissuras progressivas ativas, pois suas aberturas aumentam com o avanço do processo de corrosão. Esta evolução das fissuras faz com que a subsequente fragmentação do concreto prejudique a integridade estrutural, conforme ilustrado na Figura 2.34.



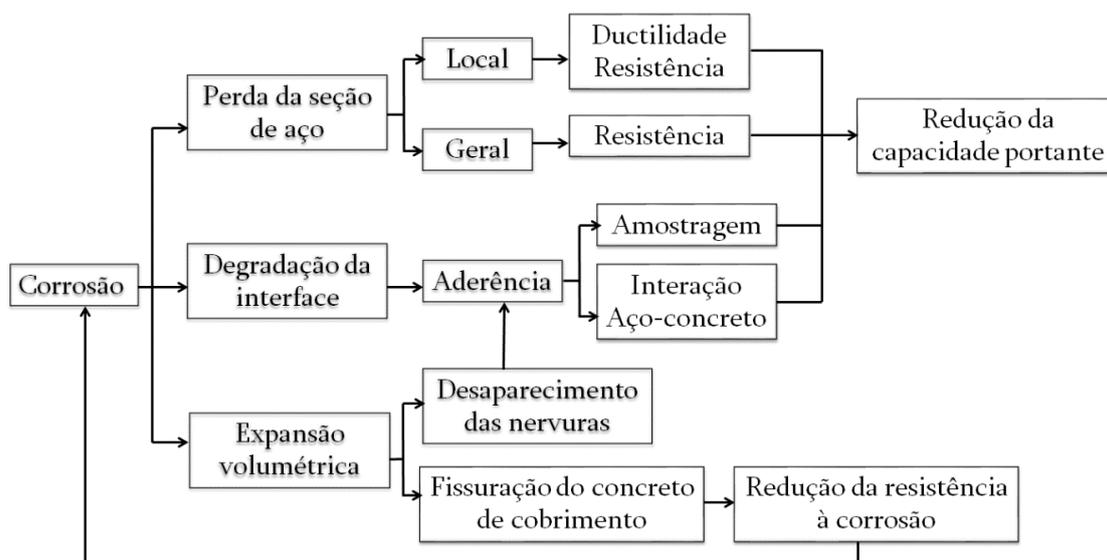
**Figura 2-32 - Efeitos dos produtos expansivos das reações de corrosão (Fonte: Pellizzer, 2015)**

Quando o cobrimento fissura longitudinalmente ao longo da barra de aço, a comprovação do estado limite de ancoragem pode ser severamente comprometida (Andrade, 1992).

No entanto, Cascudo (1997) apontou que quando as barras de aço sofrem corrosão, nem sempre ocorre fissuração. Se o concreto estiver muito úmido, os óxidos serão gerados a uma taxa constante e podem migrar pela rede de poros, aparecendo na superfície na forma de manchas marrom-avermelhadas, podendo até não coincidir com a posição das barras de aço. Nesse caso, a

durabilidade da estrutura é basicamente afetada pela perda da seção do aço e pela aderência aço/concreto.

Paradis *et al.* (2006) apresenta um fluxograma mostrando os efeitos principais da corrosão nos componentes mecânicos, conforme apresentado na Figura 2.35.



**Figura 2-33 - Efeitos mecânicos da corrosão nos componentes estruturais (Fonte: Paradis et al., 2006: Adaptado).**

De acordo com Suda *et. al* (1993) a corrosão gera fissuras no concreto ao longo das barras, devido à natureza expansiva dos produtos de oxidação. A partir da análise realizada nos produtos de corrosão formados em barras embutidas no concreto e barras expostas em ambiente marinho durante um período de 5 anos, os autores verificaram que 30% do produto formado nas barras embutidas era magnetita cristalina, goethita e lepidocrocita, enquanto nas barras descobertas representavam 45% da ferrugem.

## 2.15 Estudos realizados sobre corrosão em concreto

Em estudos anteriores que abordaram a corrosão em concreto armado, corpos de provas com armadura foram confeccionados e ensaiados após o estímulo ao desenvolvimento do processo corrosivo. As vigas corroídas foram testadas ao cisalhamento e à flexão em quatro pontos até a ruptura e, onde alguns parâmetros foram variados. O efeito da corrosão em armadura sob tensão

foi menos investigado, ou seja, na literatura há mais dados de testes sobre a resistência ao cisalhamento e a flexão de vigas com armadura passiva corroída.

### **2.15.1 Torres (2006)**

Através da metodologia de Corrosão Acelerada por Imersão Modificada (CAIM), a autora avaliou os efeitos da variação das condições de ensaio, tais como o tempo de exposição e diferença de potencial induzido, no comportamento de corpos-de-prova elaborados com três relações água/cimento (0,35, 0,5 e 0,7).

A autora verificou, em seu trabalho experimental, que alguns corpos-de-prova, especificamente aqueles com relação água/cimento baixa (igual a 0,35), não foram capazes de desencadear o processo corrosivo, pois não se observou o incremento da corrente nestas amostras no decorrer do tempo de ensaio. A pesquisadora atribuiu tal fenômeno à dificuldade da chegada do oxigênio até a armadura, devido à estrutura de poros desconexa e reduzida do material. Em alguns casos, quando os corpos-de-prova eram deixados em descanso de 16h entre uma sessão e a seguinte de ensaio, foram observados picos de corrente de corrosão no segundo dia, pois durante o intervalo, certa quantidade de oxigênio tinha conseguido se acumular no entorno da barra. A dificuldade de acesso, todavia, aparentemente não permitia que o oxigênio fosse reabastecido, e a corrente caía assim que a quantidade de oxigênio era reduzida. Embora ainda seja necessário confirmar a tendência mostrada por estes resultados, à mesma indica que a técnica de depleção de oxigênio pode ser bastante eficiente, mesmo que no ambiente ao redor da barra se encontrem condições que permitam a formação de um eletrólito com presença de cloretos.

### **2.15.2 Graeff (2007)**

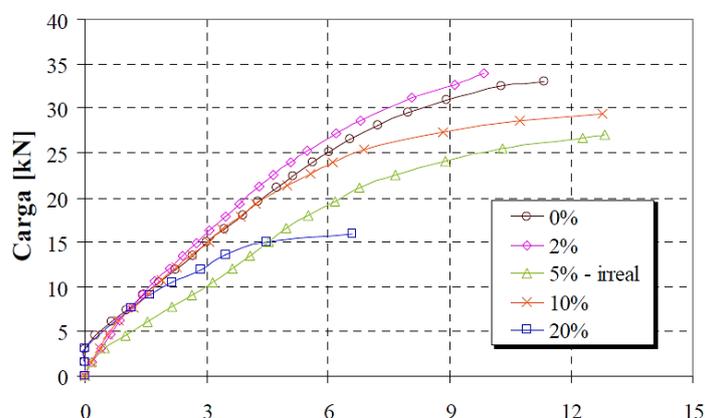
A autora avaliou os efeitos da corrosão em vigas de concreto armado com resistência à compressão de 25 MPa e 50 MPa. Este estudo realizado, apresentou-se tanto uma etapa experimental como uma etapa numérica com a intenção de que ambas as avaliações sejam complementadas e validadas.

Moldaram-se cinco vigas de seção retangular de dimensões 70x140x1300mm. Foi estimulado o desenvolvimento de processo de corrosão aplicando corrente constante de  $500\mu\text{A}/\text{cm}^2$  e as vigas ficaram parcialmente imersas em uma solução de NaCl de 35g/l. A nível da solução em relação a viga correspondeu à espessura do cobrimento do concreto. As vigas foram levadas ao processo de aceleração da corrosão até o tempo destinado a se obter os graus de corrosão de 2, 5, 10 e 20%. Para atingir o grau de corrosão da ordem de 20%, foi necessário um tempo de corrosão maior, tendo o ensaio mais longo durando 60 dias.

A corrente aplicada para o processo de aceleração foi de 28,3 mA. Baseado na lei de Faraday, a resistência do concreto não é fator influenciável, logo a ideia inicial seria que se obtivessem valores próximos entre o concreto de menor e maior resistência. No entanto, de acordo com os resultados encontrados por Graeff (2007), mostraram que a corrente aplicada matinha o valor constante apenas nos primeiros dias dos ensaios, até que a mesma começava a diminuir até o instante que o concreto não permitia a passagem de qualquer corrente do circuito. E para manter a corrente constante se fazia necessário uma voltagem maior que 30 V no sistema. De acordo com a autora o consumo do oxigênio e a redução da umidade no entorno da barra, interrompia o processo corrosivo e aumentava a resistividade do concreto. Com isso, para restabelecer o fenômeno corrosivo, as vigas foram mantidas imersas em solução e foi aplicado estímulo elétrico constante, porém mesmo submerso e com o estímulo elétrico, nenhuma corrente passava no concreto de 50 MPa. Levando a autora concluir que concretos com resistência à compressão elevada são pouco suscetíveis à corrosão da armadura, mesmo expostos a ambientes muito agressivos. Devido à redução da porosidade dificulta o acesso de oxigênio e a umidade reduzida dificulta a passagem da corrente para que se desenvolva o processo corrosivo.

Porém Graeff (2007) deu continuidade, analisando o concreto de 25 MPa. Após o tempo necessário de aceleração da corrosão, as vigas foram ensaiadas estaticamente e foi relacionado o deslocamento no centro do vão da viga com a carga aplicada e o grau de corrosão (0, 2, 5, 10 e 20%) de acordo com a Figura 2.36.

A carga de serviço para a qual a viga foi dimensionada era de 21 kN, com carga última de 27,4 kN.



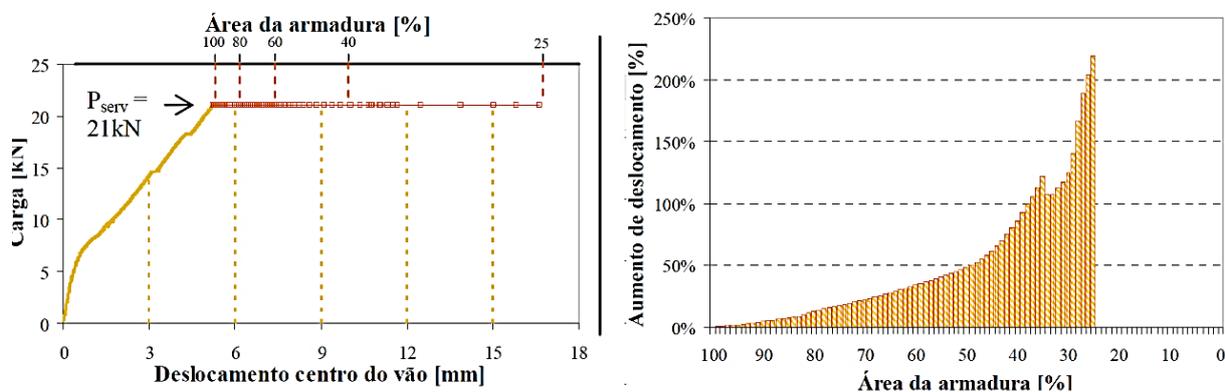
**Figura 2-34 -Carga aplicada em função dos deslocamentos no centro do vão (Fonte: Graeff, 2007).**

Foi possível perceber a tendência dos deslocamentos aumentarem para cada incremento de carga aplicada, à medida que a corrosão aumenta. No entanto percebeu que as vigas com perda de massa mais acentuada apresentam carga de ruptura menor. Com isso, além de reduzir a capacidade de suportar cargas, a corrosão levou a deformações maiores dos elementos afetados, o que pode levar a estrutura a atingir seu limite de serviço.

Para graus pequenos de corrosão (2 e 5% de perda de massa) observou-se um aumento considerável da resistência de aderência entre o concreto e o aço. De acordo com a autora este fato foi relacionado com o rearranjo dos produtos de corrosão nos poros do concreto, quando se apresentam profundamente aderidos à armadura, provocando tensões de tração radiais sem fissurar o concreto, aumentando o atrito entre os materiais.

A análise numérica não levou em consideração efeitos pontuais da corrosão, como por exemplo a perda de seção mais significativa em um determinado ponto. A Figura 2.37 mostra a resposta numérica em relação à carga aplicada em função do deslocamento no centro do vão. A diminuição da área da seção transversal teve influência direta no deslocamento. Nota-se que os deslocamentos são maiores quando a perda de seção é maior. Observou-se também através da análise o aumento contínuo dos deslocamentos até a perda de seção correspondente a 65% (35% de área restante). Os resultados seguintes

mostraram oscilação, segundo a autora devido ao elevado valor de convergência que necessita ser fornecido ao programa para forçar a continuação do processamento.



**Figura 2-35 Aumento dos deslocamentos para a manutenção da carga: incrementos de perda de seção (Fonte: Graeff, 2017)**

A autora conclui que o grau de corrosão influencia na capacidade portante do elemento estrutural, além de aumentar a flecha para os mesmos incrementos de carga, atingindo os limites de utilização, através da deformação excessiva da estrutura.

### 2.15.3 Vu *et al.* (2009)

Vu *et al.* (2009) analisaram o processo de ruptura por corrosão sob tensão em fios de 8 mm de diâmetro que são utilizados industrialmente em concreto protendido.

Para gerar o processo corrosivo, uma solução agressiva foi preparada, composta por sulfato de potássio (KSO), cloreto de potássio (KCl) e tiocianato de potássio (KSCN). Para fixar o pH desta solução em torno de 12, foi adicionado ao valor da solução intersticial de concreto hidróxido de potássio (KOH). A solução foi mantida à temperatura do laboratório (cerca de 20 ° C).

As amostras para os ensaios foram divididas em três grupos, A, B e C. Para os fios do grupo A, a tensão aplicada foi de 80% do limite elástico, o que corresponde a um nível de tensão inicial padrão em estruturas de concreto protendido. Os fios do grupo B foram tensionados até 100% do limite elástico, e para os fios do grupo C, o nível de tensão foi reduzido para 70% do limite elástico.

Após 3 a 5 dias de exposição, produtos da oxidação apareceram na superfície do fio de aço na interface entre a solução e o ar. Nos dias seguintes, também apareceram produtos de corrosão ao longo da parte do fio submerso na solução. A partir dos resultados obtidos na análise do DRX, mostrado na Figura 2.38, do fio de controle e do fio com 80% da tensão elástica observou-se que a composição dos produtos de corrosão não dependia da tensão aplicada ao fio.

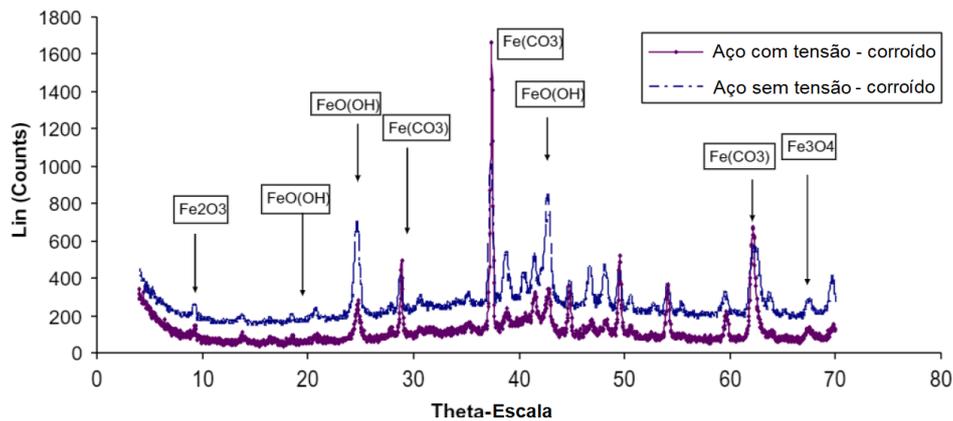


Figura 2-36 - Diagramas de raios X obtidos para a ferrugem amostrada em fios corroídos sob tensão e sem tensão. (Fonte: adaptado de Vu et al. (2009)).

Após 60, 90 e 180 dias expostas à solução agressiva, foram realizados ensaios de tração direta nas amostras. De acordo com os autores, a corrosão levou a uma perda acentuada da tensão máxima e depois à falha frágil dos fios corroídos. Também foi observada uma redução no limite elástico e na resistência máxima do fio tensionado corroído, além da redução significativa no módulo elástico aparente do fio de aço, como mostra a Figura 2.39.

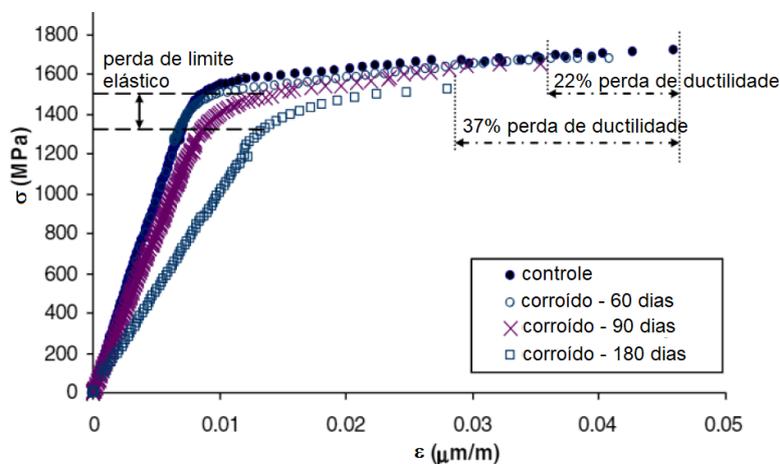
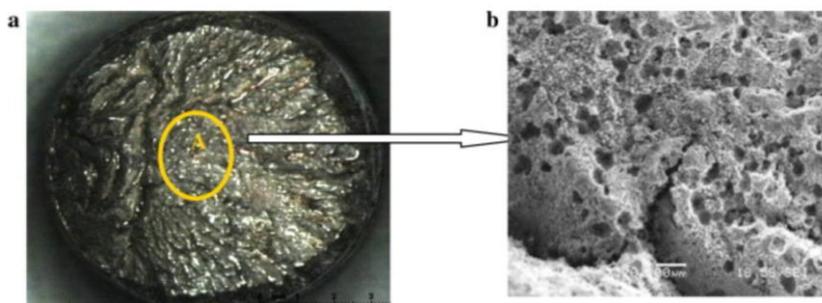


Figura 2-37 - Curvas de tensão versus deformação para fios tensionados corroídos e fios não corroídos. (Fonte: adaptado de Vu et al. (2009)).

Ao analisarem a microestrutura através do microscópio eletrônico de varredura (MEV), os autores observaram a presença de muitos micro-vazios na seção transversal da falha da amostra do fio com corrosão sob tensão. Eles ainda afirmaram que a falha ocorreu devido à junção de micro-vazios.



**Figura 2-38 - Imagem do MEV na região de ruptura por corrosão sob tensão: (a) aumento 20X e b) aumento 400X na zona A. Fonte: Vu et al. (2009).**

De acordo com Vu *et al* (2009) a ruptura por corrosão sob tensão é caracterizada por uma evolução para de corrosão por pites, que levam ao desenvolvimento de microfissuras e microvácuo na estrutura do aço. Essa evolução é visível apenas para fios altamente carregados e deve-se principalmente ao efeito mecânico e à concentração de tensões nos pites.

#### **2.15.4 Rinaldi *et al.* (2010)**

Rinaldi *et al.* (2010) produziram nove vigas protendidas, para avaliar a influência da corrosão nos esforços de flexão, divididas em três grupos de resistência à compressão com diferentes níveis de corrosão, com seção de 200 × 300 mm; comprimento total 3000 mm; espaço livre entre as cargas de 2700mm. As cordoalhas utilizadas apresentaram tensões de rupturas de 1788 MPa e 1976 MPa, com diâmetro de 12 mm. A Figura 2.41 mostra a geometria e o arranjo do elemento protendido. Duas cordoalhas com resistência de 1788 MPa foram posicionadas na parte inferior e uma cordoalha com resistência de 1976 MPa foi posicionada na parte superior. A força inicial de pré-tração foi em torno de 66% da resistência máxima do aço.

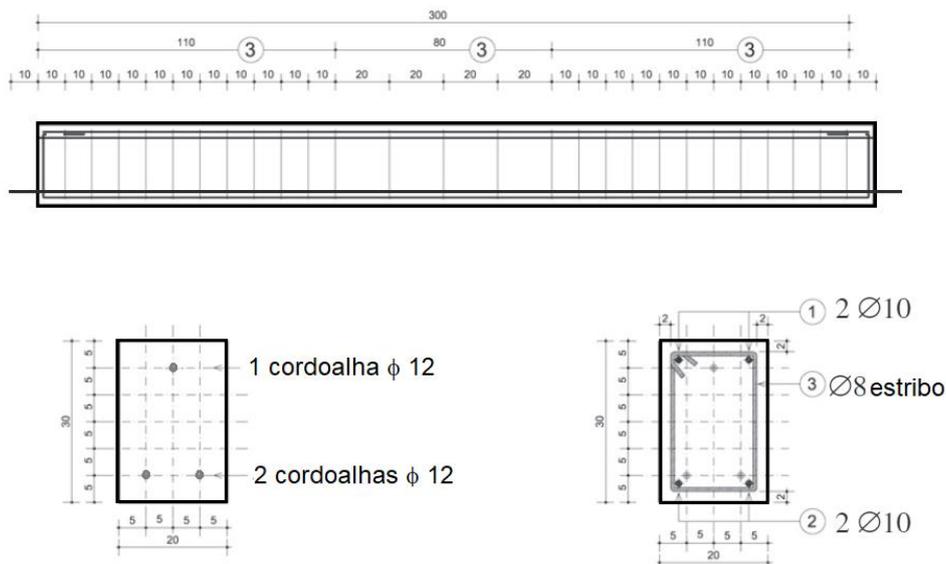


Figura 2-39 - Geometria da viga. Fonte: Adaptado de Rinaldi et al. (2010)

A Tabela 2.7 mostra os níveis de corrosão com as respectivas resistências à compressão do concreto.

Tabela 2.7 - Níveis de corrosão

Séries	1			2			3		
$f_{ck}$ (MPa)	34			41,5			47,4		
Nº das vigas	7	8	9	2	3	1	4	6	5
% de corrosão	0%	20%	20%	0%	14%	20%	0%	7%	20%

Nas seis vigas corroídas, a corrosão foi induzida por uma corrente direta e foi acelerada por meio de uma solução salina. A corrosão foi limitada à zona central das vigas como mostra a Figura 2.42, para evitar qualquer perda de ligação induzida pela corrosão nas extremidades dos fios.

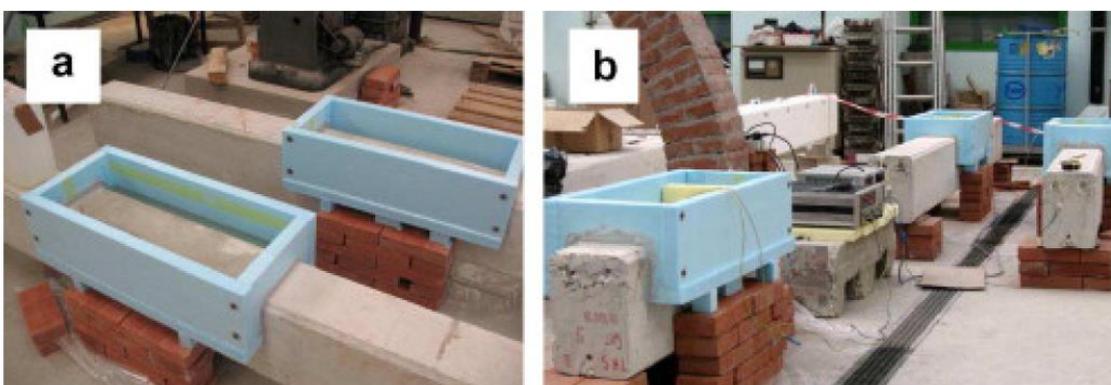
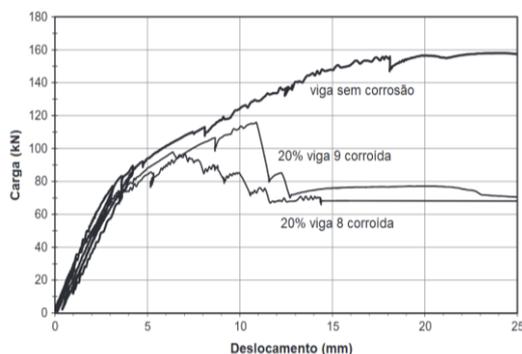


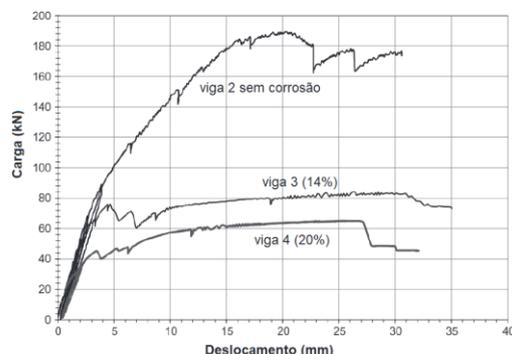
Figura 2-40 – Corrosão das vigas: (a) recipientes de poliestireno para a solução salina; e (b) vigas sujeitas ao processo de corrosão. Fonte: Rinaldi et al. (2010).

De acordo com os autores houve uma redução acentuada da carga de pico da viga nº 7 sem corrosão para a viga 8 e 9 com alto nível de corrosão. As Figuras 2.43, 2.44 e 2.45 mostram as curvas carga *versus* deslocamento das vigas no centro do vão. As diferenças entre as vigas 8 e 9 são devidas à ruptura progressiva dos fios. Os resultados mostraram que quando a corrosão é muito severa traz uma perda de capacidade de carga na faixa de 28% e 41% (a viga de referência nº 7,  $P_{m\acute{a}x} = 160\text{kN}$ , viga nº 9,  $P_{m\acute{a}x} = 115\text{ kN}$ , viga nº 8,  $P_{m\acute{a}x} = 95\text{ kN}$ ).

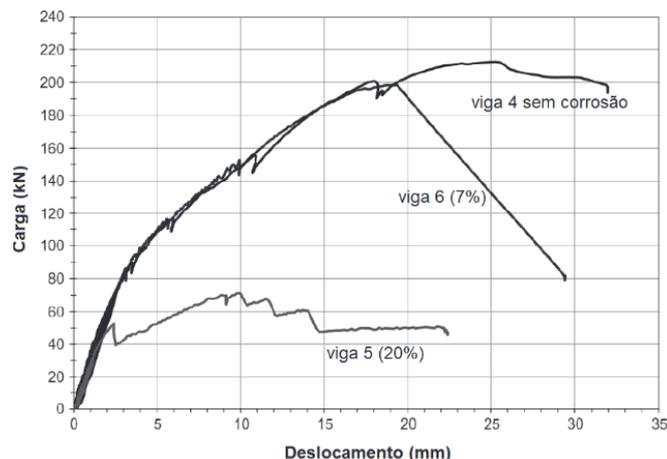
Os concretos com maior resistência apresentaram menor deslizamento, e menor interação entre flexão e cisalhamento. A ruptura das vigas corroídas (viga N°3, com nível de corrosão próximo a 14%, e viga N°1, com nível de corrosão próximo a 20%), deu-se a ruptura dos fios da cordoalha. Houve uma redução acentuada da carga de pico, mas não da ductilidade. De acordo com os autores os níveis intermediários e altos de corrosão (14% e 20% por perda de massa em cada armadura protendida) trouxeram perdas de capacidade próximas a 55% e 65%, respectivamente (viga de referência N° 2,  $P_{m\acute{a}x} = 190\text{ kN}$ ; viga N 3,  $P_{m\acute{a}x} = 85\text{ kN}$ ; viga N°1,  $P_{m\acute{a}x} = 66\text{ kN}$ ). Os autores relatam que devido ao seu nível de corrosão menor (7%), a viga N° 6, faliu repentinamente após o pico de carga, mas até o pico de carga o comportamento é muito semelhante à de referência (a carga máxima próxima a 200 kN é praticamente coincidente com a da viga de referência N° 4, próximo a 210 kN). A viga apresentou uma ruptura frágil, devido à ocorrência simultânea da ruptura do concreto na compressão e ruptura dos fios das cordoalhas.



**Figura 2-41 – Curva de deslocamento da série 1 – vigas N° 7 (de referência), 8 e 9. Fonte: adaptado Rinaldi et al. (2010).**



**Figura 2-42 - - Curva de deslocamento da série 2 –vigas N° 2 (referência), 3 e 1. Fonte: adaptado Rinaldi et al. (2010).**



**Figura 2-43 - – Curva de deslocamento da série 3 - vigas N° 4 (referência), 6 e 5. Fonte: Adaptado Rinaldi et al. (2010).**

### 2.15.5 Li et al. (2011)

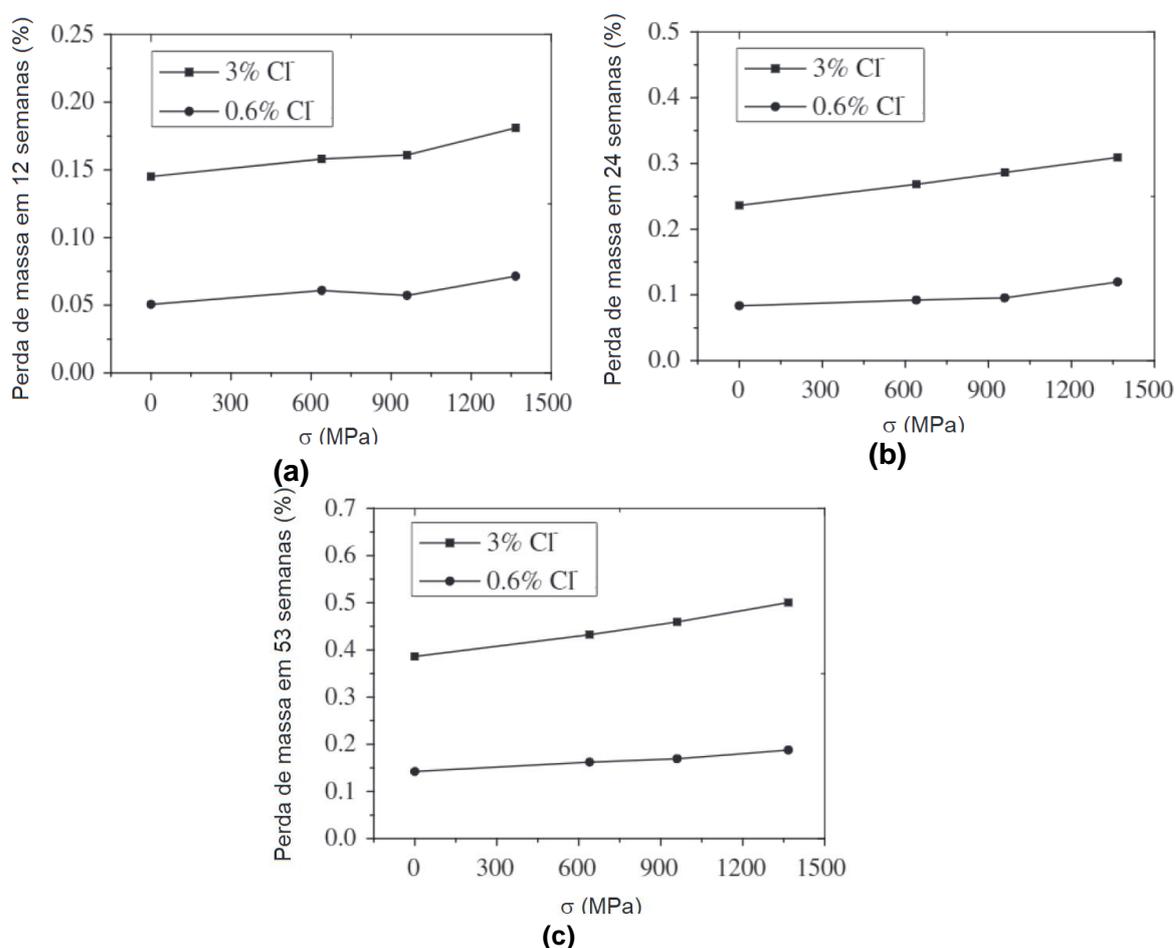
Os autores investigaram a propagação da corrosão em cordoalhas de sete fios com resistência de ruptura de 1860 MPa e diâmetro de 12mm, em ambiente carregado de cloretos.

Foram confeccionados prismas de concreto com a dimensão de 1000x300x200 mm. Durante a produção dos primas; foi misturado no concreto duas concentrações de cloreto, com o intuito de despassivar a cordoalha. As condições do ensaio foram simuladas em uma câmara climatizada com temperatura do ar de  $30^{\circ}C \pm 2^{\circ}C$  e umidade relativa de  $80\% \pm 5\%$ . As condições do ensaio foram mantidas constantes durante o período de 53 semanas. Devido ao espaço limitado da câmara, apenas seis amostras foram construídas com uma combinação de diferentes níveis de protensão e conteúdo de cloreto no concreto. A Tabela 2.8 mostra as concentrações de cloreto e as tensões aplicadas. Barras de aço de armadura comuns também foram colocadas nos corpos de prova para comparação de corrosão em fios de aço sob tensão e sem tensão.

**Tabela 2.8 -Designação das amostras.**

Concentração de CL <sup>-</sup>	Nível de protensão		
	0,7f <sub>ptk</sub>	0,5f <sub>ptk</sub>	0,3f <sub>ptk</sub>
3%	CRO1	CRO2	CRO3
0,6%	CRO4	CRO5	CRO6

De acordo com os autores o efeito do nível de tensão das cordoalhas sobre a taxa de corrosão apresenta influência. Os resultados encontrados mostraram que, com o aumento da tensão, a taxa de corrosão aumenta em conformidade e de maneira aproximadamente linear. Segundo Li *et al.* (2011) isso pode ser explicado com a teoria da química mecânica, onde as ações mecânicas podem contribuir para o aumento negativo do potencial de equilíbrio no ânodo e que o aumento negativo do potencial de equilíbrio é linearmente proporcional à tensão. A Figura 2.46 mostra a relação do nível e tensão das cordoalhas com a taxa de corrosão.



**Figura 2-44 -Efeito do nível de tensão nas cordoalhas protendidas na taxa de corrosão em diferentes momentos. (Fonte: Adpatado Li *et al.* 2011).**

Li *et al.* (2011) observaram a partir do experimento, que há menos células de corrosão na superfície dos fios da cordoalha protendidas do que nas barras deformadas. Segundo os autores, esse número reduzido de células de corrosão leva a um crescimento mais rápido da corrosão local (pites) já corroídas. Como há relativamente mais suprimento e menos demanda de água e oxigênio para

um pequeno número de células de corrosão, a corrosão por pite domina em cada fio. Li *et al* (2011) afirmam que as características eletroquímicas dos fios das cordoalhas podem ser diferentes para cada fio. Por esse motivo, a corrosão pode progredir de maneira diferente para cada fio. Portanto, para as cordoalhas corroídas, ocorrem corrosões mais locais e irregulares, como mostrado na Figura 2.47.

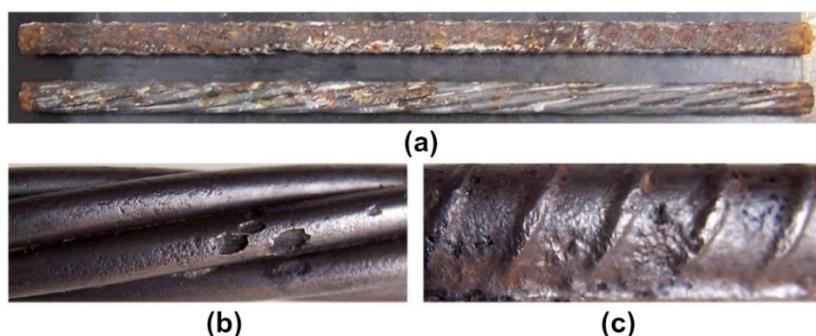


Figura 2-45 - Características de corrosão de: (a) cordoalha e barra, (b) detalhes da cordoalha, (c) detalhes da barra. Li *et al* (2011).

#### 2.15.6 Deus *et al.* (2012)

Neste estudo foram investigadas as variações de potencial de corrosão livre induzidas por mudanças de temperatura, em barras de aço inoxidáveis passivas incorporadas em concreto. Os experimentos foram conduzidos em laboratório e em um local de exposição de campo à beira-mar sob água do mar, onde as amostras armadas foram submersas. A temperatura da água do mar e o potencial de corrosão das barras de aço foram registrados a cada 20s durante mais de 2 anos. Para as temperaturas de 35°C e 45°C o potencial mudou à medida que o tempo de imersão aumentou. Foi observado que após estabilização da diferença de potencial, o potencial de corrosão aumentou com a temperatura. No início do período de imersão, o potencial mais negativo foi registrado para a temperatura de 45 °C, o que pode ser atribuído à menor concentração de oxigênio em solução. A passividade dos metais envolve fenômenos químicos e eletroquímicos acoplados. O crescimento da película passiva é devido a um gradiente de potencial entre o metal e a solução, enquanto a sua taxa de dissolução depende tanto da hidrodinâmica do lado do eletrólito da interface quanto da solubilidade dos óxidos/hidróxidos que compõem o filme passivo. Dados analíticos da espectroscopia de fotoelétrons (XPS) demonstraram que essas variações de potenciais estavam associadas a

alterações na composição da película passiva, que foram interpretadas em termos de processos redox dos óxidos de ferro presentes na camada passiva. Pois oscilações de temperatura aumentaram a reação de corrosão e modificaram a estrutura da película. Do ponto de vista da expectativa de vida das estruturas de concreto armado, parece claro que as oscilações de temperatura ambiente devem ter um efeito importante na estabilidade e eficiência de proteção do filme passivo e à medida que a temperatura média aumenta, pode ser entendida em termos de maior transformação da camada passiva à base de magnetita, cujo potencial de eletrodo é proporcional à relação  $Fe^{3+} / Fe^{2+}$  na película de óxido, portanto, devem ser incorporadas em modelos de comportamento à corrosão.

### **2.15.7 Costa (2012)**

Costa (2012) produziu 27 blocos de arrancamento, 81 tirantes e 9 vigas de concreto armado, sendo exposto por 102 dias com a finalidade de avaliar seu efeito na carbonatação e a posterior indução da corrosão afetam a aderência entre o aço e o concreto e a capacidade portante de vigas de concreto armado. Foram estabelecidos três diâmetros de barras de aço, dois tipos de ensaios de aderência e duas situações de deterioração, uma ocorrendo apenas a carbonatação e outra ocorrendo a aceleração da corrosão após a despassivação da armadura pela referida carbonatação.

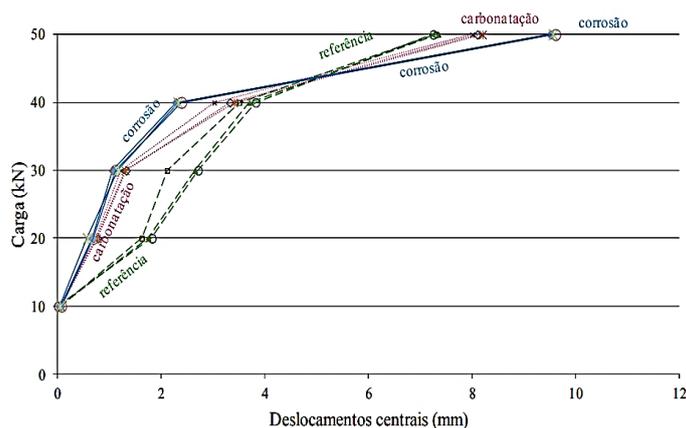
O fenômeno de corrosão nas armaduras ocorreu através da ação eletroquímica que possibilitou a formação de uma pilha de corrosão, formada para os corpos-de-prova, onde o eletrólito foi o concreto, que funcionou como condutor iônico, devido à água presente no concreto.

A formação da pilha eletroquímica de corrosão foi possível devido à diferença de potencial ocorrida entre o ânodo e o cátodo, possibilitando a circulação da corrente elétrica. O ânodo foi o eletrodo no qual ocorreu a corrosão. O parafuso foi o cátodo, sendo o eletrodo onde ocorreram as reações de redução de oxigênio na presença de umidade.

Nove vigas de concreto armado foram ensaiadas a flexão, com dimensões de 150x150x750 mm com um vão livre de 650mm. As vigas foram divididas em

três grupos, incluindo três vigas de referência, três que sofreram carbonatação e, três que sofreram a corrosão acelerada após a carbonatação.

Entre os resultados principais, nota-se que os deslocamentos verticais aumentaram com o acréscimo do carregamento sendo que os maiores valores obtidos foram medidos no vão central da viga. A Figura 2.48 mostra os deslocamentos verticais no vão central de todas as vigas, até a carga de 50 kN.



**Figura 2-46 - Deslocamentos verticais nos centros de todas as vigas. (Fonte: Costa 2012).**

As vigas que foram submetidas à corrosão das armaduras com a despassivação do aço induzida pela carbonatação apresentaram um aumento considerável dos deslocamentos no centro do vão.

As maiores cargas de ruptura foram para as vigas de referência, seguidas pelas vigas carbonatadas e, as menores cargas foram obtidas para as vigas com corrosão que por sua vez apresentaram maiores deslocamentos, devido à diminuição do confinamento causado pela maior abertura da fissura na parte inferior. As medições do diâmetro do aço após a corrosão comprovaram que, mesmo com a parcela da deformação do aço, que foi maior no centro do vão, houve uma diminuição do diâmetro da barra nas extremidades, onde os esforços de flexão são menos influentes. A grande redução da seção transversal da armadura levou a uma diminuição da capacidade resistente à flexão das vigas, que romperam de forma brusca na armadura de tração.

### **2.15.8 Duarte (2013)**

Duarte (2013) estudou o comportamento eletroquímico, por meio de Espectroscopia de Impedância Eletroquímica (EIS), de aços inoxidáveis

austeníticos (AISI 304 e AISI 316) e dúplex (SAF 2205 e SAF 2304), quando embutidos em corpo de prova de concreto cúbico. Foi também preparada uma viga com de aço inoxidável de 500 mm de comprimento e 12 mm de diâmetro, com o objetivo de testar a influência dos produtos de corrosão sobre a aderência do aço ao concreto. Os corpos de provas foram expostos a soluções contendo cloreto simulando as condições agressivas encontradas em ambientes úmidos. Foram também preparadas amostras contendo barras de aço carbono para comparação das taxas de corrosão entre os diferentes materiais. Os resultados mostraram que os aços inoxidáveis austeníticos e dúplex SAF 2205 foram passivos durante todo o período de teste, devido à formação de camada de óxido protetor, com o AISI 316 apresentando maior valor de resistência à corrosão. Os resultados do EIS sugeriram um aumento de mais de uma ordem de grandeza na resistência à corrosão dos aços dúplex e AISI 316 em comparação com as barras de aço carbono. Além disso, os resultados evidenciam uma boa correlação entre o EIS e os testes de retirada.

#### **2.15.9 Coccia (2014)**

Neste trabalho foram analisados os efeitos da corrosão na interface aço-concreto. Para este fim, foram realizados ensaios de *pull-out*, com diferentes níveis de corrosão, para a definição das relações constitutivas de deslizamento de ligação dos aços danificados. Além disso, desenvolveu-se um modelo analítico para avaliar a pressão interna devido a produtos de corrosão, para amostras de concreto sem estribos, de modo a proporcionar um procedimento para a definição da aderência máxima em função da percentagem de corrosão. O comportamento da aderência foi estudado através de testes *pull-out*. Foram ensaiadas as amostras reforçadas com aço  $\phi 12$  mm (B450C,  $f_y = 507,5$  MPa) com um comprimento de 70 mm. A região da interface aço/concreto sem aderência foi obtida utilizando um tubo de PVC. A resistência à compressão média do concreto foi 29 MPa. A corrosão acelerada foi impregnada por meio de uma corrente anódica e o tempo necessário para obter o nível de corrosão requerido foi avaliado através de uma variação da lei de Faraday. A influência da corrosão sobre as propriedades da aderência dos elementos de concreto armado foi analisada, tanto com modelos experimentais como analíticos. Com base nas evidências experimentais, obtidas através de testes *pull-out* em

amostras corroídas sem estribos observou baixa percentagem de corrosão (inferior a 0,5-0,6% em perda de massa), o que levou a um aumento da resistência de aderência até cerca de 50-60% em relação às barras sem corrosão; os níveis de corrosão mais elevados causaram uma grande redução na aderência. Com uma perda de massa de ao redor de 1,5% a tensão de aderência máxima é reduzida de cerca de 40%. O procedimento analítico proposto, baseado na análise de um cilindro de paredes espessas, permitiu a correlação entre a penetração de corrosão e o deslocamento radial correspondente e, em seguida, a relação entre a resistência da ligação e o nível de corrosão. O modelo apresentado pareceu efetivo na captura do fenômeno, uma vez que os resultados experimentais ficaram muito próximos das curvas teóricas.

#### **2.15.10 Mancini *et al.* (2014)**

Nesta pesquisa o ataque da corrosão de aço no concreto foi estudado por meio de uma análise experimental sobre dormentes de concreto armado sob carga estática/cíclica e corrosão acelerada. Foram analisadas as zonas de aberturas de fissuras em locais fissurados devido à carga.

Um total de cinco corpos de prova contendo barras de aço foram analisados. A resistência à compressão do concreto aos 28 dias foi igual a 25 MPa. Foi adicionado 3% de NaCl em peso de cimento, durante a concretagem, para despassivar e preparar a armadura para a corrosão eletroquímica. Três corpos de prova com as barras de aço foram submetidos à carga cíclica e corrosão e dois corpos de prova foram submetidos à carga estática e corrosão. Observou-se uma concentração muito pequena de corrosão na localização das fissuras para as amostras com carga estática e corrosão, assumindo uma corrosão uniforme ao longo da amostra. A concentração de corrosão foi mais evidente nas amostras submetidas tanto à corrosão como à carga cíclica. Para estas amostras, maiores concentrações de ataque de corrosão foram registradas para menores níveis de carga.

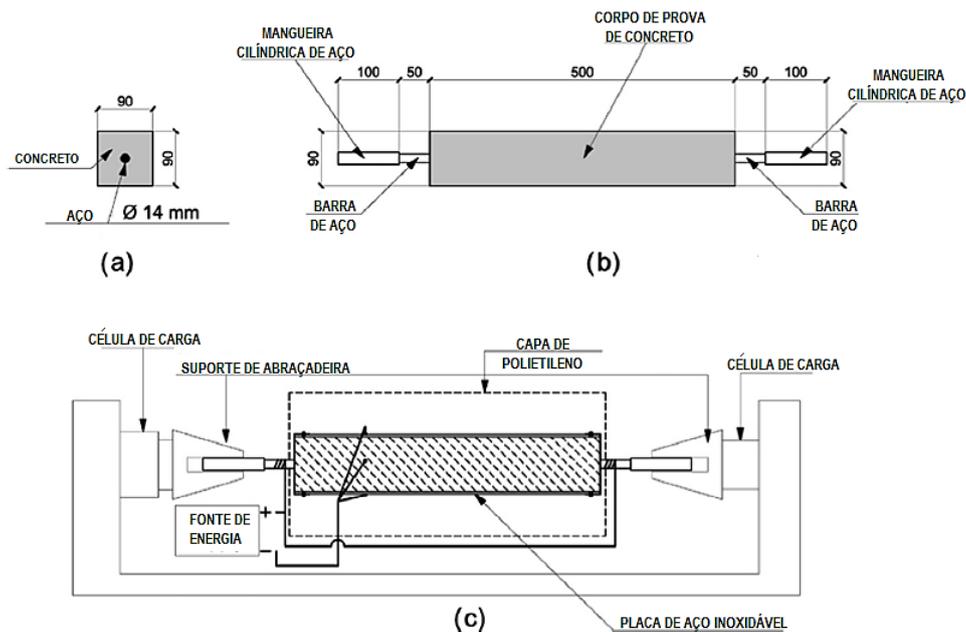


Figura 2-47 – Detalhes do ensaio: (a) e (b) dimensões do corpo de prova e (c) configuração do ensaio. (Fonte: Adaptado de Mancini et al.; 2014).

### 2.15.11 Tondolo (2015)

Neste estudo foi abordado o comportamento do aço no concreto, tanto no Estado Limite de Serviço (ELS) quanto o Estado Limite Último (ELU). O autor desenvolveu um plano experimental para análise dos concretos, tendo como objetivos: Realizar ensaios *pull out* para avaliar o desempenho da aderência do aço a diferentes níveis de corrosão de até 20% de perda de massa. As amostras de controle não corroídas foram também testadas para fins de comparação. Foram utilizadas amostras confinadas e não confinados. Todas as amostras corroídas foram submetidas a um procedimento de corrosão eletroquímica. A corrente elétrica foi aplicada diretamente tanto à barra longitudinal como aos estribos, a fim de simular as condições reais encontradas em concreto armado corroído, onde a corrosão geralmente afeta primeiro a camada externa (armadura dos estribos) e subseqüentemente a armadura longitudinal.

O deslocamento relativo entre a armadura e o concreto foi medido até a falha da ligação por meio de um LVDT posicionado na extremidade descarregada da armadura longitudinal

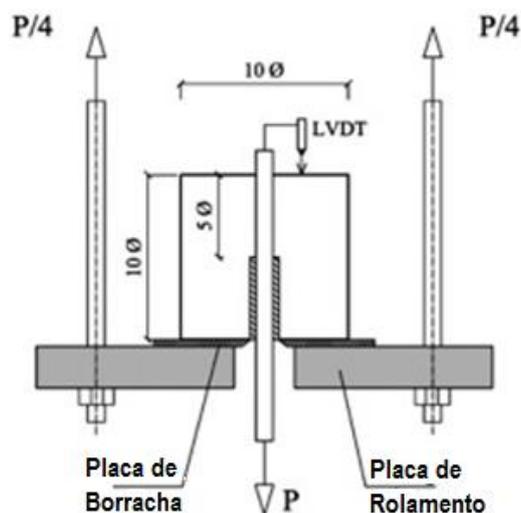


Figura 2-48 - Visão geral da plataforma de teste .(Fonte: Adaptado de Tondolo 2015).

Cada armadura longitudinal com nervuras foi feita com aço de diâmetro de 12 mm com um comprimento em torno de 500mm. A armadura transversal para as amostras confinadas foi feita de estribos fechados com diâmetro de 8mm espaçados a 23mm, como mostra a Figura 2.51.

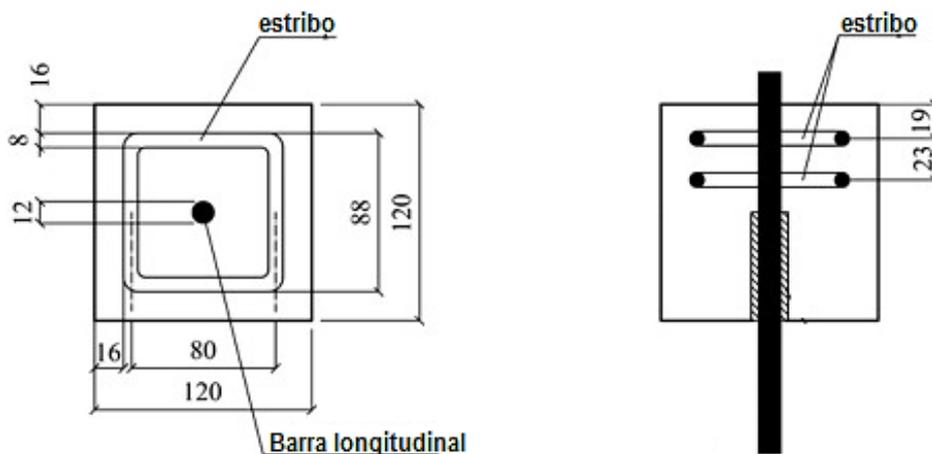


Figura 2-49 - Detalhes da geometria da amostra do elemento confinado (Fonte: Adaptado de Tondolo 2015).

Os resultados obtidos demonstraram a importante influência do nível de corrosão e, em particular, o papel fundamental desempenhado pela presença de estribos tanto na resistência máxima da ligação como na resposta de deslizamento global da ligação. Um aumento da eficiência da aderência foi registrado na ausência de confinamento exercido por estribos até 2% de taxa de corrosão. Contudo, foi observada uma redução súbita quando se atingiram níveis mais elevados de corrosão e, em seguida, apenas se evidenciou uma força de

ligação residual muito limitada para níveis crescentes de corrosão. As amostras confinadas mostraram um aumento inicial na eficiência da aderência em 0% a 2% de níveis de corrosão, enquanto em um nível de 5% de corrosão, mantiveram quase o mesmo nível de tensão de aderência, com valor médio de 19,0 MPa, enquanto uma redução drástica na resistência à aderência foi obtida para as amostras não confinadas com queda de até 7,4 MPa.

O nível de corrosão de 10% caracterizou-se por um aumento adicional da força de ligação para amostras confinadas (23,7 MPa), enquanto que se observou uma pequena redução nas amostras não confinadas (7,2 MPa). O nível de corrosão de 20% mostrou um aumento adicional, em termos de aderência, para amostras confinadas (24,6 MPa) e uma redução adicional para amostra não confinadas com valor de 4,4 MPa.

Segundo o autor a redução das tensões de ligação após o pico de carga com aumento da corrosão foi mais evidente nas amostras não corroídas do que nas corroídas; em particular com o aumento do deslizamento, a tensão de ligação das amostras não confinadas tende a diminuir de forma mais pronunciada do que a das amostras confinadas. Isto foi devido à ausência de estribos que impediram uma diminuição da ligação rápida.

#### **2.15.12 Vélez *et al.* (2015)**

Os autores analisaram a corrosão precoce em concreto protendido com cordoalha de 13 mm de diâmetro com resistência à ruptura  $f_{pu}$  igual a 1860 MPa, composta por sete fios. Foram produzidas cinco vigas 90x200x1800mm, sendo duas vigas (P1 e P2) com protensão e três vigas (N1, N2 e N3) com as cordoalhas não tensionadas. As cordoalhas das vigas protendidas foram pré-tensionadas com 70% da tensão de ruptura. Um strain guage foi fixado nas cordoalhas, antes da concretagem das vigas, para monitorar perdas de pré-tensão durante o processo de corrosão no período de um ano. Foi utilizada uma relação a/c de 0,48, resultando em uma resistência à compressão média aos 28 dias de 43 MPa.

Foi projetado um sistema para acelerar a corrosão. As vigas foram organizadas em pares, incluindo uma sexta viga que foi usada para a realização de um estudo separado. Três folhas de acrílico foram fixadas entre cada par de

vigas formando um tanque. Cada tanque foi preenchido com uma solução aquosa de NaCl a 5%, como mostra a Figura 2.52.

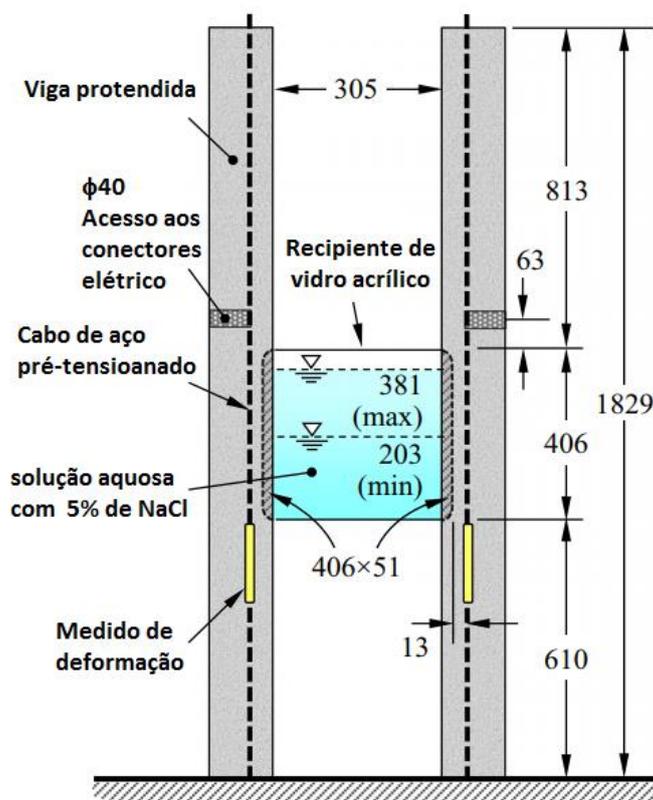


Figura 2-50 - Configuração do ensaio (dimensões em mm) (Fonte: adaptado de VÉLEZ et al.,2015).

As vigas foram expostas a ciclos úmidos/secos em água salgada por um ano, simulando a ação da maré. O cobrimento da cordoalha foi reduzido na região onde a face da viga tinha contato com a solução para facilitar a ocorrência do processo de corrosão. Para acelerar a corrosão, foi aplicada corrente anódicas no concreto. O tempo mínimo de corrosão foi estimado em três meses. No final de cada ciclo eram feitas as medições de diferença de potencial como mostra a Figura 2.53. Um eletrodo de cobre foi utilizado como eletrodo de referência e para ter acesso à cordoalha com o intuito de realizar a leitura, foi feita uma abertura na face externa de cada viga. Note-se que a diferença de potencial se tornou insignificante à medida que o processo de corrosão progrediu, indicando um potencial similar ao longo da porção molhada/seca de cada amostra como resultado de uma humidade uniforme, penetração de cloreto e difusão de oxigênio.

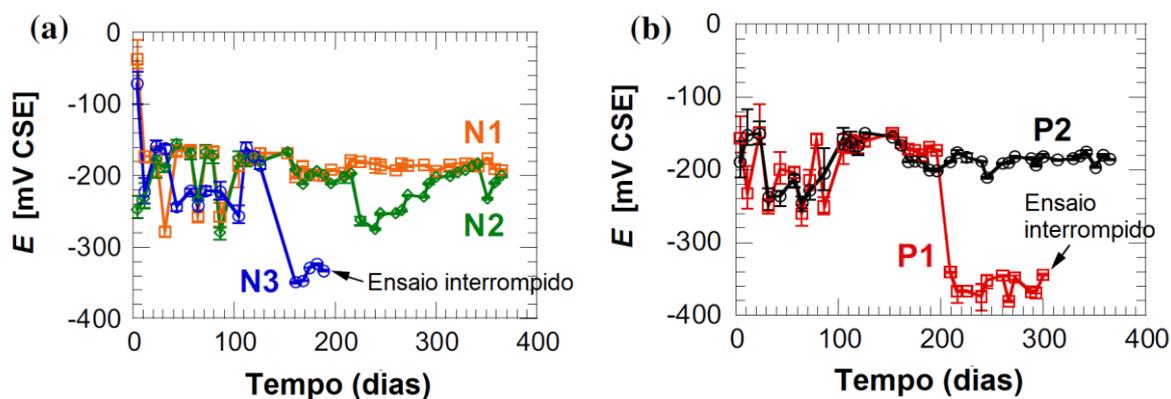


Figura 2-51 - Medições da diferença de potencial: (a) vigas com cordoalhas protendidas; (b) vigas com cordoalhas não protendidas. (Fonte: Adaptado de VÉLEZ et al.,2015)

Após 161 dias observaram-se perdas de protensão insignificantes com as medições do strain gauge na cordoalha. Durante 182 dias a viga (N3) sem protensão foi monitorada com variação de potencial de -325 e -347 mVA, após este período foi extraída a cordoalha para inspeciona-la.

A Figura 2.54 (a) (b) mostra uma leve perda de material da superfície da cordoalha na região em que a mesma estava voltada para frente onde estava ocorrendo a penetração de cloreto na região molhagem/secagem. Contrariamente a Figura 2.40 (c) mostra a superfície da cordoalha afastada da região onde estava o correndo o ciclo de molhagem e secagem.

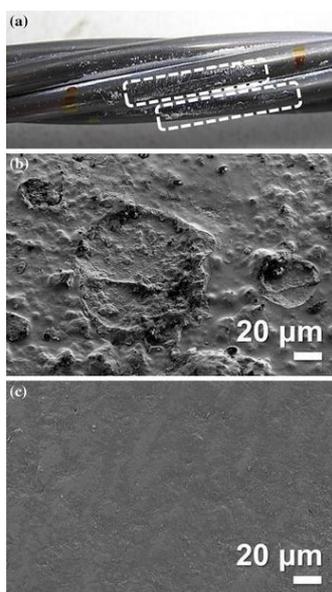
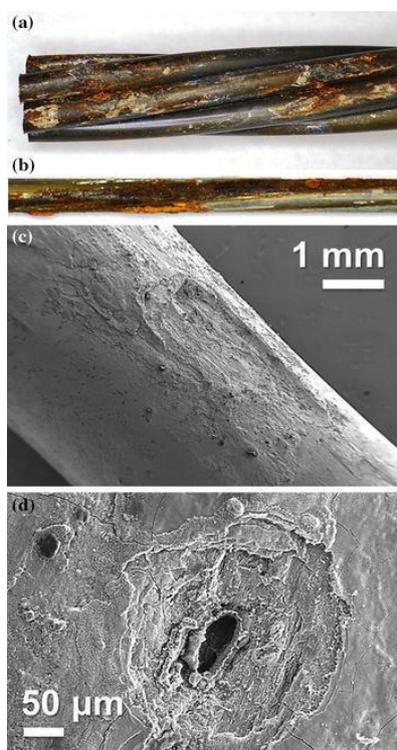


Figura 2-52 - Superfície da cordoalha após 182 dias de ciclos de molhagem/ secagem na viga não protendida. (a) corrosão da cordoalha na região onde estva ocorrendo o ciclo de molhagem/secagem na viga;(b) Micrografia da área corroída; e (c) Micrografia da região afastada onde estava ocorrendo o ciclo. (Fonte: VÉLEZ et al.,2015).

A viga protendida (P1) foi monitorada durante 91 dias. Neste período de tempo, a diferença de potencial permaneceu entre -346 e -374 mV, e após 300 dias a cordoalha foi extraída para análise. As Figuras 2.55 (a) e (b) mostram a superfície da cordoalha extraída da viga (P1), após esse período, onde mais danos são observados em comparação com a cordoalha da viga sem protensão (N3). A corrosão não foi uniforme na superfície da cordoalha. Nas figuras 2.55 (c) e (d) observou-se pites de corrosão, tendo a Figura 2.55 (d) mostrando uma morfologia que consiste em anéis de crescimento concêntrico em torno do núcleo mais profundo confirmando a tendência de formar áreas de perda de massa.



**Figura 2-53- Superfície da cordoalha após 300 dias de ciclos de molhagem/secagem na viga protendida. (a) e (b) corrosão da cordoalha na região onde estava ocorrendo o ciclo de molhagem/secagem na viga;(c) e (d) Micrografia da área corroída. (Fonte: VÉLEZ et al.,2015).**

Segundo os autores, esta evidência visual confirma que a suposição de corrosão uniforme não se enquadra para cordoalhas de múltiplos fios submetidas à corrosão induzida por cloreto, independentemente da força de pré-tração. Além disso eles afirmam que as vigas podem ser projetadas de modo que as cordoalhas apresentem corrosão induzida por cloreto natural em um prazo de alguns meses, sem que seja preciso aplicar correntes anódicas quando o objetivo é simular mecanismos de corrosão real.

### 2.15.13 Dai *et al.* (2016)

Dai *et al.* (2016), em seu trabalho produziram elementos protendidos para analisar fissuras de concreto pré-tracionado induzido por corrosão. O modelo consistiu de três estágios: formações de microfissuras, das fissuras superficiais e do aumento das aberturas de fissuras. Teve como parâmetros utilizados para analisar a fissura induzida pela corrosão, a pré-tração aplicada, o diâmetro do cabo, a resistência à tração do concreto.

Para realização desse modelo proposto foram produzidas seis vigas de concreto com resistência à compressão aos 28 dias de 31,8MPa com sistema pós-tensão, seção transversal retangular de 150 x 220 mm, comprimento de 2000 mm. Foram utilizadas cordoalhas de sete fios com resistência de ruptura de 1910 MPa e com diâmetro nominal de 15,2 mm. Após a confecção das vigas foi aplicada uma tensão de 75% da tensão de ruptura. Foram utilizadas bainhas de 32 mm de diâmetro para cada viga durante a, como mostra a Figura 2.56.

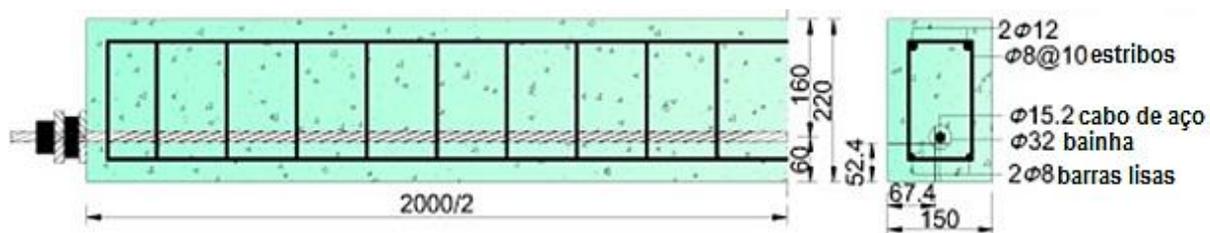


Figura 2-54 - Detalhes da viga. (Fonte: Adaptado de Dai *et al.* 2016. (Unidade em mm).

O teste de corrosão acelerado foi utilizado para obter vários graus de corrosão. Para avaliar o efeito da corrosão na cordoalha, o aço passivo foi protegido com resina epóxi para não corroer. O sistema de corrosão consistiu em uma corrente direta de potência, o ânodo como fio e o cátodo como placa de aço inoxidável mergulhada uma solução salina a 10%. A corrente contínua fluiu dos terminais positivos da fonte de corrente para o fio, e depois através do concreto saturado de solução salina para a placa de aço inoxidável e, finalmente, para os terminais negativos da fonte como mostra a a Figura 2.57. As vigas foram imersas na solução salina por 2 dias para facilitar o processo de corrosão antes da corrosão acelerada.



**Figura 2-55 - Teste de corrosão acelerado de vigas. (Fonte: Dai et al. 2016).**

Após o teste de corrosão acelerado, observou-se uma grande quantidade de fissuras longitudinais na superfície de concreto, porém nenhuma fissura foi observada nas regiões fora da solução. A largura média da fissura foi utilizada para avaliar a fissuração induzida pela corrosão. A Tabela 2.9 apresenta a abertura de fissura de acordo com a perda de massa da cordoalha.

**Tabela 2.9 - Fissuras induzidas pela corrosão**

<b>Vigas</b>	<b>B1</b>	<b>CB4</b>	<b>CB5</b>	<b>CB2</b>	<b>CB3</b>	<b>CB1</b>
Perda média de massa (%)	0.00	2.95	5.39	9.25	12,33	14,73
Largura média de fissura (mm): C = 67,4 mm	0.00	0,10	0,22	0,42	0.50	0,63
Largura máxima de fissura (mm): C = 67,4 mm	0.00	0,20	0,38	0,60	0,70	0,90
Largura média da fissura (mm): C = 52,4 mm	0.00	0,14	0,29	0,45	0,61	0,77
Largura máxima de fissura (mm): C = 52,4 mm	0.00	0,24	0,38	0,70	0,88	1,00

A força de pré-tração aplicada na cordoalha para todas as vigas foi de 194 kN e foi monitorada durante o processo de corrosão. Após o aparecimento da fissura observou-se uma redução na força de protensão nas vigas como mostra a Tabela 2.10.

**Tabela 2.10- Perda de protensão em função da perda de massa das cordoalhas causada pela corrosão.**

<b>Vigas</b>	<b>Perda de massa (%)</b>	<b>P<sub>i</sub> (kN)</b>	<b>P<sub>f</sub> (kN)</b>
B1	0,00	194,0	194,0
CB4	2,95	194,0	177,2
CB5	5,39	194,0	143,5
CB2	9,25	194,0	109,6
CB3	12,33	194,0	76,2

Vigas	Perda de massa (%)	$P_i$ (kN)	$P_f$ (kN)
CB1	14,73	194,0	52,6

Os autores relatam que a perda da força de protensão pode ser induzida pelo efeito combinado da fissuração do concreto e da corrosão na cordoalha. Após a formação de microfissuras, produtos de corrosão se acumulam em torno da cordoalha, gerando pressão expansiva e levando a fissuras no cobrimento. Os produtos de corrosão preenchem o espaço das fissuras causada pela expansão. O volume dos produtos oriundos da corrosão depende da taxa de corrosão.

Foi realizado o ensaio de flexão para analisar o efeito da corrosão na cordoalha no comportamento à flexão das vigas. Todas as vigas foram simplesmente apoiadas com vão livre de 1800mm e submetidas a carregamentos a quatro pontos, aplicadas simetricamente para o ensaio de flexão. A Figura 2.58 mostra as curvas de carga *versus* deslocamento. Antes de ocorrer a primeira fissura de flexão, as vigas apresentaram comportamentos semelhantes, indicando que a fissura induzida pela corrosão tem um efeito insignificante sobre a rigidez inicial. Após a fissura de flexão os resultados mostraram que a rigidez das vigas foi de acordo com perda de massa das cordoalhas, mostrando mudanças significativas com o aumento da fissura induzida pela corrosão.

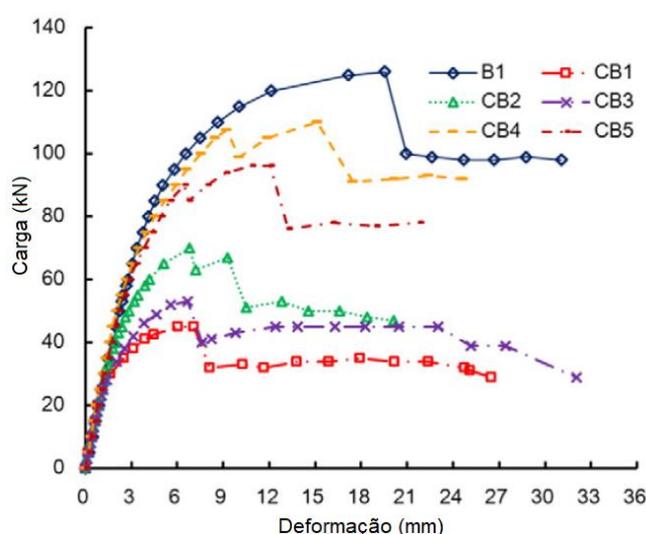


Figura 2-56 Curvas de carga versus deslocamento das vigas. (Fonte: Adaptado de Dai et al.(2016)).

A partir deste estudo de acordo com os autores foi possível analisar, o dano causado pela corrosão em estruturas protendidas, desde a iniciação da corrosão até a fissuração de concreto usando a comparação entre resultados teóricos e experimentais.

#### 2.15.14 Zhang *et al.* (2017)

Zhang *et al* (2017), analisaram o comportamento de vigas à flexão de concreto pós tensionado sob corrosão. Foram produzidas oito vigas de dimensão de 150 x 220 x 2000 mm e submetidas a métodos acelerados para obter diferentes níveis de corrosão.

Foram utilizadas armadura passiva de 8 mm na parte inferior e de 12 mm na parte superior e estribos de 8 mm espaçados 90 mm. Para a protensão foi utilizada cordoalha de 15,2 mm de sete fios. A tensão aplicada na cordoalha foi de 1395 MPa, que é em torno de 0,76% da tensão de escoamento.

A aceleração do processo corrosivo foi através do sistema eletroquímico que consistia no galvanostato de corrente contínua, no ânodo da cordoalha e no cátodo de aço inoxidável submerso na solução salina a 5%, como ilustra a Figura 2.59.

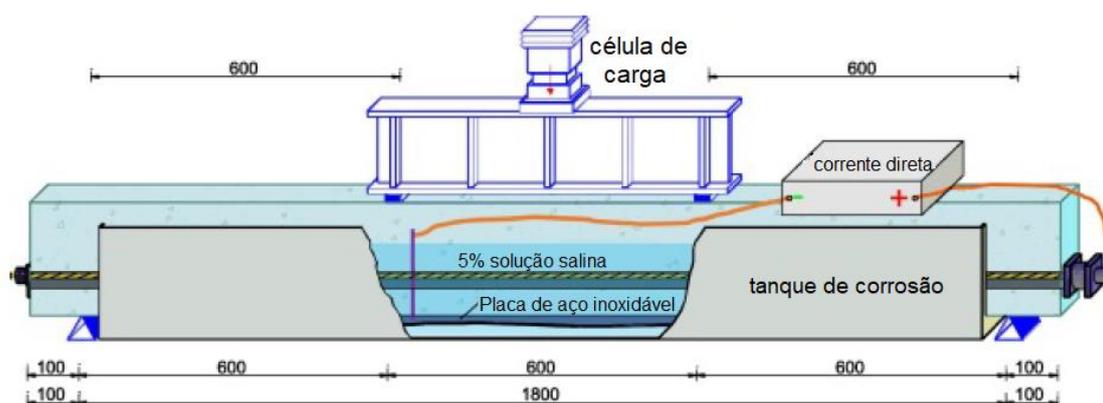
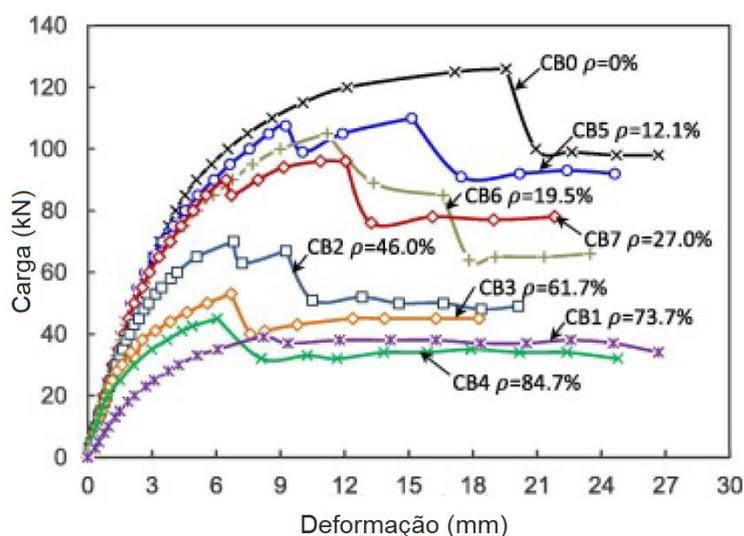


Figura 2-57 -Sistema de corrosão acelerada e instalação de teste de carga e descarga (Unidade em mm). (Fonte: adaptado de Zhang *et al.*,2017.)

A Figura 2.60 mostra as curvas de deslocamento versus carga para todas as vigas. Segundo os autores os resultados mostram que a corrosão na cordoalha tem efeito desprezível na rigidez inicial das vigas. Após a fissura surgir, a viga de referência apresentou uma rigidez maior que as outras vigas corroídas. A degradação da rigidez induzida pela corrosão dependeu dos níveis de

corrosão. Quando a taxa de corrosão ( $\rho$ ) foi inferior a 27,0%, a rigidez pós-fissuração mostrou uma ligeira diminuição. Com o aumento adicional da taxa de corrosão, as vigas tiveram comportamentos distintos em relação à rigidez pós-fissuração. A ruptura dos fios corroídos das cordoalhas provocou uma redução do deslocamento para todas as vigas corroídas.



**Figura 2-58 - Curvas carga versus deslocamento. (Fonte: Zhang et al., 2017).**

Segundo os autores a perda da área da seção dos fios diminuiu a força de tração no estágio de carregamento aplicado. Com isso as vigas corroídas geralmente têm a menor força de tração do que a viga de controle no mesmo estágio de carregamento. Para resistir às cargas equivalentes, as vigas corroídas precisam de uma grande curvatura da seção. Isso pode acelerar a mudança de eixo neutro e reduzir significativamente a rigidez pós-fissuração, levando a uma ruptura frágil das vigas.

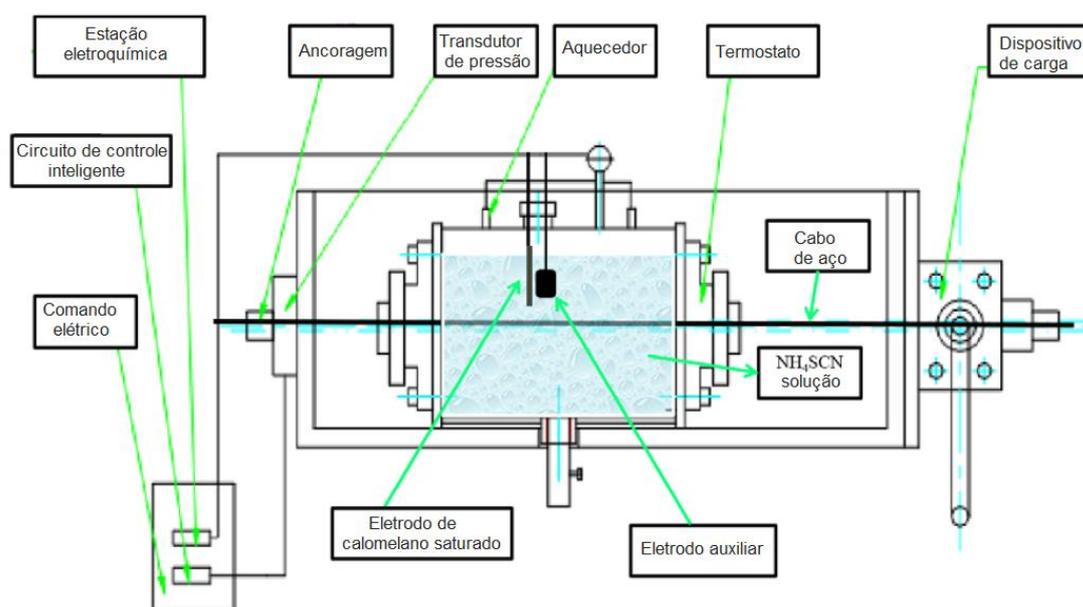
#### **2.15.15 Shanglin et al. (2020)**

Os autores analisaram a resistência à corrosão sob tensão de três fios de aço típicos de carbono de alta resistência por meio de um ensaio de laboratório, combinando as ações de tração e solução corrosiva.

Os três tipos de amostras foram: Amostra A em conformidade com a norma europeia BS 5896:2021 e Amostras B e C, de acordo com a norma

chinesa GB/T 5224:2003. Os fios A, B e C apresentaram resistência à ruptura de 1971 MPa, 2106 MPa e 2088 MPa, respectivamente.

A Figura 2.61 mostra o esquema utilizado para a realização dos ensaios de imersão na solução agressiva de sal de amônia. O comprimento das amostras utilizadas foi de 1280mm, o dobro do comprimento da parte imersa, e o diâmetro utilizado foi de 5 mm. As amostras foram pré-tracionadas com 70% da resistência à ruptura e o carregamento foi sustentado, com variação controlada dentro de  $\pm 2\%$ , durante toda a duração do ensaio. Foram analisadas duas situações: a primeira situação as amostras ficaram 10 min imersas na solução com tensão aplicada (B, C-10min); e na segunda situação a amostra A, sem tensão aplicada, ficou imersa por 10 min (A-10min) na solução e permaneceu mais 30 minutos imersa, porém sob tensão.



**Figura 2-59 -Configuração experimental para testes de corrosão acelerada para fio protendido. (Fonte: Adaptado de Shanglin et al., 2020).**

A Tabela 2.11 mostra os parâmetros eletroquímicos das curvas de polarização encontrados durante o ensaio. Os autores mostram nos resultados que a diferença de potencial reduziu, quando comparadas as amostras B, C-10min, com a amostra A-10 min. Entretanto os valores de corrente aumentaram. Além disso foi observado que o valor de corrente aumentou quando a amostra A estendeu o tempo de carga-imersão de 10 min para 30 min, devido a redução da

diferença de potencial. E ao comparar a amostra A tensionada e sem tensão a diferença de potencial aumentou e a corrente diminuiu. De acordo com os autores, a densidade de corrente foi maior que as de B e C, sob a mesma condição de corrosão, o que indicou que os fios de B e C tiveram menor taxa de corrosão através o ensaio de imersão. Além disso, para os fios A, a densidade de corrente aumentou com a aplicação da tensão e maior duração, indicando que o processo de corrosão foi acelerado.

**Tabela 2.11 - Parâmetros eletroquímicos de curvas de polarização de fios de aço protendidos.**

<b>Aço</b>	<b>Situações</b>	<b>E<sub>corr</sub> (mV vs SCE)</b>	<b>i<sub>corr</sub> (10<sup>-2</sup>A/cm<sup>2</sup>)</b>
A	70% f <sub>yt</sub> , 10min	-315,5	194,0
A	70% f <sub>yt</sub> , 30min	-349,0	177,2
A	0% f <sub>yt</sub> , 10min	-290,3	143,5
B	70% f <sub>yt</sub> , 10min	-286,1	109,6
C	70% f <sub>yt</sub> , 10min	-281,2	52,6

A superfície do aço apresentava um filme de óxido de ferro original e o filme de produtos de corrosão cujos componentes são principalmente tiocianato de ferro e sulfureto de ferro. O aumento acentuado da corrente de corrosão sob tensão de tração indica que o filme se deteriorou rapidamente.

De acordo com os resultados encontrado pelos autores a duração da tensão aplicada no aço, a densidade da corrente de corrosão aumenta e a conseqüentemente o processo corrosivo é acelerado. Além da tensão proporcionar uma instabilidade na película de produtos de corrosão formada no aço, a tensão diminuiu substancialmente a transferência de elétrons de superfície resistência, promovendo assim a corrosão dos fios de alta resistência.

## **2.16 – Considerações finais dos estudos realizados**

Constatou-se a partir dos trabalhos apresentados anteriormente e resumidos na Tabela 2.12, alguns pontos relevantes que levaram a produção deste trabalho de modo a complementar pesquisas desenvolvidas até momento.

**Tabela 2.12 - Algumas pesquisas relacionadas ao tema.**

<b>Autor (ano)</b>	<b>Material estudado</b>	<b>Variáveis estudadas</b>	<b>Resultados</b>
TORRES (2006)	Armadura passiva	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Tipo de concreto</li> <li>✓ Grau de corrosão</li> </ul>	<p>Vigas com maior resistência são poucos suscetíveis à corrosão da armadura e pequenos graus de corrosão aumenta aderência entre concreto e aço devido o rearranjo dos produtos de corrosão</p>
VU <i>et al.</i> (2009)	Fios protendidos de 8 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Pré-tensão aplicada</li> <li>✓ Tempo de exposição na solução agressiva</li> </ul>	<p>Produto de corrosão independe da tensão aplicada no fio.</p> <p>A tensão aplicada influencia no processo de corrosão, e a corrosão altera o comportamento do aço</p>
RINALDI <i>et al.</i> (2010)	Cordoalhas de 12 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Tensão de ruptura das cordoalhas</li> <li>✓ Tipo de concreto</li> </ul>	<p>As vigas corroídas apresentaram perda de capacidade de carga e concreto de maior resistência apresentou menor deslizamento da cordoalha.</p>
LI <i>et al.</i> (2011)	Cordoalhas de 12 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Diferente concentração de cloreto</li> <li>✓ Níveis de protensão</li> </ul>	<p>Concentração de cloreto influenciou no início do processo de despassivação do aço e o nível de tensão das cordoalhas influenciou na taxa de corrosão</p>
VÉLEZ <i>et al.</i> (2015)	Cordoalhas de 13 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Diferentes níveis de protensão</li> </ul>	<p>Cordoalhas pré-tensionadas apresentam pites de corrosão e perda de protensão.</p>
DAI <i>et al.</i> (2016)	Cordoalhas de 15,2 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Graus de corrosão</li> </ul>	<p>Após aparecimento da fissura observou perda da força de protensão de acordo com o grau de corrosão.</p>
ZHANG <i>et al.</i> (2017)	Cordoalhas de 15,2 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Graus de corrosão</li> </ul>	<p>Perda da área da seção das cordoalhas reduziu a força de tração no estágio de carregamento.</p>
SHANGLIN <i>et al.</i> (2020)	Fios protendidos de 5 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Tensão de ruptura dos fios</li> </ul>	<p>O processo corrosivo é acelerado de acordo com a duração da tensão aplicada no fio.</p>

Em relação aos estudos experimentais, observou-se que:

- há uma carência de estudos sobre corrosão em fios protendidos, principalmente fios com diâmetros menores que 8 mm.
- há a necessidade de mais estudos que avaliam o efeito da corrosão em elementos protendidos com concreto de diferentes resistências.

## **Capítulo 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **3.1 Introdução**

Com o objetivo de quantificar a resistência à flexão de vigas protendidas com presença de corrosão em diferentes níveis de protensão, definiu-se um programa experimental tendo como variáveis: a resistência do concreto à compressão e diferentes níveis de pré tração aplicada na armadura de protensão; os parâmetros fixos foram: o diâmetro da armadura de protensão, características geométricas das vigas, exposição a cloreto e exposição à corrosão acelerada.

Os principais parâmetros analisados foram: flecha; deformação do concreto e das armaduras longitudinais protendidas; abertura de fissura e carga de ruptura.

Todos os ensaios foram realizados nos Laboratórios da Universidade Estadual do Norte Fluminense.

### **3.2 Materiais das vigas**

De acordo com as exigências da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), os materiais utilizados neste estudo foram caracterizados por meio de ensaios físicos e mecânicos.

#### **3.2.1 Cimento Portland**

Para produção dos concretos, utilizou-se o cimento CPV ARI que é o cimento Portland de alta resistência inicial, fabricado pela empresa Mizu®. A Tabela 3.1 mostra a composição química e potencial do cimento fornecido pelo fabricante. O CP V apresentou densidade igual a 3100 kg/m<sup>3</sup> e finura Blaine igual a 470 m<sup>2</sup>/kg.

**Tabela 3.1 - Composição química e potencial do cimento Portland de alta resistência inicial (Fonte: Mizu)**

Composto	Massa (%)	Composição mineralógica (%)	
CaO	74,6	C <sub>3</sub> S	74,10
SiO <sub>2</sub>	13,5	C <sub>2</sub> S	4,77
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,8	C <sub>3</sub> A	9,28
SO <sub>3</sub>	3,1	C <sub>4</sub> AF	5,75
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,2		
K <sub>2</sub> O	1,0		
MnO	0,2		
Perda ao fogo	1,6		

### 3.2.2 Sílica Ativa

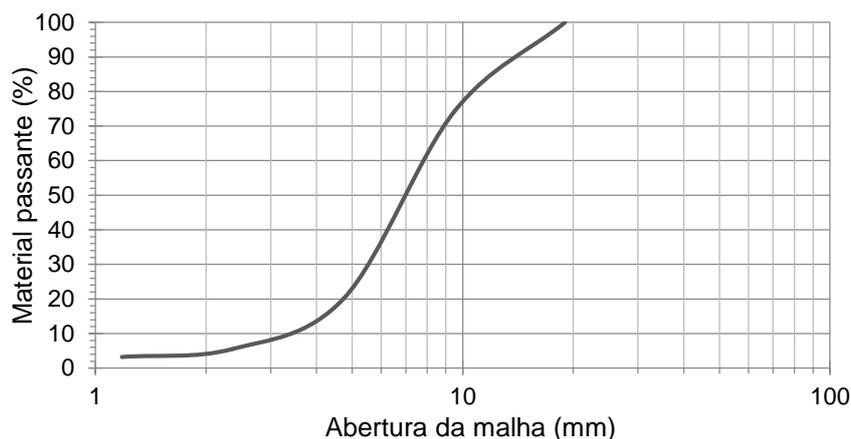
A sílica ativa utilizada foi fabricada pela empresa Tecnosil®, com massa específica determinada segundo a norma ABNT NBR 16605 (2017) igual a 2,20 g/cm<sup>3</sup>.

### 3.2.3 Agregado Graúdo

O agregado graúdo utilizado para a produção do concreto é do tipo basalto e provém da britagem da pedreira na região de Campos dos Goytacazes-RJ. A massa específica obtida foi de 2,73 g/cm<sup>3</sup> e a massa unitária é de 1,58 g/cm<sup>3</sup>. A composição granulométrica do material está de acordo com os requisitos da ABNT NBR 248 (2003), vide Tabela 3.2, e a curva granulométrica é apresentada na Figura 3.1.

**Tabela 3.2 - Composição granulométrica do agregado graúdo.**

Abertura da peneira (mm)	Agregado graúdo	
	% retida	% acumulada
19	0,00	0
9,5	25,54	25,54
4,75	53,89	79,43
2,36	15,08	94,51
1,18	2,49	97,00
Resíduo	2,98	99,98
D <sub>máx</sub> característica	9,5 mm	



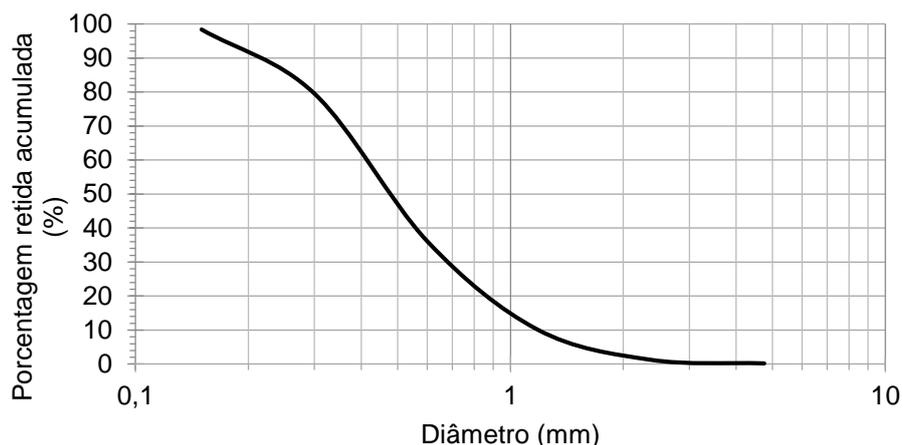
**Figura 3-1 Curva granulométrica do agregado graúdo.**

### 3.2.4 Agregados Miúdo

A areia natural de quartzo foi utilizada como agregado miúdo, originária do rio Paraíba do Sul, em Campos dos Goytacazes-RJ. A Tabela 3.3 e a Figura 3.2 mostram a composição granulométrica de acordo com a ABNT NBR 248 (2003). A massa específica da areia utilizada é igual a 2,63 g/cm<sup>3</sup>, e a massa unitária no estado solto e seco é igual a 1,54 g/cm<sup>3</sup>, medida conforme ABNT NBR 52 (2009) e ABNT NBR 45 (2006), respectivamente

**Tabela 3.3 - Granulometria da areia**

Abertura da peneira (mm)	Areia natural	
	% retida	% acumulada
4,8	0,24	0,24
2,4	1,07	1,31
1,2	8,88	10,19
0,6	25,93	36,12
0,3	43,44	79,56
0,15	18,84	98,4
Resíduo	1,6	100
Módulo de finura	2,26	



**Figura 3-2-Curva granulométrica da areia.**

### 3.2.5 Aditivo superplastificante

Como aditivo, empregou-se o agente redutor de água, superplastificante, de terceira geração Glenium 51<sup>®</sup> produzido pela BASF. O aditivo é quimicamente à base de éter carboxílico modificado, que atua como dispersante para materiais cimentícios, proporcionando superplastificação e alta taxa de redução de água, resultando em concreto com melhor trabalhabilidade e sem alteração no tempo de pega. Os dados técnicos do aditivo fornecidos pelo fabricante são apresentados na Tabela 3.4.

**Tabela 3.4 - Dados técnicos do Glenium 51. (Fonte: Basf)**

Especificações	
Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	1,067-1,107
Aparência	Líquido branco turvo
pH	5-7
Sólidos	28,5-31,5
Viscosidade (cps)	<150

### 3.2.6 Armaduras ativas

Para a confecção das vigas protendidas utilizou-se apenas armaduras ativas, com dois fios de protensão para cada viga. O aço utilizado para armadura longitudinal foi o fio CP-175 RB 5 - Entalhado, nervurado e com seção circular de diâmetro 5.0 mm, provenientes da AWA Comercial. Foram realizados ensaios, para verificação da resistência do fio à tração e para obtenção da curva tensão *versus* deformação, na máquina universal de ensaios MTS 810 250kN com velocidade de 0,2mm/min segundo a norma ASTM E8M-16A na direção L

(longitudinal). Foram utilizados 3 corpos de prova para cada situação analisada. A Figura 3.3 mostra os três corpos-de-prova de referência e o fio posicionado na prensa para a realização do ensaio de tração.



Figura 3-3 Armaduras e setup do ensaio: (a) amostras para ensaio; (b) ensaio de tração do aço.

A Figura 3.4 apresenta o resultado do ensaio de tração do fio de referência, que foi essencial para dar início aos ensaios posteriores, visto que a propriedade mecânica determinada através deste ensaio será referência para definir o comportamento dos fios durante o desenvolvimento da pesquisa.

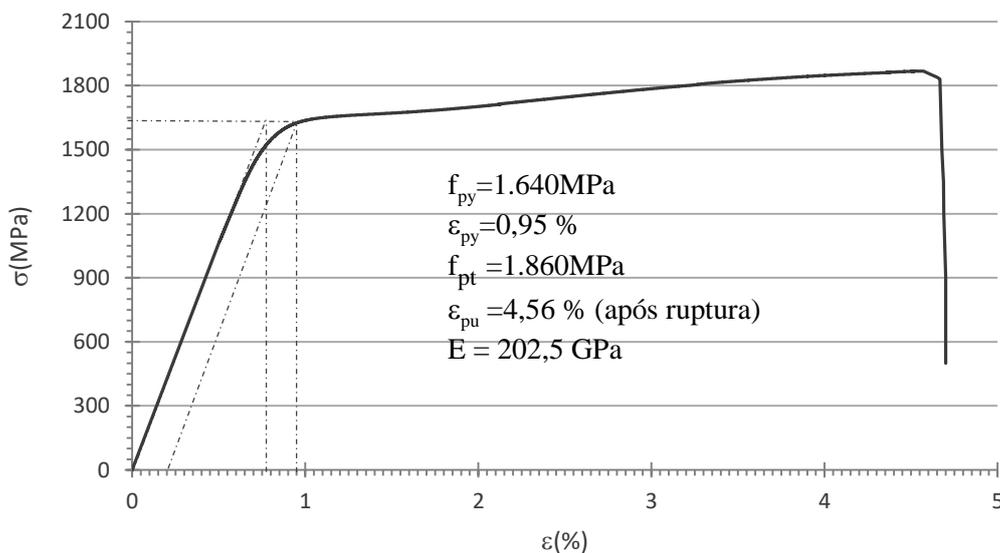


Figura 3-4 - Tensão versus deformação da armadura de protensão ( fio de  $\phi 5.0\text{mm}$ )

### 3.2.7 Dosagem e concretagem dos corpos de provas

De modo a se obter um concreto para atingir uma resistência à compressão média ( $f_{cm}$ ) de 35 MPa e 70 MPa, aos 28 dias foi adotado a dosagem de Garcia (2002).

Para as vigas de 35 MPa (grupo 1) foi utilizado a dosagem de 1:2,25:3,25 (cimento:areia:agregado graúdo), e relação água-cimento de 0,58. O abatimento do tronco de cone foi de 80mm.

Para as vigas de 70 MPa, (grupo 2) foi utilizado a dosagem de 1:0,94:1,89 (cimento:areia:agregado graúdo), com relação a/c de 0,34. As vigas tinham fator água/material cimentício de 0,25, 0,5% de superplastificante e 10% de sílica ativa em relação à massa de cimento. O abatimento do tronco de cone foi de 90 mm.

O procedimento para iniciar a despassivação das armaduras, com o objetivo de dar início ao processo de corrosão das armaduras, foi baseado no procedimento utilizado por Mancini *et al* (2014). Foi adicionado sal de cozinha (NaCl), de 2% em massa de cimento durante o processo de mistura dos materiais para a produção dos concretos.

As quantidades de materiais usados por  $m^3$  de concreto estão apresentadas na Tabela 3.

**Tabela 3.5- Quantidade de material empregado por  $m^3$  de concreto nas vigas ensaiadas**

<b>Materiais</b>	<b>35 MPa Quantidade (<math>kg/m^3</math>)</b>	<b>70 MPa Quantidade (<math>kg/m^3</math>)</b>
Cimento Portland	329	550
Areia	740	520
Brita	1069	1043
Água	191	154
Sílica ativa	-	55
Superplastificante	-	2,78
NaCl	6,58	11

A mistura dos concretos foi feita em betoneira de eixo inclinado (Figura 3.5), com capacidade máxima de 400 litros, previamente umedecida, conforme a sequência descrita abaixo:

1º etapa: mistura por trinta segundos do cimento com a sílica e brita;

2º etapa: mistura por um minuto, incluindo metade da água com sal e o total de superplastificante (na dosagem com presença do mesmo);

3º etapa: mistura por três minutos acrescentando a areia e o restante da água salgada;

4º etapa: parada do misturador por um minuto e raspagem de suas paredes;

5º etapa: mistura por mais um minuto.



**Figura 3-5 - Betoneira de 400 litros utilizada para as concretagens.**

As primeiras concretagens foram para a produção das vigas de referência dos dois grupos de resistência. Os ensaios de flexão das mesmas ocorreram 36 dias após a concretagem.

### **3.3 Descrição das vigas**

Foram ensaiadas dezesseis vigas, divididas em dois grupos de resistência. Dentro de cada grupo as vigas foram produzidas a partir de uma mesma dosagem, porém para cada classe de resistência foi aplicado 4 níveis de protensão, todas as vigas tiveram sua referência, que não foram expostas ao processo de corrosão, possibilitando a avaliação das variáveis de forma isolada.

A nomenclatura das vigas foi determinada de modo a fornecer as seguintes informações: tipo do modelo, resistência do concreto à compressão, pré tensão aplicada na armadura e presença ou não de corrosão. A Figura 3.6 apresenta dois exemplos da nomenclatura e na Tabela 3.6 mostra as características de cada viga



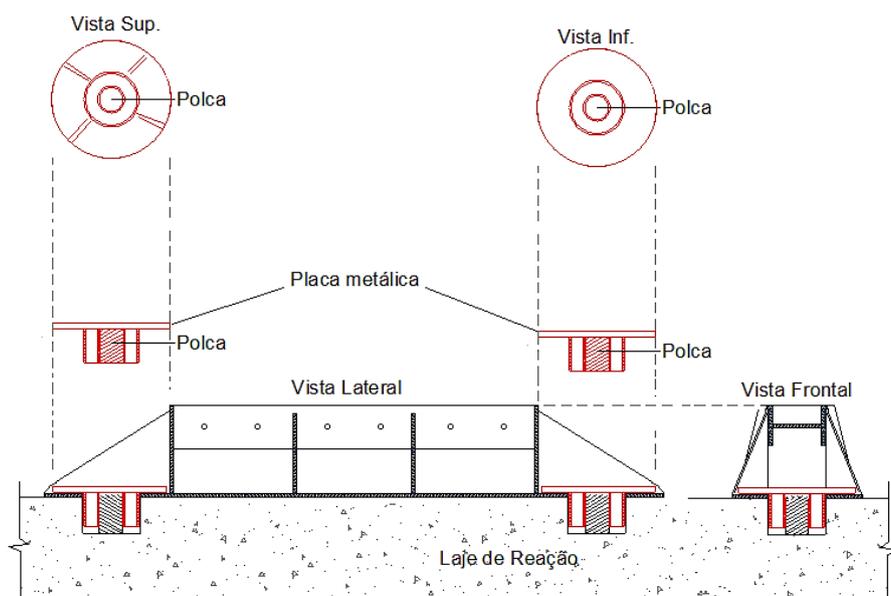
Figura 3-6 - Nomenclaturas adotadas para identificação das vigas

Tabela 3.5 -Características das vigas ensaiadas.

Vigas	$f_{cm}$ (MPa)	Tensão de protensão	Força de protensão (kN)	Presença de corrosão
V-32-0,0-SC	32	0% $f_{ptk}$	0	Sem corrosão
V-32-0,5-SC		50% $f_{ptk}$	33	
V-32-0,7-SC		70% $f_{ptk}$	46	
V-32-0,95-SC		95% $f_{ptk}$	62	
V-32-0,0-CC	32	0% $f_{ptk}$	0	Com Corrosão
V-32-0,5-CC		50% $f_{ptk}$	33	
V-32-0,7-CC		70% $f_{ptk}$	46	
V-32-0,95-CC		95% $f_{ptk}$	62	
V-68-0,0-SC	68	0% $f_{ptk}$	0	Sem corrosão
V-68-0,5-SC		50% $f_{ptk}$	33	
V-68-0,7-SC		70% $f_{ptk}$	46	
V-68-0,95-SC		95% $f_{ptk}$	62	
V-68-0,0-CC	68	0% $f_{ptk}$	0	Com Corrosão
V-68-0,5-CC		50% $f_{ptk}$	33	
V-68-0,7-CC		70% $f_{ptk}$	46	
V-68-0,95-CC		95% $f_{ptk}$	62	

### 3.4 Sistema de ancoragem dos fios de protensão e Formas

Para a execução da pré-tração nos fios, foi fabricado um sistema de ancoragem, com perfil metálico I na horizontal e chapas soldadas entre eles. O sistema foi fixado na laje de reação através de um dispositivo composto por uma placa metálica circular envolvendo a porca centralizada na face inferior da placa para a adaptação na laje aumentando a rigidez no encaixe, localizada no laboratório de engenharia civil. A Figura 3.7 mostra o desenho em cortes e vistas do sistema de ancoragem e na Figura 3.8 mostra-se o sistema fabricado e ancorado na laje de reação.



**Figura 3-7** Desenhos do sistema de ancoragem com os dispositivos para fixação do perfil com a laje de reação.



**Figura 3-8** – Sistema de ancoragem dos fios de protensão.

A protensão foi fornecida através de um sistema, formado por um cilindro hidráulico (PONTEMAC 60tf), que se deslocava de modo a tensionar os fios, de acordo com a Figura 3.9. Para manter o fio tensionado utilizou-se duas cunhas, uma em cada extremidade como mostra na Figura 3.10. Foram fornecidas 18 cunhas e porta cunhas aberta e fechada pela empresa WHC – Weiler C. Holzberger, que projeta e fabrica máquinas e equipamentos para a produção de elementos pré-moldados de concreto protendido, A Figura 3.11 mostra os detalhes das cunhas e porta cunhas utilizadas.



Figura 3-9 - Detalhe da posição do cilíndrico hidráulico de protensão e da cunha.



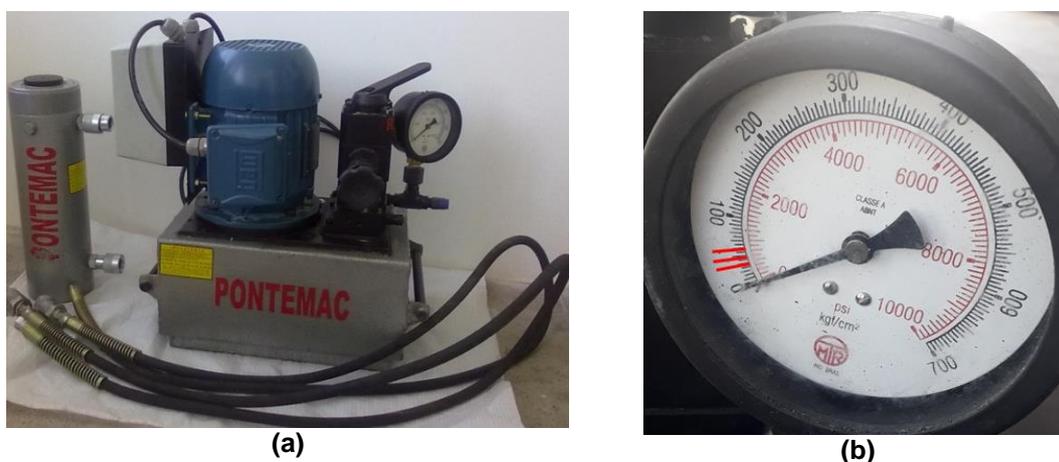
Figura 3-10 - Detalhe do cunhamento do aço.



Figura 3-11 - Cunha e porta cunha aberta e fechada

A Figura 3.12 (a) mostra o equipamento para aplicação da protensão. A partir da curva tensão *versus* deformação do fio de referência foi possível quantificar e marcar no manômetro analógico (Figura 3.12(b)) do equipamento a tensão necessária para fornecer ao fio, de acordo com o nível de protensão ( $50\%f_{ptk}$ ,  $70\%f_{ptk}$ ,  $95\%f_{ptk}$ ), considerando as perdas de protensão. O sistema

mostrou-se bastante eficiente, não apresentando nenhum tipo de problema durante a protensão das peças.



**Figura 3-12 – Sistema de protensão: (a): equipamento de protensão; (b): detalhe do manômetro analógico**

O equipamento foi calibrado pela empresa SETIN-MAN – manutenção e calibração de equipamentos. O procedimento para realização da protensão foi o seguinte: o aço foi fixado a ancoragem passiva, passando pelo interior da forma da viga até o equipamento de protensão, passando pelo sistema de ancoragem, como ilustra a Figura 3.13 e tensionado de acordo com o nível de protensão.



**Figura 3-13 – Fios locados e ancorados para ser tensionado.**

Para a confecção das vigas foi fabricada uma forma metálica de 3 metros de comprimento com 3 divisórias que proporcionou a produção de 6 vigas ao mesmo tempo, com comprimento de 1500mm cada uma. A configuração da forma permitiu flexibilidade na concretagem das vigas, independente da altura e comprimento da viga. Os comprimentos das vigas foram restringidos por placas de 150x750 mm, colocadas ao longo do comprimento da forma e fixadas por

guias metálicas. A Figura 3.14 mostra a forma metálica montada com os fios tensionados.



**Figura 3-14 - Forma metálica para concretagem das vigas protendidas**

Após as tensões aplicadas e posterior montagem das formas, as vigas foram concretadas. Foram produzidas vigas com 150 mm de largura, 300 mm de altura e 1500 mm de comprimento. A Figura 3.15 mostra o esquema da pista de protensão na laje que foi adotado para concretar 6 vigas. Após 15 dias da concretagem, o aço foi liberado.



**Figura 3-15 - Esquema da pista de protensão na laje de reação do LECIV**

### **3.5 Moldagem dos corpos-de-prova**

Foram moldadas dezesseis vigas (Figura 3.16) e para cada replica foram moldados três corpos de prova cilíndricos de dimensões nominais de 100 mm de

diâmetros e 200 mm de altura (Figura 3.17), conforme a norma da ABNT NBR-5738 (2015) para a realização dos ensaios de resistência à compressão e o módulo de elasticidade, e três corpos de prova para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral (Tabela 3.7).

**Tabela 3.6 - Quantitativo de corpos de provas**

Vigas	Quantidade das vigas	Idade do ensaio (dias)	Quantidade de corpos de prova para resistência à compressão	Quantidade de corpos de prova para resistência à tração
			100x200mm	100x200mm
V32-0,5	2	7	3	3
		14	3	3
		21	3	3
		28	3	3
		36	3	3
V32-0,7	2	36	3	3
V32-0,95	2	36	3	3
V32-0	2	36	3	3
V68-0,5	2	7	3	3
		14	3	3
		21	3	3
		28	3	3
		36	3	3
V68-0,7	2	36	3	3
V68-0,95	2	36	3	3
V68-0	2	36	3	3



**Figura 3-16 - Vigas concretadas**



**Figura 3-17 - Corpos de prova cilíndricos para ensaio de caracterização do concreto**

Após 24 horas, os corpos de prova foram desformados e imersos em tanque com água saturada de cal por 28 dias, as vigas foram desformadas e mantidas sob as condições ambientais do laboratório em cura úmida por 28 dias (Figura 3.18).



**Figura 3-18 - Vigas em cura úmida por 28 dias**

### **3.6 Caracterização mecânica dos concretos**

A fim de avaliar as propriedades mecânicas do concreto foram realizados ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e de tração por compressão diametral. Os concretos foram testados na data do ensaio das vigas. Apenas os concretos das vigas de referência com pré tração de  $50\%f_{ptk}$  foram ensaiadas à compressão nas idades 7, 14, 21, 28 e 36 dias. Os corpos de prova cilíndricos tiveram suas bases retificadas com o retificador de corpos de prova I-3064 da marca CONTENCO, de modo a evitar a concentração de tensões na face do corpo de prova. O retificador é apresentado na Figura 3.19. Os ensaios de caracterização foram realizados concomitantemente aos ensaios das vigas e

os valores adotados para a resistência à compressão nestas idades, foram obtidos pela média aritmética dos corpos de prova.



**Figura 3-19 - Retificador**

O ensaio de resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto seguiu os procedimentos descritos na NBR 5739 (2007), apresentados na Figura 3.20. O módulo de elasticidade foi obtido seguindo a norma NBR 8522, 2017 e a resistência à tração à compressão diametral (Figura 3.21) conforme a norma NBR 7222 (2011). Os ensaios foram realizados na Shimadzu® UH-F500kNI, máquina de ensaio universal do Laboratório de Engenharia Civil da UENF, com velocidade de 0,5mm/min.. Durante os ensaios, transdutores elétricos foram usados para ler o deslocamento longitudinal das amostras. A partir dos valores de deslocamento e força pela máquina durante o ensaio, aplicando as equações 3.1 e 3.2 foram calculados os valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade. Usando a equação 3.3 foi obtida a resistência à tração por compressão diametral com a força de ruptura obtida dos ensaios e dos parâmetros geométricos dos corpos-de-prova.



**Figura 3-20 - Ensaio de resistência à compressão com aquisição de dados de força e deslocamento.**

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \text{Eq. 3.1}$$

$$E = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \quad \text{Eq. 3.2}$$

Onde:

$\sigma$ : tensão do concreto;

F: força aplicada;

A: área da seção transversal do corpo de prova;

E: módulo de elasticidade;

$\sigma_1$ : tensão correspondente a uma deformação de 50  $\mu\epsilon$ ;

$\sigma_2$ : tensão correspondente a 30% da tensão máxima;

$\varepsilon_1$ : deformação de 50  $\mu\epsilon$ ;

$\varepsilon_2$ : deformação correspondente à tensão  $\sigma_2$ .



**Figura 3-21 - Ensaio de tração por compressão diametral.**

$$\sigma_t = \frac{2F_t}{\pi\phi L} \quad \text{Eq. 3.3}$$

Onde:

$F_t$ : força de ruptura;

$\phi$  : diâmetro médio do corpo de prova;

$L$ : espessura média do corpo de prova

### 3.6.1 Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos concretos

As Tabela 3.7 e Tabela 3.8 apresentam os resultados médios das resistências à compressão e módulo de elasticidade dos concretos pertencentes aos corpos-de-prova das vigas de referência dos 2 grupos.

Foram realizadas 8 concretagens, pois cada uma produzia 2 vigas, e a partir delas foram moldados 6 corpos-de-prova (3 para compressão e 3 para tração indireta). Foi escolhido uma concretagem de cada grupo de resistência para analisar a resistência nas idades 7, 14, 21, e 28 dias.

Com os traços unitários utilizados no programa experimental a resistência à compressão do concreto, foi de 32 MPa, para o grupo 1, e 68 MPa para o grupo 2, no dia dos ensaios de flexão. A pesar do traço unitário utilizado ser o mesmo, as resistências obtidas diferem uma vez que os materiais usados diferem da dosagem original usada por Garcia (2002). A dosagem das vigas apresentava concentração crítica de NaCl na mistura (2% em peso com relação ao teor de cimento do concreto), com o propósito de provocar a despassivação do aço mais rápida, bem como, por consequência, proporcionar uma corrosão localizada.

**Tabela 3.7 - Resistência à compressão dos corpos de prova das vigas.**

Viga	Idade do ensaio (dias)	Carga de ruptura (kN)	Resistência à compressão (MPa)	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de Variação (%)
V32-0,5	7	178,580	22,74	22,74	0,54	2,39
		174,636	22,24			
		183,162	23,32			
	14	231,476	29,47	26,54	2,60	9,81
		201,292	25,63			
		192,472	24,51			
	21	236,461	30,11	30,07	0,50	1,65
		232,088	29,55			
		239,851	30,54			

		245,32	31,24			
	28	254,214	32,37	32,02	0,69	2,14
		255,025	32,47			
		249,760	31,80			
	36	251,650	32,00	31,93	0,93	2,80
		251,020	31,19			
		236,950	30,17			
V32-0,7	36	245,923	31,31	31,59	1,57	4,98
		261,364	33,28			
		251,361	32,00			
V32-0,95	36	260,025	33,11	32,54	0,55	169
		255,362	32,51			
		251,063	31,96			
V32-0	36	249,364	31,75	31,78	0,18	0,55
		248,326	31,62			
		479,612	61,07			
	7	436,599	55,59	58,55	2,77	4,72
		463,442	59,01			
		481,256	61,28			
	14	521,000	66,34	61,65	4,52	7,33
		450,229	57,32			
		505,484	64,36			
V68-0,5	21	480,396	61,17	63,30	1,85	2,92
		505,582	64,37			
		537,726	68,47			
	28	526,162	66,99	67,97	0,85	1,25
		537,628	68,45			
		543,116	69,15			
	36	554,484	70,60	68,02	3,30	4,85
		504,994	64,30			
		532,963	67,86			
V68-0,7	36	538,652	68,58	68,3	0,41	0,60
		538,256	68,53			
		545,360	69,44			
V68-0,95	36	521,695	66,47	67,91	1,51	2,22
		532,953	67,86			
		531,256	67,64			
V68-0	36	521,980	66,46	67,5	1,04	1,54
		538,625	68,53			

**Tabela 3.8 –Módulo de Elasticidade dos corpos de prova das vigas.**

Viga	Idade do ensaio (dias)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Média (GPa)	Desvio Padrão (GPa)	Coefficiente de Variação (%)
V32	36	24,56	27,28	2,39	8,87
		29,08			
		28,20			
V68	36	38,24	37,66	0,70	1,84
		37,86			
		36,89			

### 3.6.2 Resistência à tração por compressão diametral dos concretos

A resistência à tração por compressão diametral dos concretos é apresentada na Tabela 3.9. A resistência foi determinada conforme especificações da NBR 7222 (ABNT, 1994), calculada a partir dos resultados de 3 corpos-de-prova cilíndricos de 100x200 mm, de cada grupo de resistência analisado, nos dias dos ensaios das vigas.

**Tabela 3.9 - Resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova**

Viga	Idade do ensaio (dias)	Carga de ruptura (kN)	Resistência à tração (MPa)	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de Variação (%)
V32	36	98,828	3,14	3,00	0,17	5,61
		96,555	3,07			
		88,603	2,82			
V68	36	151,679	4,83	4,47	0,31	7,01
		134,414	4,27			
		134,859	4,29			

### 3.7 Instrumentação das vigas

Nos ensaios das vigas, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (*strain gages*), do tipo BX120-3AA (Figura 3.22), da marca Sensor Excel, posicionados no centro dos fios de aço para medir a deformação dos mesmos. Para a preparação da superfície dos pontos de medição das deformações através dos *strain gages*, foram seguidas as seguintes etapas:

- 1 Lixamento da superfície para diminuir a rugosidade;

2 Limpeza da superfície (álcool isopropílico, condicionador e neutralizador respectivamente) para eliminar qualquer tipo de sujeira eventualmente existente.

Após a preparação da superfície, colou-se o *strain gage* com adesivo de éster de cianoacrilato, da marca Tekbond no fio. Os *strain gages* e a sua ligação foram protegidos com uma cera protetora de umidade e após 24 horas uma resina isolante também da marca Sensor Excel.



Figura 3-22 - Extensômetros elétricos de resistência (*strain gage*).

A Figura 3.23 ilustra o posicionamento dos extensômetros nas armaduras das vigas. Após a instrumentação, os terminais dos mesmos foram unidos aos condutores de espera para posterior conexão ao sistema de aquisição de dados.

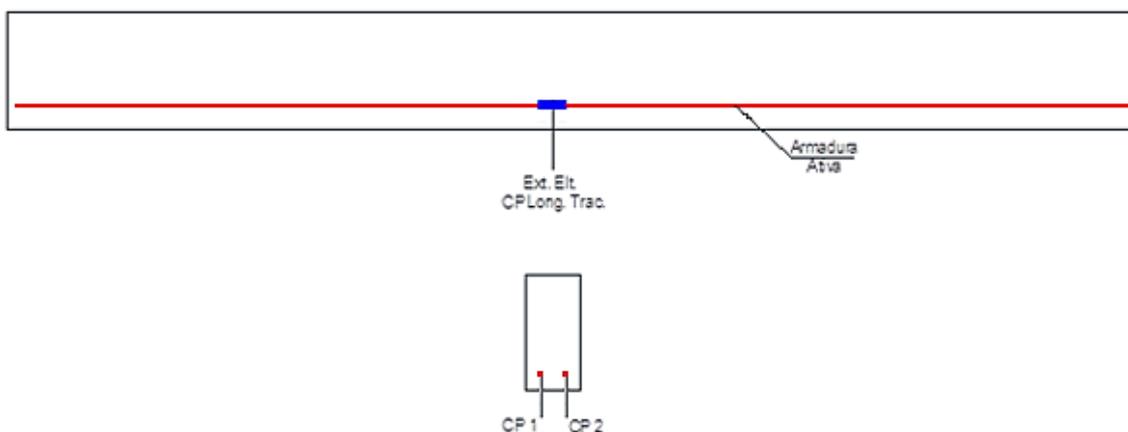


Figura 3-23 - Esquema de instrumentação das armaduras das vigas.

### 3.7.1 Método de correlação de imagens digitais

A Correlação de Imagens Digitais (CID) é um método de metrologia óptica que, por meio da comparação de um par de imagens obtidas antes e depois da aplicação da deformação, permite analisar e determinar o campo de

deslocamento em uma das superfícies planas do corpo-de-prova (Peters & Ranson, 1982). Atualmente, este método tem sido usado para obtenção de campos de deformações. O método também pode identificar alguns fenômenos localizados independentemente do tipo de carga aplicada e dos ensaios realizados.

Em suma, o processo de associação começou com a montagem dos equipamentos necessários para a captura da imagem. Foi utilizada uma câmera digital (CanonR – EOS Rebel T7i DSLR com EF –S 18-55 mm IS STM Lens) para registro das imagens. A mesma foi instalada em um tripé e colocada nivelada a frente da superfície de análise (Figura 3.24). Durante o ensaio, as imagens de uma das faces foram capturadas em intervalos de tempo de um segundo.



**Figura 3-24 - Set up para aquisição dos dados para o CID.**

Quando se trata de correlação, um contraste elevado e uma heterogeneidade da peça que será fotografada é de suma importância. Com isso para facilitar a captura de imagens, as faces das vigas que seriam fotografadas foram pintadas com tinta branca e após a secagem das mesmas foi feita a aplicação de uma tinta spray preta (Figura 3.25 e Figura 3.26). Isso se torna necessário porque o CID usa a diferença entre os níveis de cinza de uma determinada área como ferramenta. Em posse das imagens, seleciona-se um pequeno campo de pixels, chamado *subset*, na primeira imagem, assim o software busca por este campo nas imagens seguintes, registrando o deslocamento que ocorreu. Ressalta-se que se dá a escolha de um campo de pixels, e não de apenas um pixel, pois, é praticamente impossível rastrear

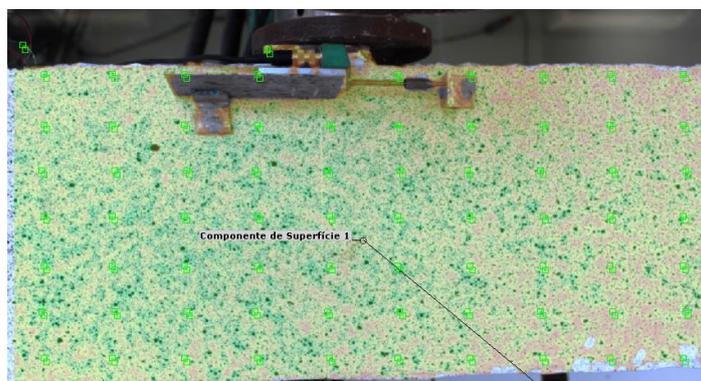
apenas a unidade, por ser muito pequena, adotando-se, então, uma área de pixels. Cada área tem uma identidade própria, possuindo uma escala de cinza única. Ao encontrar o subset selecionado (Figura 3.27), o software realiza os cálculos necessários e fornece o seu deslocamento em 2D, relacionando as imagens.



**Figura 3-25 - Vigas com a superfície pintada que será fotografada.**



**Figura 3-26 - Viga sendo ensaiada e fotografada com presença de fissura.**



**Figura 3-27 - Área selecionada para análise de deslocamento**

### 3.8 Processo de corrosão da armadura

Como comentado supracitadamente o concreto foi misturado com água salgada, para que os íons de cloreto provocassem a despassivação dos fios para que o processo de corrosão pudesse ocorrer. Após 28 dias de cura úmida das vigas, realizou-se o procedimento de aceleração da corrosão, em que a corrosão é induzida através da aplicação de uma corrente na viga de concreto através de uma fonte de alimentação de tensão contínua externa.

De acordo El-Maaddawy e Soudki (2003), valores elevados de densidade de corrente de corrosão superiores a  $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  podem levar a níveis irreais de deformação e fissuração, pois os produtos da corrosão não são retidos nos poros do concreto.

O fenômeno da corrosão das armaduras ocorreu por ação eletroquímica, que possibilitou a formação de pilhas de corrosão. A Figura 3.28 mostra o esquema da pilha eletroquímica formada para vigas. O eletrólito é o concreto, devido à presença de água, funcionando como um condutor iônico, conforme destacou Fortes (1995) que sempre há água no concreto e, em climas úmidos, a quantidade de água é suficiente para atuar como eletrólito.

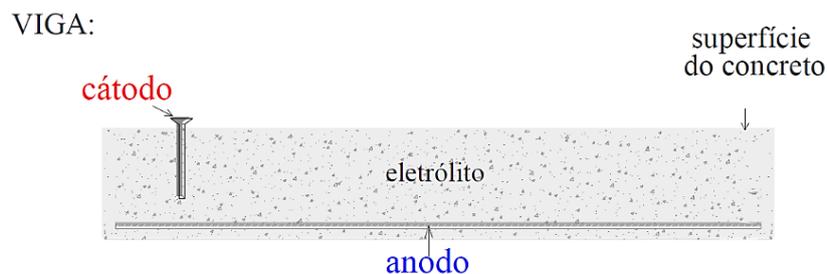


Figura 3-28 - Formação de pilha eletroquímica no interior da viga.

O procedimento de aceleração da corrosão foi induzido com utilização de quatro fontes de alimentação, sendo três fontes com tensão de 12 V e uma fonte com tensão de 30 V ligadas em série que permitiu fornecer corrente e tensão máxima de 1 A e 66 V respectivamente, uma vez que as vigas de maior resistência necessitaram de maior tensão, para atingir níveis consideráveis de corrente, do que as vigas de menor resistência. Logo foi observado que nas vigas de 32 MPa a aplicação de corrente foi maior em relação as vigas de 68 MPa para um mesmo nível de tensão.

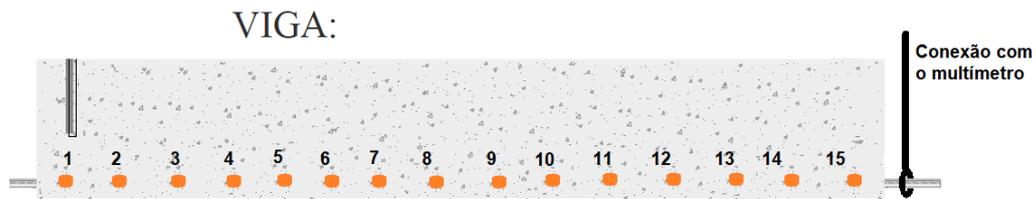
O tempo de ensaio de aceleração da corrosão foi fixado de acordo com o registro da leitura de potencial de corrosão, realizado pelo método que compreende o uso de um voltímetro de alta impedância de entrada ( $>20\text{ M}\Omega$ ) e resolução em nível de milivolt. O mesmo foi conectado a um eletrodo de referência de cobre que forneceu um potencial estável e reproduzível na medição. Para melhorar a condutividade entre o eletrodo de referência e o concreto, uma esponja umedecida com uma solução de sulfato de cobre foi colocada na superfície de contato entre eles (Figura 3.29).



**Figura 3-29 - Elementos utilizados para leitura de potencial : (a) multímetro; (b) eletrodo de referência; (c) sulfato de cobre; (d) água.**

O método utilizado para leitura de diferença de potencial segue o procedimento estabelecido pela ASTM C-876 (2015), e é necessário um contato elétrico do voltímetro com a armadura. Desse modo, em todas as leituras, um polo do voltímetro foi ligado ao eletrodo de referência e o outro à armadura.

De acordo com a faixa previamente determinada pela ASTM C-876 (2015), a leitura potencial obtida é negativa e relacionada à probabilidade de corrosão. Para cada estudo de caso, a média das leituras realizadas foi usada, ou seja, para cada viga foi feita uma média de 15 leituras de potencial de corrosão registradas em todo comprimento da viga na região onde se encontrava os fios, ilustrado na Figura 3.30. As leituras foram realizadas a cada 24 horas e, após 168 horas foi registrado uma ddp de  $-730\text{mV}$  para as vigas de 32 MPa e  $-510\text{mV}$  para as vigas de 68 MPa, ambas com fio com pré-tração de  $95\% f_{ptk}$ , como mostra a Figura 3.31. O tempo de 168 horas foi fixado como o tempo de ensaio de aceleração da corrosão para todas as vigas.



**Figura 3-30 - Posicionamento dos pontos de leituras e multímetro**



**Figura 3-31 - Execução do ensaio para determinação do potencial de corrosão com multímetro de alta impedância.**

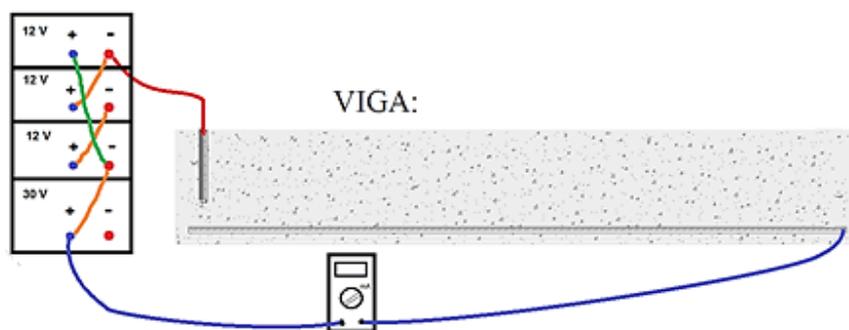
As vigas foram ligadas em paralelo às fontes de alimentação, para que duas vigas pudessem ser aplicada a corrosão simultaneamente. Durante todo processo de corrosão foram utilizados dois multímetros para registrar o valor da corrente para cada viga, como mostra a Figura 3.32. Uma vez que a diferença de potencial (ddp.) que ocorre entre o ânodo e o cátodo permite que a corrente circule, uma célula de corrosão eletroquímica pode ser formada.



**Figura 3-32 - Aplicação de corrente nas vigas sendo registrada pelos multímetros.**

O fio tensionado foi conectado ao terminal positivo da fonte de alimentação para atuar como ânodo. Uma chapa menos eletronegativa em relação ao fio, foi

introduzida no concreto, durante a concretagem, de modo a ser conectado ao terminal negativo da fonte de alimentação para atuar como cátodo, sendo o eletrodo onde ocorrerão as reações de redução de oxigênio na presença de umidade. A corrente elétrica (fluxo de elétrons) saiu das áreas anódicas para as catódicas, provocando a corrosão da região de caráter anódico. A Figura 3.33 mostra o esquema da ligação.



**Figura 3-33 - Esquema de ligação.**

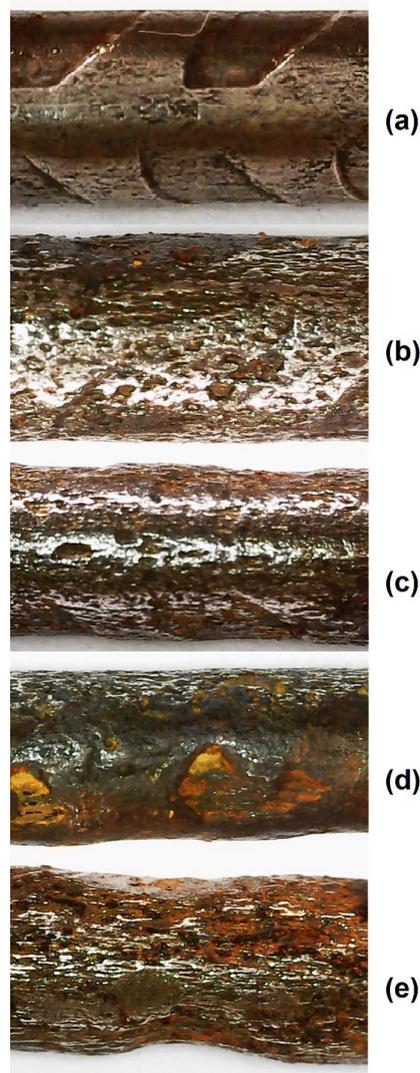
Após o processo de indução da corrosão, o sistema de alimentação foi desligado das vigas e, posteriormente, submetidas aos ensaios de flexão. Ao final dos ensaios o fio foi extraído do concreto com ajuda de um martelete (Figura 3.31). Foi constatada em toda extensão dos fios a presença de corrosão.



**Figura 3-34 – Processo de extração dos fios das viga**

Após a extração e remoção do concreto aderido, uma das barras de aço foi limpa conforme recomendada a ASTM G1-90 (1999), que constituiu na imersão dos fios de aço em uma solução de água e ácido clorídrico (HCl) por 15

minutos, na proporção 1:1 e 3,5 g/l de hexametilenotetramina (C6H12N4). Para a retirada final dos óxidos, foram realizadas lavagens com água corrente e escovação com cerdas plásticas. Após a lavagem, foram imersos em acetona [(CH3) 2CO] por 2 minutos para remover a água. Em seguida, as barras foram secadas com auxílio de um secador para finalizar o procedimento de limpeza. Na Figura 3.32 mostram-se os detalhes nos fios retirados das vigas com  $f_{cm}=32$  MPa, para os diferentes níveis de tensão aplicada nos fios, após a aplicação do procedimento supracitado. Observou-se que os fios com maior pré-tração aplicada apresentaram a superfície mais danificada devido o processo corrosivo.



**Figura 3-35 – Detalhes dos fios extraídos das vigas de  $f_{cm}=32$  MPa, após aplicar o procedimento de limpeza: (a) fios de referência; (b) fios com 0%  $f_{ptk}$ ; (c) fios com 50%  $f_{ptk}$ ; (d) fio com 70%  $f_{ptk}$ ; (e) fios com 95%  $f_{ptk}$ .**

### 3.9 Corrosão das armaduras sem presença do concreto

Antes da avaliação da corrosão em vigas foi realizado um estudo nos fios sem a presença de concretos. Os fios foram submetidos ao processo de corrosão com diferentes níveis de protensão.

O meio corrosivo utilizado nos ensaios foi água destilada deionizada e Cloreto de sódio (NaCl), obtida por deionizador localizado no Laboratório do LECIV/CCT/UENF. Para tornar a água uma solução salina foi adicionada sal de cozinha na mesma concentração de uma água do mar típica, para isso foi pesado previamente em balança analítica Shimadzu ATX224 com precisão de 0,1 mg, na proporção de 35 g de NaCl por litro de água potável (ISO – International Organization for Standardization, 1987). Para acelerar o processo de corrosão foi aplicada corrente no sistema, para que as reações de oxirredução ocorressem mais rapidamente (Figura 3.36).



**Figura 3-36 - Configuração experimental do ataque as armaduras tensionadas**

As amostras dos fios para os ensaios foram divididas em 3 grupos, A, B, e C, compostas por 3 réplicas para cada grupo. Para os fios do grupo A a tensão fornecida foi de 50% do limite de ruptura, a fim de levar em conta a redução da força de pré-esforço devido à fluência do concreto. Nos fios do grupo B a tensão aplicada foi de 70% do limite de ruptura, o que corresponde a um nível de tensão inicial padrão em estruturas de concreto protendido. Finalmente, para os fios do grupo C, o nível de tensão aplicada foi de 95% do limite de ruptura, a fim de levar em consideração possíveis aumentos de tensão de tração nas vigas devido a aumentos de carga não previstas no projeto. Além disso, fios de referência (sem tensão) foram sujeitos à mesma solução agressiva, a fim de investigar a

influência dos altos níveis de tensão no padrão da corrosão. A composição química, fornecido pelo fabricante, dos fios, é apresentada na Tabela 3.10. O Fósforo e o enxofre eram as únicas impurezas nos fios.

**Tabela 3.10 - Composição química do fio estudado.**

<b>Elementos</b>	<b>Carbono</b>	<b>Manganês</b>	<b>Silício</b>	<b>Fósforo</b>	<b>Enxofre</b>
Quantidade (%)	0,79	0,65	0,21	0,013	0,010

Os fios foram expostos a dois períodos no processo de corrosão na solução com aplicação de corrente. O primeiro período do processo de corrosão foi de 3 horas e o segundo período de 6 horas. Após a exposição foi medida a perda de massa e realizado o ensaio de tração direta até a ruptura e avaliação microestrutural das amostras.

### **3.9.1 Caracterização metalográfica dos fios**

Após o processo de corrosão aplicado nos fios pretendidos, procedeu-se à análise por microscopia eletrônica da superfície dos fios corroídos. Para este ensaio, uma amostra de cada corpo de prova foi usada. Inicialmente o fio foi cortado com a máquina de corte Secotom-50 da Struers, que corta amostras com precisão. Em seguida, algumas das amostras cortadas foram embutidas em uma máquina automática, da marca Arotec PRE40. Para o embutimento foi usada a resina Baquelita, de cor verde, da marca Arotec.

Após as amostras terem sido embutidas, foram lixadas e polidas para regularizar a seção do corte para facilitar a melhor observação na realização do ensaio de microscopia ótica. Essas etapas foram realizadas na máquina de polir semiautomática Tegramin-30, Struers, que permitiu a realização das etapas de lixamento e polimento das amostras.

Por fim, com as amostras preparadas, foi iniciada a caracterização metalográfica, através da microscopia ótica, confocal e eletrônica de varredura.

A microestrutura dos fios corroídos foi analisada com aumentos que variaram de 20 a 10000 vezes, verificando se houve presença de fissuras, sua morfologia,

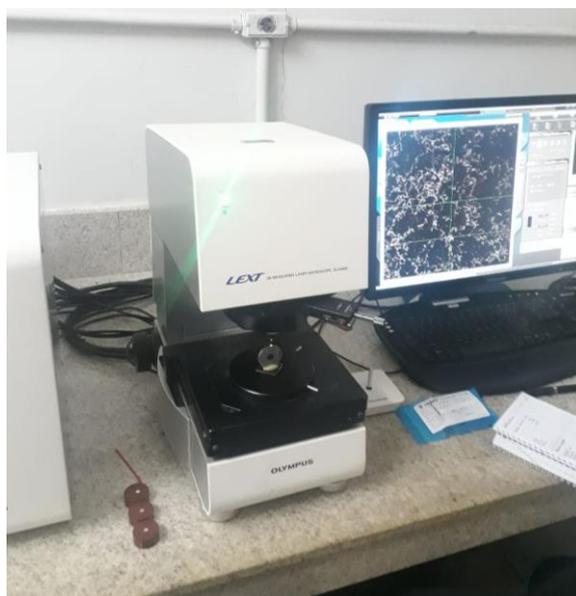
bem como os elementos presentes, através de microanálise química, utilizando uma microsonda (EDS).

### 3.9.1.1 Microscopia ótica

O microscópio óptico usado neste trabalho foi o Olympus BX51M, usado em conjunto com o software Stream Essentials para captura imagens. A amostra embutida é colocada no centro da mesa e escolhida uma lente que pode ser ampliada 50 vezes, 100 vezes, 200 vezes, 500 vezes e 1000 vezes para visualizar a imagem. Para a lente 500 vezes, o software usado permite determinar a fase existente com base na diferença tonal entre elas.

### 3.9.1.2 Microscopia confocal

O microscópio confocal utilizado neste trabalho é o Olympus Ols 4000, do LAMAV/CCT/UENF. Nesse microscópio, imagens digitais de alta resolução são formadas pela leitura da superfície ponto a ponto com um laser, que pode ser bidimensional e/ou tridimensional (ver Figura 3.37).



**Figura 3-37 - Equipamento da microscopia confocal Olympus Ols 4000**

A amostra é colocada no centro da mesa do microscópio e pode ser movida usando o joystick. O microscópio confocal possui um software próprio, responsável por capturar as imagens de acordo com a ampliação necessária. Como o fio apresenta superfície circular e o equipamento durante a varredura faz leitura dos níveis de profundidade, a análise foi feita a partir da seção do fio,

pois a curvatura do fio prejudicou uma boa visualização da leitura. A leitura pela seção do fio possibilitou observar a espessura da camada de óxido. Após a conclusão deste processo, a imagem da seção capturada foi gerada.

### **3.9.1.3 Microscopia eletrônica de varredura**

Neste trabalho foi utilizado o Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV) Shimadzu do tipo SSX-550. Ele usa feixes de elétrons em vez de fótons usados em microscópios ópticos tradicionais, o que pode resolver os problemas de resolução associados às fontes de luz branca. No MEV, consegue-se uma ampliação maior, que pode fornecer rapidamente informações sobre a morfologia e a identificação de elementos químicos em amostras sólidas.

A análise por raios X por dispersão de energia dispersa (EDS) foi realizada no microscópio eletrônico de varredura SUPERSCAN SS-550, da SHIMADZU, localizado nas dependências do LAMAV/UENF. (Figura 3.38).



**Figura 3-38 -Equipamento da Microscópio eletrônico de varredura.**

### **3.10 Determinação da taxa de corrosão**

O princípio de avaliação desta técnica é baseado na mudança (diminuição) da massa da amostra, medida antes e depois da exposição. O tempo de exposição é um parâmetro chave e deve ser controlado. Embora conceitualmente simples, o uso desse método requer cuidados especiais durante as fases de preparação, instalação, análise e interpretação. A norma NACE RP 0775 (2013) padroniza essas etapas e estabelece uma fórmula para calcular a taxa de corrosão, mostrada a seguir:

$$TC = 3,65 \times 10^5 \frac{\Delta M}{S \cdot t \cdot \rho} \quad (\text{mm/ano}) \quad \text{Eq. 3.4}$$

onde:

TC = taxa de corrosão (mm/ano)

$\Delta M$  = diferença de massa antes e após a exposição ao meio corrosivo (g);

S = área exposta da barra de aço (mm<sup>2</sup>);

t = tempo de exposição em dias;

$\rho$  = massa específica do aço (g/cm<sup>3</sup>).

A principal limitação desta técnica é que o ensaio apenas determina a taxa média de corrosão durante o tempo de exposição, não podendo fornecer se é uniforme ou variável ao longo do processo. Por esse motivo, técnicas complementares têm sido aplicadas, como sondas de resistência (NACE RP0775, 2005).

Para o caso em que o fio está imerso em toda a forma cilíndrica, a norma de referência recomenda o cálculo da área da superfície conforme mostrado na Equação 3.5. Para determinar o peso dos fios, uma balança de precisão semi-analítica foi usada, conforme mostrado na Figura 3.35.

$$S = 2\pi R^2 + 2\pi Rh \quad \text{Eq. 3.5}$$



**Figura 3-39 - Pesagem das barras de aço**

A Norma NACE-RP-0775 (2005) estabelece a classificação da corrosividade, como mostra a Tabela 3.11.

Tabela 3.11 - Classificação da corrosividade de acordo com a Norma NACE-RP-0775.

Corrosão uniforme (mm/ano)	Corrosividade
< 0,025	Baixa
0,025 a 0,120	Moderada
0,130 a 0,250	Alta
> 0,250	Severa

### 3.11 Realização dos ensaios à flexão das vigas

Conforme mencionado anteriormente, a fim de avaliar a influência da corrosão na aderência aço-concreto foi adotado o ensaio de flexão neste estudo. As vigas foram dimensionadas para que acontecesse a ruptura por flexão, de modo que não ocorresse a ruptura por cisalhamento. Foi então definido apenas armadura de protensão, composta por 2 fios com diâmetro de 5.0 mm para cada viga.

As capacidades de carga teóricas das vigas à flexão foram determinadas de acordo com as expressões da norma brasileira NBR 6118 (2014), considerando os coeficientes de segurança unitários e posteriormente comparados aos resultados experimentais, como estão apresentadas no Apêndice A.

Durante o ensaio, todas as vigas foram simplesmente apoiadas com uma seção transversal retangular de 150x300 mm e um comprimento total de 1500 mm com vão livre de 1400mm e apoios de primeiro gênero. As vigas foram submetidas a um carregamento monotonamente crescente concentrado no meio do vão. A Figura 3.40 mostra o esquema de cálculo, assim como o gráfico de momento fletor e cisalhamento e na Figura 3.41 mostra-se o esquema do ensaio.

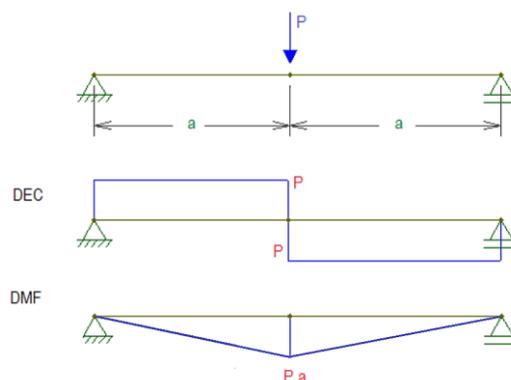
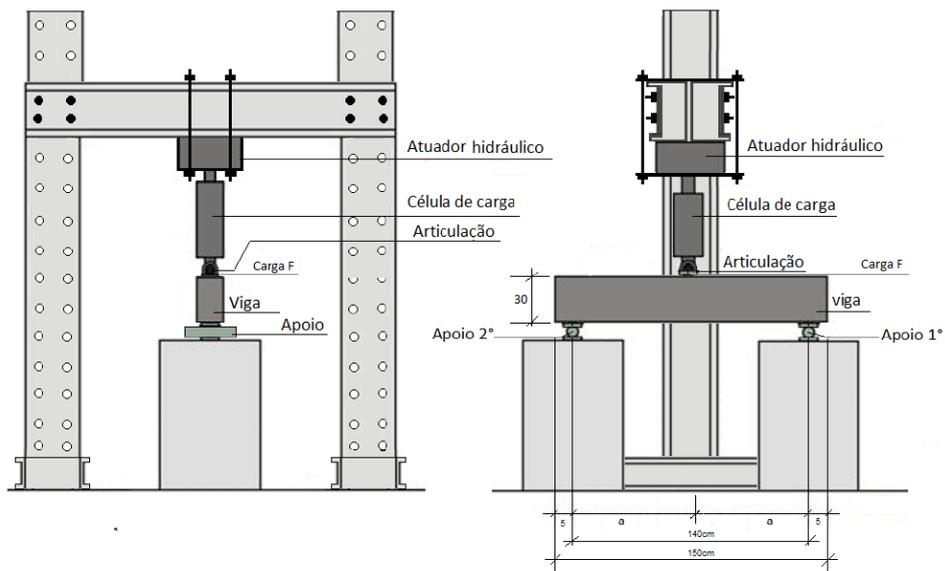


Figura 3-40 - Esquema do ensaio de flexão em 3 pontos e diagrama de esforços.



**Figura 3-41 - Esquema do ensaio, vista lateral e frontal.**

O ensaio foi realizado na laje de reação do Laboratório de Engenharia Civil da UENF (LECIV). A laje possui pontos para fixar elementos, um pórtico metálico e um atuador hidráulico modelo 244.41, conectada a célula de carga com capacidade de 500 kN da MTS®, que é controlada pela unidade hidráulica 505.90S da MTS (Figura 3.42) que registra a carga aplicada em tempo real, os ensaios foram realizados com deformação controlada, com velocidade de 1mm/min, com frequência de aquisição de 100 Hz. A Figura 3.43, mostra um ensaio sendo realizado.



**Figura 3-42 - Unidade hidráulica 505.90S da MTS.**



**Figura 3-43 - Ensaio de flexão das vigas estudadas.**

Durante os ensaios de flexão, utilizou-se a correlação de imagens digitais, uma técnica que não interfere na estrutura durante o ensaio, que avalia o comportamento das vigas durante o estágio de carregamento e o processo de fissuração.

## **Capítulo 4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO**

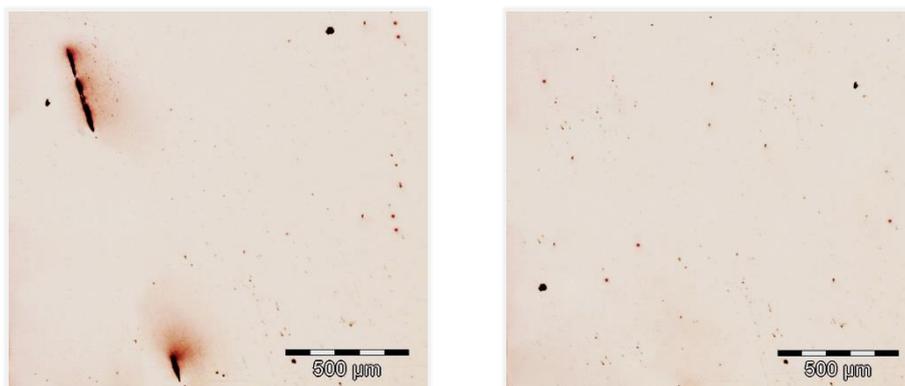
Este capítulo apresentará os resultados do programa experimental, fornecidos pelos ensaios. Na primeira parte são mostrados os ensaios realizados nos fios sem a presença do concreto, e na segunda parte são apresentados os resultados dos ensaios à flexão das vigas, assim como a avaliação da corrosão dos fios.

### **4.1 Análise dos fios de protensão sem a presença do concreto**

#### **4.1.1 Análise Microscopia Ótica e Eletrônica**

As superfícies das amostras de referência foram polidas para análise de suas superfícies onde foi observada a presença de inclusões. Estas foram avaliadas, visto que existem fortes indícios de que as inclusões interferem nas taxas de corrosão uniforme e/ou puntiforme. A forma das inclusões depende primordialmente dos processos de conformação que o material sofre, especialmente laminação e a extrusão. Nas micrografias mostradas na Figura 4.1, as inclusões podem ser facilmente identificadas como partículas irregulares e mais escuras que o metal base polido.

Após a preparação metalográfica das amostras, sem ataque químico, revelou a presença de muitas inclusões. Inclusões não-metálicas estão presentes com relativa frequência em ligas metálicas e, no caso do aço carbono, as inclusões de sulfeto de ferro e de sulfeto de manganês são bastante comuns. Presença de inclusões segregadas, podem resultar em diminuição de propriedades mecânicas do metal devido a sua natureza não plástica e à alta concentração de tensões localizadas, que aumenta a energia interna e acelera a cinética das reações (Roberge, 1999; Gentil, 2003; Mc Cafferty, 2010).



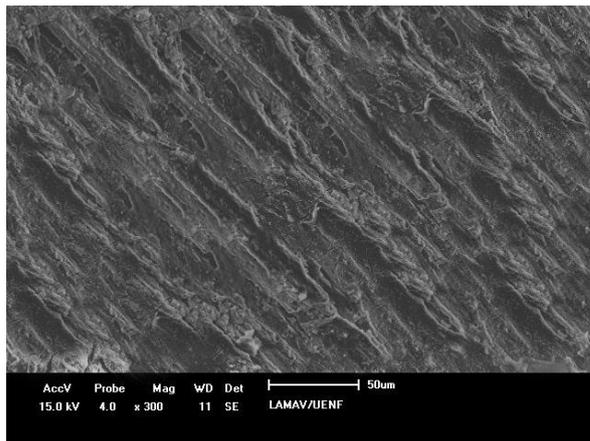
**Figura 4-1 - Aspecto microscópico após polimento da superfície das amostras. Aumento de 100 vezes**

As inclusões de sulfeto de ferro e as de sulfeto de manganês são catódicas em relação ao aço carbono, no ponto de vista de corrosão. Entretanto as inclusões de ferro são mais catódicas do que as de sulfeto de manganês e, portanto, podem ser mais prejudiciais ao aço-carbono do que as de sulfeto de manganês (Colpaert, 2008). Inclusões lenticulares ou alongadas são em geral de sulfeto de manganês e as inclusões de óxidos possuem o formato circular (Colpaert, 2008).

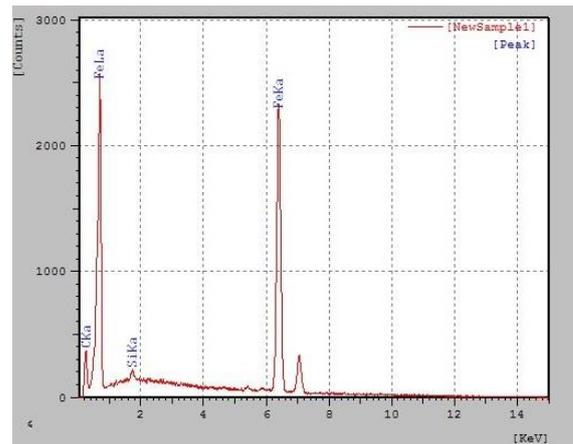
Após a observação microscópica nas amostras de referência, foi realizado o processo de corrosão, onde as amostras ficaram submetidas à solução salina com aplicação de corrente.

Uma hora após a exposição, ferrugem preta e vermelha apareceu na superfície do fio na interface entre a solução e o ar. E ao longo da aplicação de corrente apareceram produtos de corrosão ao longo da parte do fio submerso na solução.

Nas Figuras de 4.2 a 4.6 são mostrados os resultados da análise de composição química da amostra de referência e das amostras com presença de corrosão para o período de 3 horas submetidos ao fluido. Estas análises foram realizadas por Espectroscopia de Dispersão de Energia (EDS) de modo pontual com o auxílio do Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV). A análise radiográfica da corrosão mostrou que a composição dos produtos não dependia da pré tração aplicada no fio confirmando resultados encontrados por Vu *et al.* (2009).

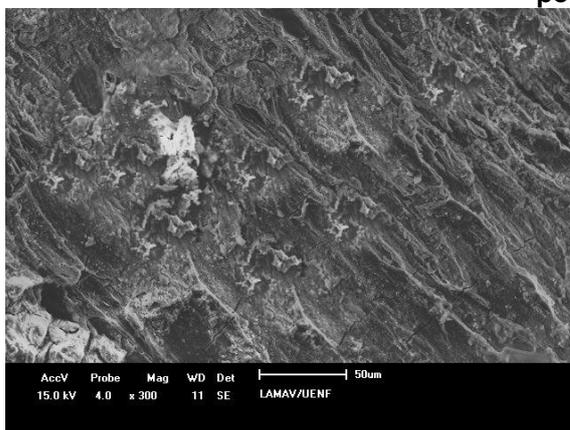


(a)

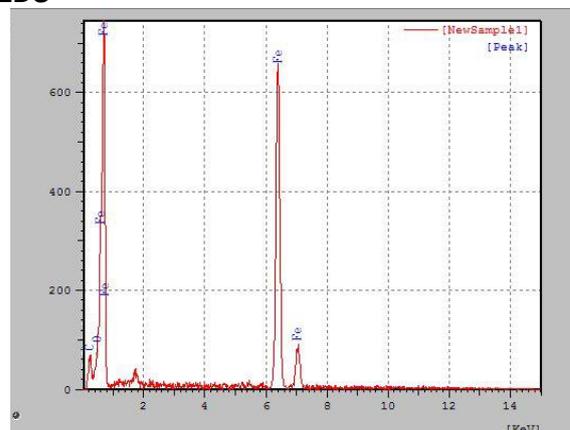


(b)

Figura 4-2 - Ensaio do fio de referencia: (a) micrografia do fio conforme recebido (b). Análise por EDS

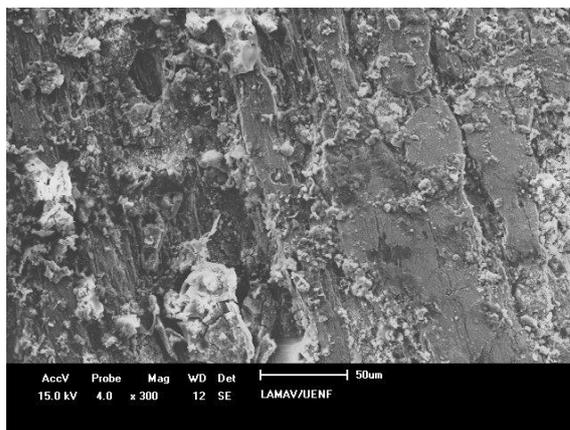


(a)

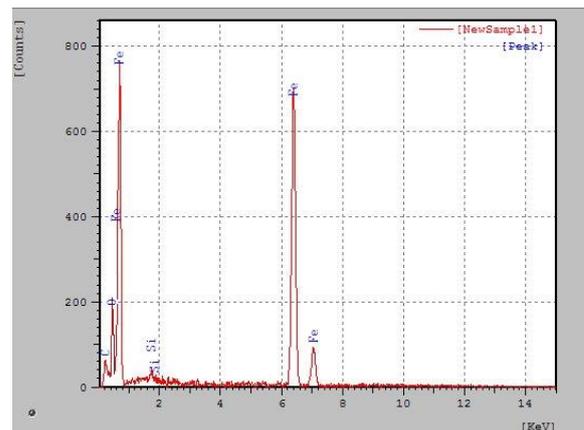


(b)

Figura 4-3 - Ensaio do fio de tensão aplicada de 50%  $f_{ptk}$ : (a) micrografia do fio (b). Análise por EDS



(a)



(b)

Figura 4-4 - Ensaio do fio de tensão aplicada de 70%  $f_{ptk}$ : (a) micrografia do fio (b). Análise por EDS

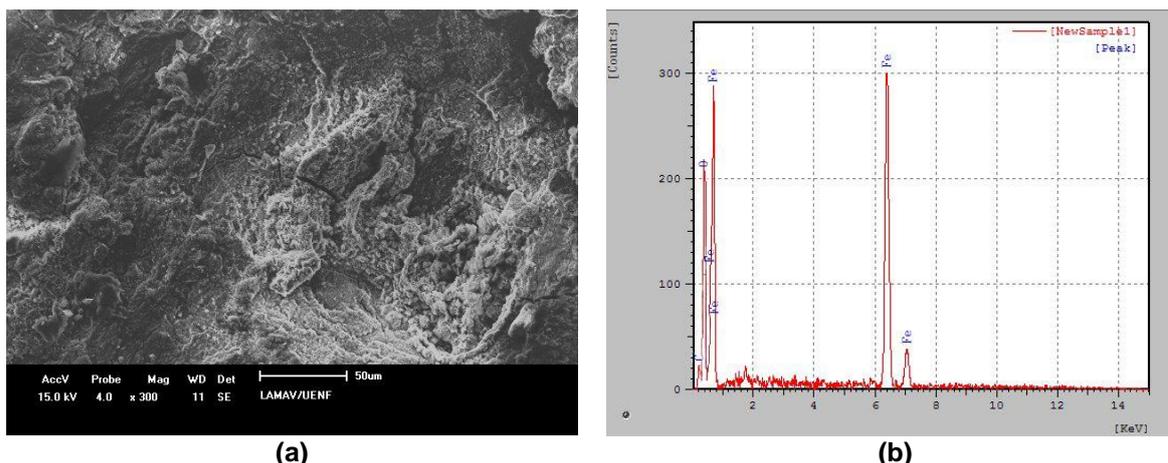


Figura 4-5 - Ensaio do fio de tensão aplicada de 95%  $f_{ptk}$ : (a) micrografia do fio (b). Análise por EDS

Na análise microscópica, observou-se a formação de produto de corrosão na superfície das amostras devido à presença de camadas contínuas, irregulares e porosas, característica morfológica do óxido de ferro e seus derivados. Isso indicou óxidos de ferro formados no aço analisado. Com a análise qualitativa por EDS detectou os principais elementos químicos dos produtos de corrosão, como Fe, C e O. Uma vez que o EDS apresenta a porcentagem relativa dos elementos, pois esta técnica semiquantitativa analisa apenas uma área microscópica da amostra. Portanto, sua análise é voltada à presença ou ausência de elementos nos produtos de corrosão observados.

#### 4.1.2 Resultados e análise da taxa de corrosão

Um dos fatores utilizados para avaliar a resistência à tração por corrosão sob tensão é a porcentagem de massa perdida pelo fio devido à corrosão. Foram utilizadas 3 amostras para cada situação de fio expostas ao processo de corrosão e analisadas após submetidas ao fluido de corrosão, para avaliar sua perda de massa. A resistência do processo de corrosão é expressa pelo cálculo da taxa de corrosão, utilizando as fórmulas da ASTM G1-72 e NACE RP 0775/2013.

A Tabela 4.1 apresenta a taxa de corrosão obtida pelas duas normas avaliadas. Verificou-se que o valor médio da taxa de corrosão (T) calculado pelas normas ASTM G1-72 e NACE RP 0775/2013 apresentam pouca diferença, mostrando a similaridade dos métodos. De acordo com a classificação da norma NACE RP 0775/2013, apenas a taxa de corrosão uniforme (T) para o aço com 0% de  $f_{ptk}$  aplicado ficou entre de 0,130 a 0,25 mm/ano, e a corrosão foi

classificada como alta. Para os demais fios a corrosão foi classificada como severa.

**Tabela 4.1 - Avaliação da taxa de corrosão por diferentes normas.**

<b>Aço protendido</b>	<b>Tempo de ataque (h)</b>	<b>Perda de massa média (%)</b>	<b>T<sub>ASTM G1-72</sub> média (mm/ano)</b>	<b>T<sub>NACE RP 0775</sub> média (mm/ano)</b>
<b>0% f<sub>ptk</sub></b>	3	1,02	0,175	0,180
	6	1,76	0,153	0,153
<b>50% f<sub>ptk</sub></b>	3	1,51	0,266	0,267
	6	3,60	0,310	0,320
<b>70% f<sub>ptk</sub></b>	3	2,45	0,432	0,433
	6	6,47	0,570	0,572
<b>95% f<sub>ptk</sub></b>	3	3,92	0,694	0,696
	6	7,50	0,663	0,670

A perda de massa (%) foi obtida pela relação entre a massa final obtida após a aplicação da corrosão para cada caso estudado e a massa inicial. Verificou-se que o fio com tensão de 95%<sub>f<sub>ptk</sub></sub>, aplicada, apresentou maior taxa e corrosão. Foi observado uma perda de massa significativa com relação aos demais fios, para o mesmo tempo e intensidade de aplicação de corrente.

Para verificar a influência das diferentes tensões aplicadas no fio na perda de massa, para diferentes períodos de ataque, foi realizada análise de variância usando nível de significância de 5%. A Tabela 4.2 mostra a análise de variância realizada nos resultados de perda de massa obtidos nos diferentes períodos.

**Tabela 4.2 - Análise de variância realizada para os resultados da perda de massa obtidos.**

<b>Fonte da variação</b>	<b>Análise de Variância</b>					
	<b>SQ</b>	<b>gl</b>	<b>MQ</b>	<b>F</b>	<b>valor-P</b>	<b>F crítico</b>
Período de ataque	34,56603	4	8,6415	11,6202	0,000431	3,2591
Pré tensão aplicada	62,73152	3	20,9105	28,1182	1,03E-05	3,4903

O resultado da análise de variância mostra que o tempo de ataque e a pré-tensão aplicada no fio, possuem valores significativos na perda de massa quando analisada suas interações, onde F calculado é maior que F crítico. A fonte de variação pré tensão aplicada apresentou o F calculado bem maior que o crítico. Este fato se justifica, pois de acordo com Wang *et al* (2014), apesar da

taxa de propagação da corrosão sob tensão ser muito vagarosa no início, mas após a fratura formada o mecanismo propagação é rápido.

#### 4.1.3 Análise da redução do diâmetro do fio e ensaios de tração direta

Após o processo de limpeza das barras, foram medidas a seção transversal dos fios, que ficaram no período de 3 horas no processo de corrosão, foi utilizado um paquímetro, como mostra a Figura 4.6.



Figura 4-6 – Processo de medição do diâmetro dos fios corroídos ao longo do seu comprimento

A variação das medições do diâmetro do fio após a corrosão para diferentes níveis de tensão é apresentada na Figura 4.7. Foi constatado que as menores medições dos diâmetros foram localizadas na região do fio que estava mais próxima da região catódica, além disso observou que os fios com maior força de pré tração aplicada obtiveram maior redução do diâmetro.

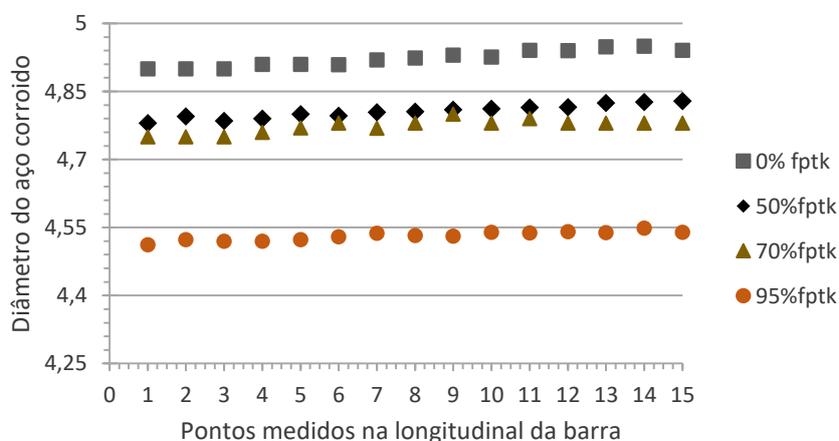
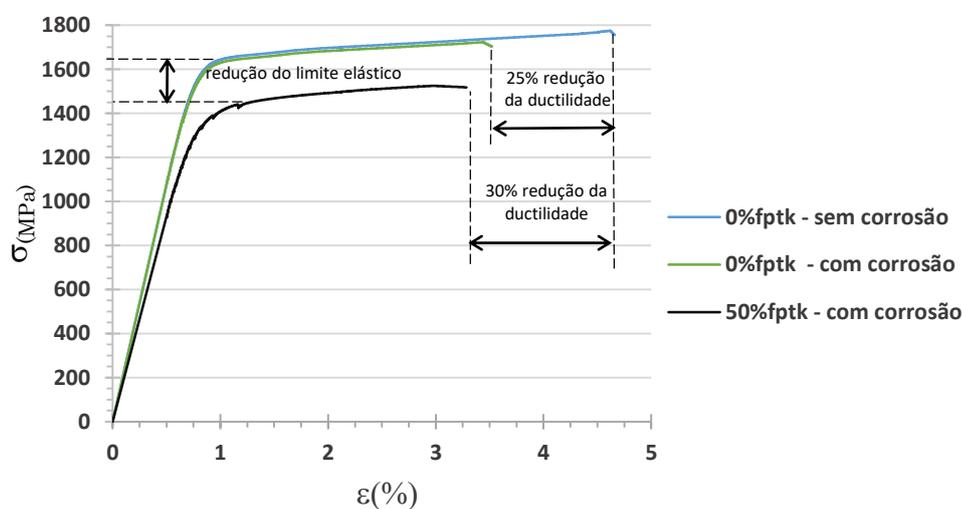


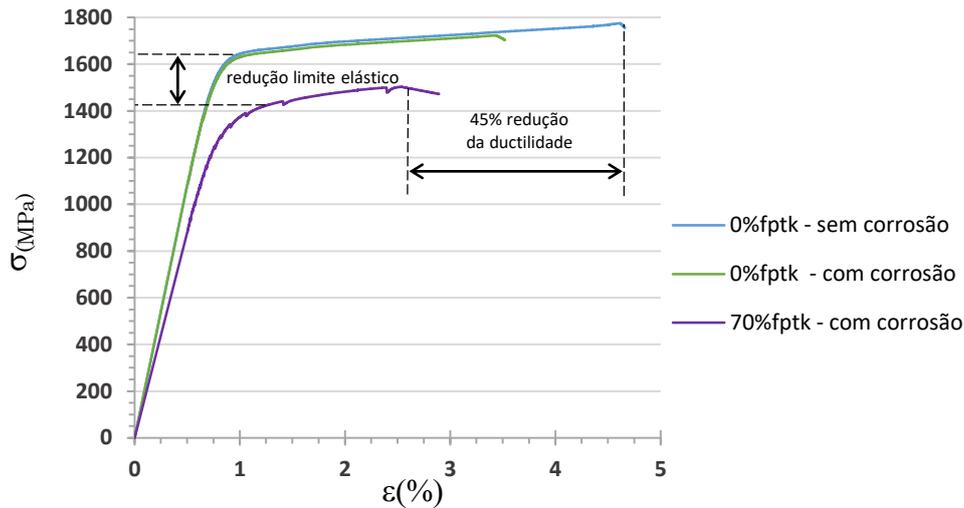
Figura 4-7 - Diâmetro do aço de 5.0 mm para as quatro amostras, após processo de corrosão acelerado.

Foram realizados os ensaios de tração direta nos fios após o processo de corrosão, com o objetivo de avaliar seu comportamento, assim como determinar a capacidade última dos fios corroídos. As Figuras 4.8 a 4.10, mostram as curvas de tensão *versus* deformação, observou-se que a corrosão levou a uma perda acentuada da capacidade máxima dos fios corroídos. Também foi observada uma redução no limite elástico e na deformação última do fio tensionado corroído. O efeito da corrosão já foi observado em barras de aço passivas por (Cairns 2005; Castel, 2000).

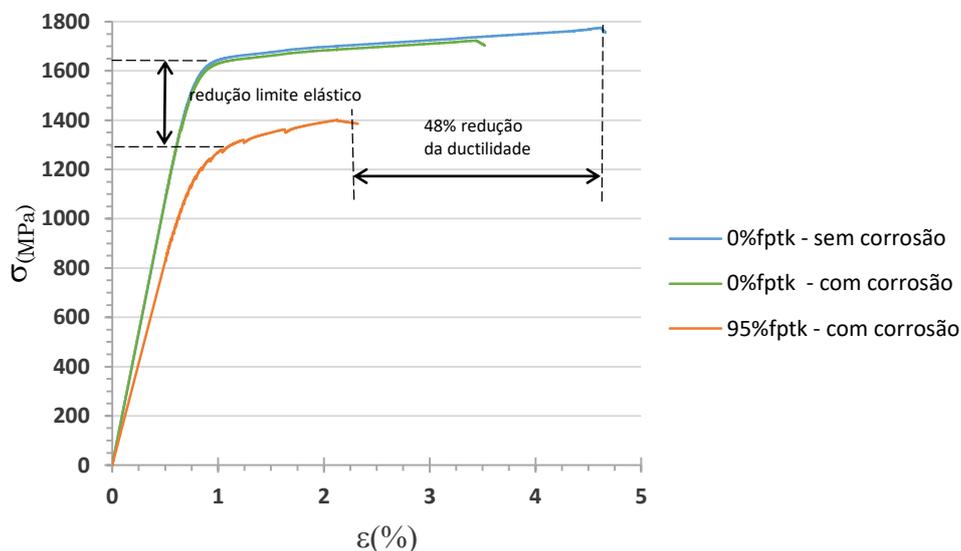
A ductilidade do fio é definida como sua capacidade de sofrer grandes deformações antes da ruptura. Para o fio corroído sem tensão (0%  $f_{ptk}$ ) apenas a perda de ductilidade foi observada, assim como encontrado nos estudos realizados por Li et al (2011), Vu et al (2009), e Castel et al (2000), sobre corrosão sob tensão. Os fios 50% $f_{ptk}$ , 70% $f_{ptk}$  e 95% $f_{ptk}$  a ductilidade reduziu 30%, 45% e 48% respectivamente em relação ao fio sem tensão e sem corrosão, enquanto o fio de 0%  $f_{ptk}$  com presença de corrosão mostrou uma redução de 25% da ductilidade.



**Figura 4-8 - Influência do nível de tensão aplicada no aço no seu comportamento mecânico após corrosão acelerada, para os fios de 50% $f_{ptk}$ .**



**Figura 4-9 - Influência do nível de tensão aplicada no aço no seu comportamento mecânico após corrosão acelerada, para os fios de 70% $f_{ptk}$ .**

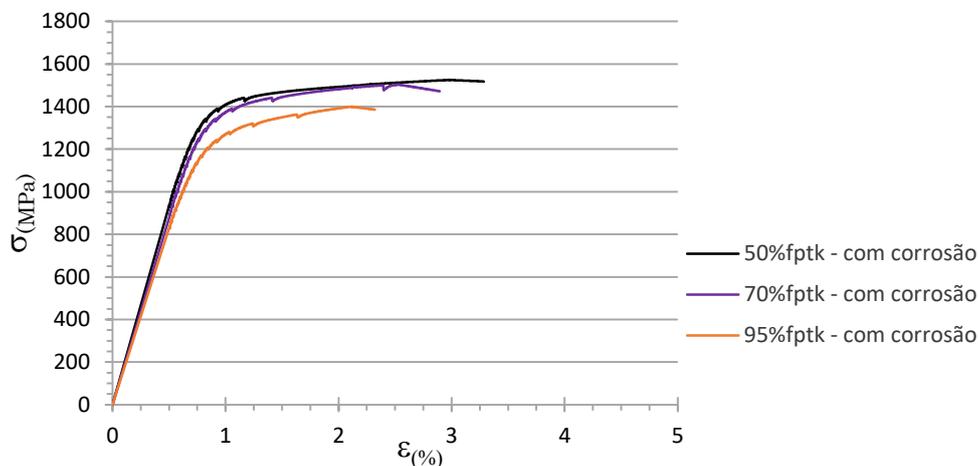


**Figura 4-10 - Influência do nível de tensão aplicada no aço no seu comportamento mecânico após corrosão acelerada, para os fios de 95% $f_{ptk}$ .**

A partir da análise de tensões direta dos fios, observou-se a influência do nível de tensão no comportamento mecânico do fio, caracterizado principalmente por uma diminuição na tensão de escoamento e uma diminuição no módulo de elasticidade, assim como deformação última.

A Figura 4.11 mostra uma comparação entre os fios tensionados e corroídos, onde o resultado indica a influência direta da pré tração aplicada com da taxa de corrosão em relação a resistência última dos fios. Esses resultados mostram que, o aumento da tensão local devido à perda de seção transversal não modifica a tensão média em todo o comprimento do fio corroborando com os resultados encontrados por Vu *et al* (2009). Mas, a corrosão leva a uma

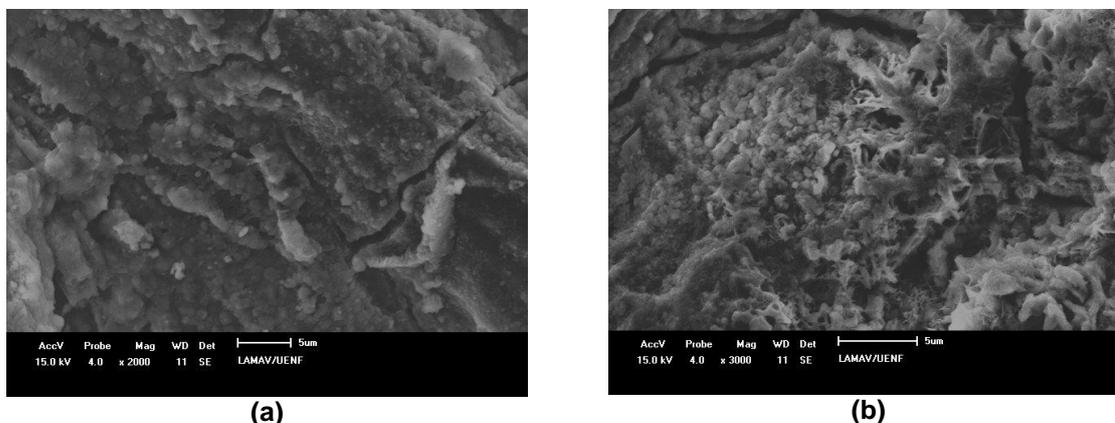
redução na carga máxima (devido à redução da seção transversal) e na tensão máxima (redução da ductilidade) do fio corroído. Esse efeito da corrosão também foi observado por Li *et al* (2011), Vu *et al* (2009), Cairns *et al* (2005), Castel *et al* (2002) e Castel *et al* (2000).



**Figura 4-11 - Influência do nível de tensão aplicada no aço no seu comportamento mecânico após corrosão acelerada.**

De acordo com os resultados experimentais, esses danos no fio causaram uma perda de cerca de 14,6%, 18,4% e 20,5% do módulo elástico local e uma perda de 30%, 37%, e 49% da ductilidade dos fios com a aplicação de 50, 70 e 95% da tensão de escoamento do fio protendido, respectivamente

A partir da análise microscópica realizada nas amostras corroídas, mostrada na Figura 4.12 observou-se que haviam muitos micros vazios e microfissuras, podendo levar provavelmente à falha devido à coalescência de micro vazios junto as microfissuras, levando a concentração de tensão próximo as regiões fissuradas.



**Figura 4-12 – Detalhes da microscopia do fio com 95% $f_{ptk}$ : (a) microfissura na superfície do fio. (aumento de 2000 vezes); (b) presença de micro vazios, (aumento de 3000 vezes).**

As microfissuras e os micro vazios podem ser considerados danos do fio e podem explicar a perda do módulo elástico e limite elástico dos fios apresentados anteriormente nas Figuras 4.8 a 4.10.

## 4.2 Análise das vigas corroídas

### 4.2.1 Resultado do potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) nas vigas analisadas

No processo acelerado de indução de corrosão nas vigas através de aplicação da corrente, foi feito o monitoramento durante 168 horas do potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ), para os fios embutidos em todas vigas. O tempo escolhido foi definido a partir dos resultados encontrados pela diferença de potencial que as vigas estavam registrando. Os resultados são mostrados nas Figuras 4.13 e 4.14.

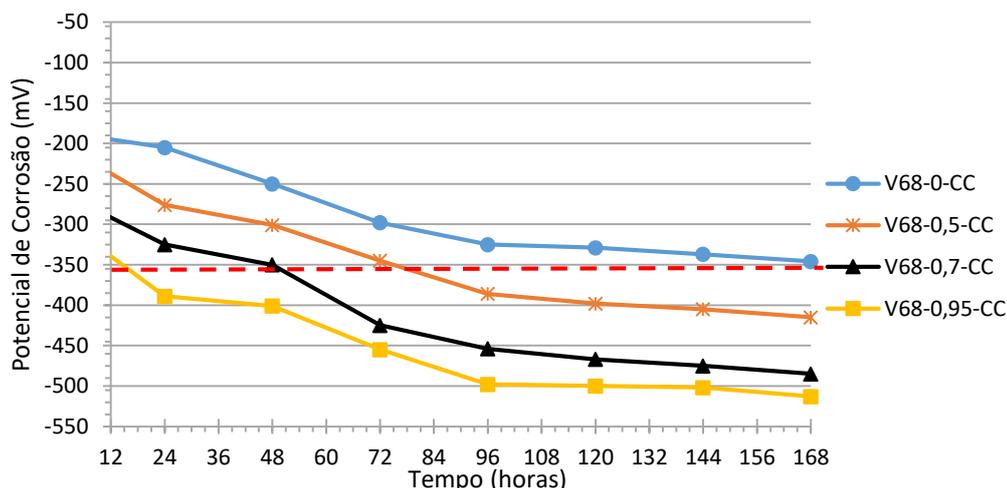


Figura 4-13 - Evolução do potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) durante o tempo de aplicação da corrente para as vigas com resistência de 68 MPa.

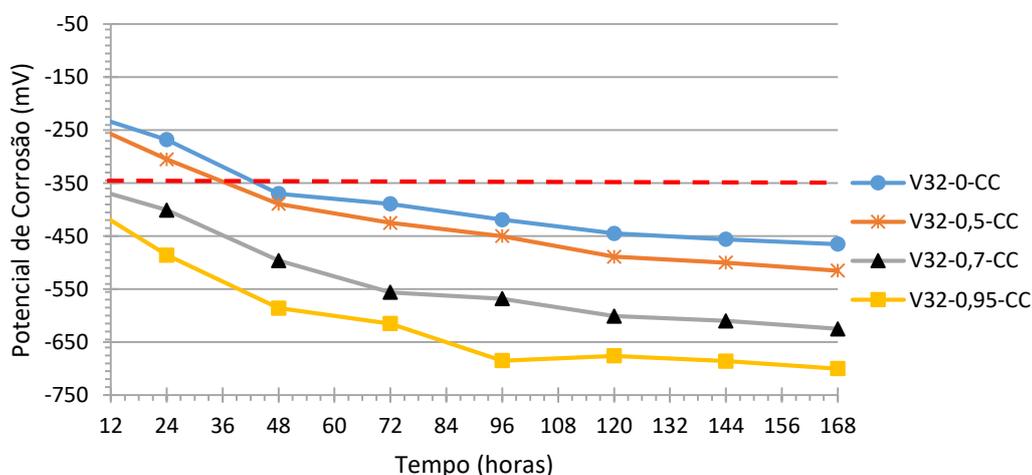


Figura 4-14 - Evolução do potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) durante o tempo de aplicação da corrente para as vigas com resistência de 32 MPa.

Conforme foi realizando o monitoramento do potencial de corrosão, observou-se um comportamento diferenciado para as diferentes vigas, quando se refere ao período de iniciação do processo de corrosão. Os valores dos potenciais de corrosão, para todas as vigas antes da aplicação da corrente, variou de -190 mV a -355 mV e observou-se que a viga V32-0,95-CC já apresentava uma probabilidade de corrosão ativa ocorrendo, de acordo com ASTM C876 (2015), antes da aplicação de corrente. À medida que permaneceu a aplicação da corrente ao longo das 168 horas (7 dias), houve uma tendência do  $E_{corr}$  assumir valores ainda mais negativos, uma vez que tinha presença de cloreto no concreto funcionando como ponte salina no processo corrosivo.

Todas as vigas V32 apresentaram probabilidade de corrosão ativa após 48 horas de aplicação de corrente de acordo com o critério da ASTM C876 (2015). Em especial a viga V32-0,7-CC apresentou probabilidade de corrosão ativa após 24 hor.

Diferente das vigas V32, as vigas V68, tiveram um período maior para apresentar processo corrosivo. Os fios na viga V68-0-CC registraram 90% de probabilidade de estar ocorrendo corrosão após 144 horas, diferente dos fios da viga de V32-0-CC, que apresentaram um período mais curto, com diferença de 72 horas, deste modo atingindo o estado de corrosão ativa pelo critério da ASTM C876 (2015). Observa-se que os fios das vigas V68-0,5-CC e V68-0,7-CC, só apresentaram probabilidade de corrosão ativa após 96 e 72 horas, respectivamente e os fios da viga V68-0,95-CC após 48 horas apresentou  $E_{corr}$  de -386 mV.

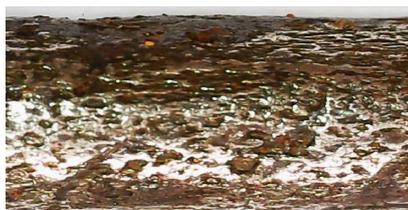
Esse resultado confirma resultados encontrado por Meira (2017) em que o deslocamento das moléculas precursoras do processo corrosivo no interior do concreto foi mais contundente para as misturas com menor consumo de cimento, devido à microestrutura menos densa e compacta. Enquanto para concreto com maior consumo de cimento a porosidade do concreto diminui, e com isso a velocidade de transporte através dele é reduzido, além de maior capacidade fixar os cloretos livres. Os resultados corroboram com os encontrados por Dotto (2006), que por meios de dados experimentais, estabeleceu uma relação entre o coeficiente de difusão efetiva do oxigênio, a porosidade da pasta de cimento e

a umidade relativa do ar. Ficou demonstrado que o movimento das moléculas do oxigênio na pasta de cimento, depende da porosidade capilar da mesma e da umidade relativa do ar. Foi mostrado também que a redução da porosidade capilar proporcionada pelas baixas relações a/c influencia no coeficiente de difusão do oxigênio dissolvido. De acordo com Torres (2006), maiores relações água/cimento apresentam sinais de corrosão em menores tempos que as menores relações a/c.

Ao final das 168 horas de aplicação da corrente as vigas foram ensaiadas a flexão e em seguida, foram retirados os fios para a quantificação e análise da corrosão.

#### **4.2.2 Produtos de corrosão**

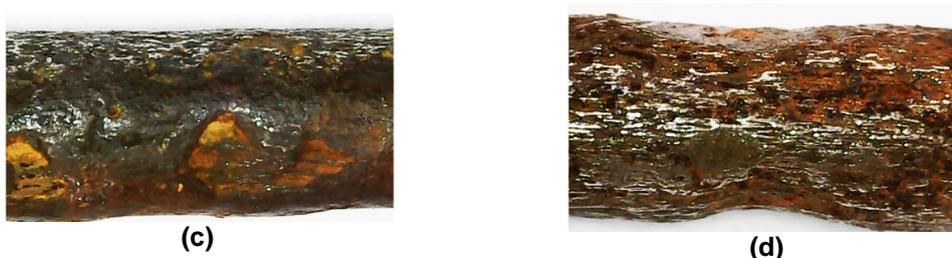
Como mencionado acima, após a realização dos ensaios de flexão, das vigas, os fios foram extraídos das vigas para uma inspeção visual, registrando através de fotos digitais, o estado físico dos fios, com a ratificação do processo de corrosão. Avaliou-se o estado da superfície exposta da barra devido a ação dos íons cloretos adicionados à água de amassamento e aplicação da corrente para acelerar o processo de corrosão. Dentre as várias imagens obtidas, procurou-se colocar no trabalho aquelas que representassem um fio com corrosão acentuada. Portanto a Figura 4.15 mostram imagens de um fio das vigas V32-0-CC, V32-0,5-CC, V32-0,7-CC e V32-0,95CC, sendo a imagem pertencente a esta última a de maior processo de corrosão do que as outras analisadas neste estudo. Observou-se a presença de corrosão sobre a superfície dos fios, com crescimento dos óxidos de forma regular, estando aderidos, juntamente em alguns casos, com o concreto, sendo esse fato verificado posteriormente, quando realizada a limpeza dos fios para a determinação da perda de massa gravimétrica.



(a)



(b)



**Figura 4-15 – Imagens dos fios corroídos extraídos das vigas de 32 MPa, aumento de 10 vezes. (a) V32-0-CC; (b) V32-0,5-CC; (c) V32-0,7-CC e; (d) V32-0,95-CC**

Quanto à intensidade de deterioração, verificou-se, a partir de uma inspeção visual, que os fios da viga V32-0,95-CC apresentaram uma corrosão acentuada, facilmente constatada pelas depressões rasas e externas, após a limpeza, caracterizando com isso a perda de seção, contrastando com os fios da V32-0-CC que apresentaram pouca corrosão, quando comparado aos demais.

Nota-se que a forma do ataque predominante da corrosão inicia com alvéolos e à medida que o processo avança inicia uma corrosão generalizada. Os pontos de corrosão estavam distribuídos de modo disperso na superfície exposta dos fios. Quando a corrosão foi muito severa, localizou-se numa região preferencial, o que favoreceu o crescimento de pequenos pontos iniciais, formando regiões intensamente corroídas, com profundidade geralmente menor que o seu diâmetro. Como mostrou a Figura 4.15 (c), os fios da viga V32-0,95-CC com a corrosão mais avançada, apresentaram a superfície totalmente irregular, enquanto as vigas V32-0-CC e V32-0,5-CC foi observado pites de corrosão em toda a superfície do aço, levando a concluir que o processo corrosivo inicia com pites na superfície dos fios. Também foi observada regiões com óxido preto juntamente com óxido marrom, geralmente, este último cobrindo o primeiro que são os produtos gerados pela corrosão que estavam bem aderidos.

Quanto a textura, verificou-se um aspecto bem rugoso para os fios mais corroídos e um aspecto liso para os fios em que a corrosão foi menor, porém com pequenos orifícios (pites). A coloração dos óxidos formados pela corrosão foi na sua maioria marrom avermelhada (cor típica da ferrugem), apresentando, algumas vezes, cor marrom amarelada.

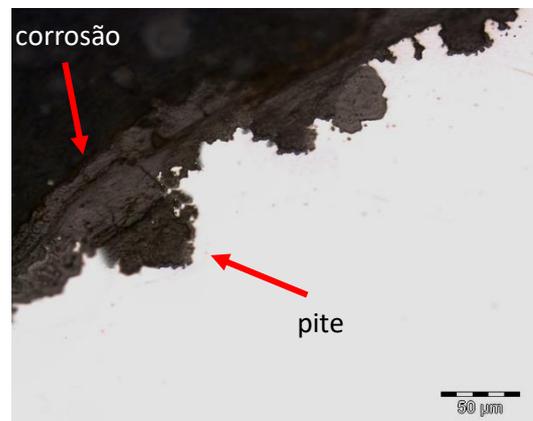
Nota-se que a resistência à compressão do concreto das vigas influenciou o avanço do processo corrosivo dos fios. Pois a resistência à compressão

relaciona-se de forma inversa com a relação água/aglomerante que por sua vez, governa a porosidade capilar da matriz e interfaces. Sendo assim influenciou no deslocamento de oxigênio, comandando assim a velocidade da chegada dos mesmos até as proximidades da barra e conseqüentemente, também influenciando nos valores das correntes estimadas para o final do período de avaliação. Logo, foi constatado através da análise visual, que os fios das vigas de maior resistência à compressão (68 MPa) foram menos degradadas em relação as vigas que apresentaram resistência de 32 MPa, ratificando os resultados encontrados na análise do potencial de corrosão. Isso é justificado pelo fato da viga de maior resistência apresentarem menor relação água/aglomerante. Além disso foi observado que os fios com protensão aplicada apresentaram maior oxidação.

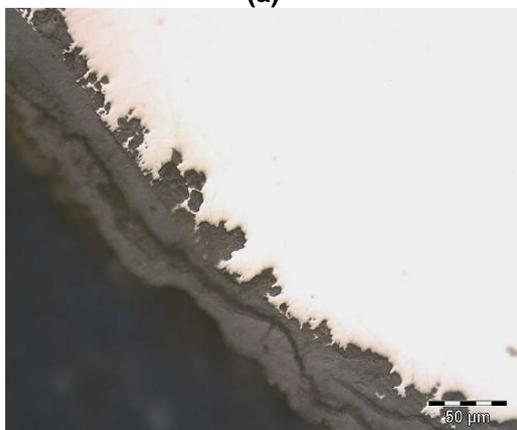
Outra inspeção realizada foi da seção transversal do fio corroído, através do microscópio óptico, conforme as Figuras 4.16 e 4.17, onde foi identificada uma região mais escura, correspondente ao baquelite de embutimento do aço, e outra, mais clara correspondente ao fio íntegro.



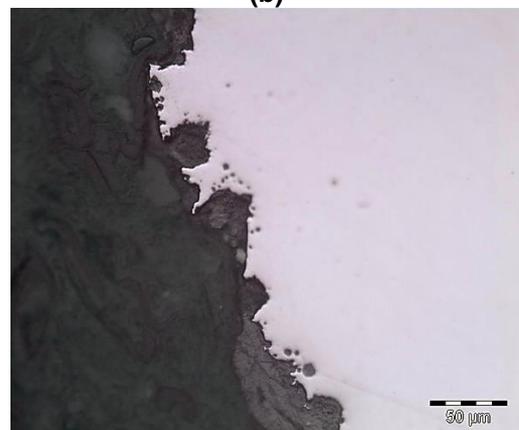
(a)



(b)

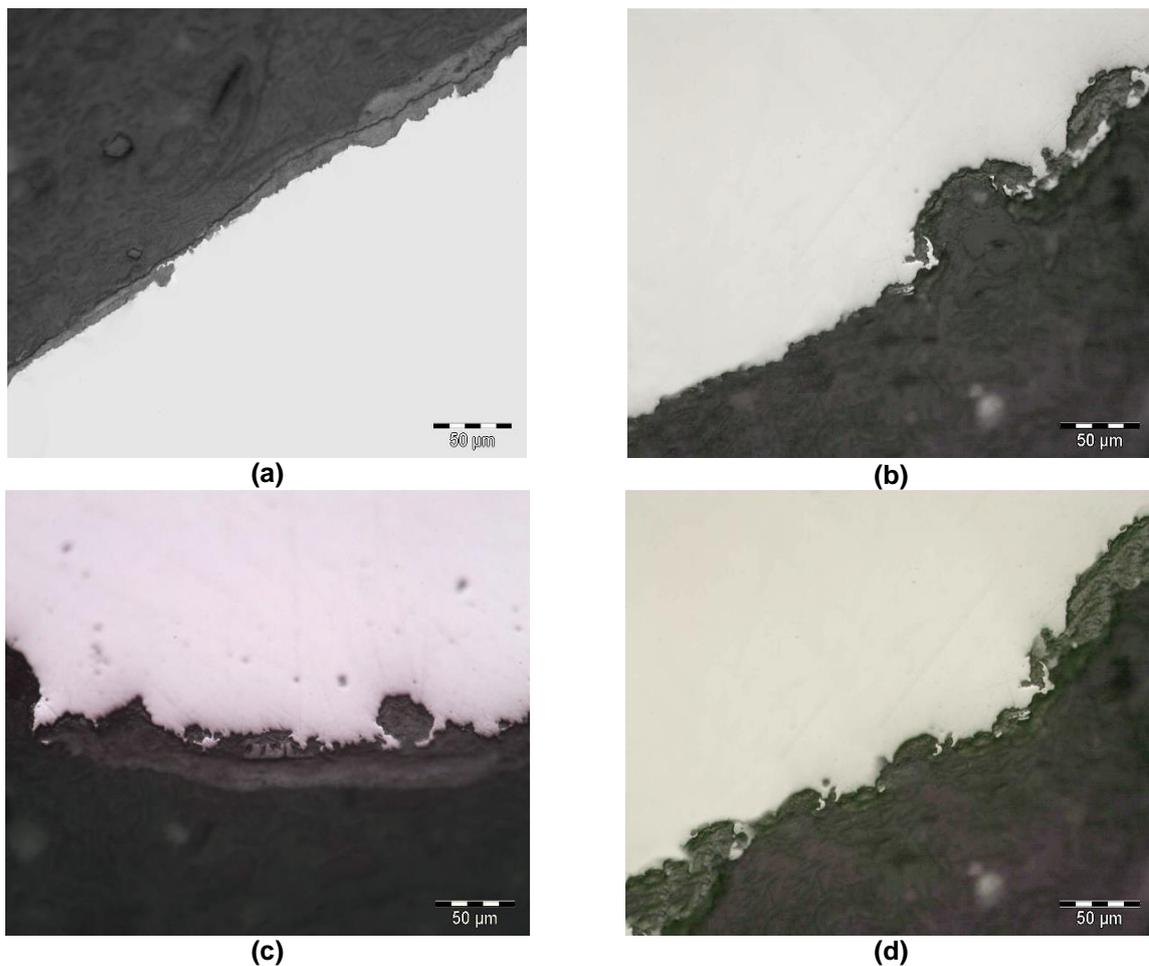


(c)



(d)

**Figura 4-16 - Aspecto da seção transversal do fio corroído, aumento de 400 vezes. (a) V32-0-CC; (b) V32-0,5-CC; (c) V32-0,7-CC e (d) V32-0,95-CC**



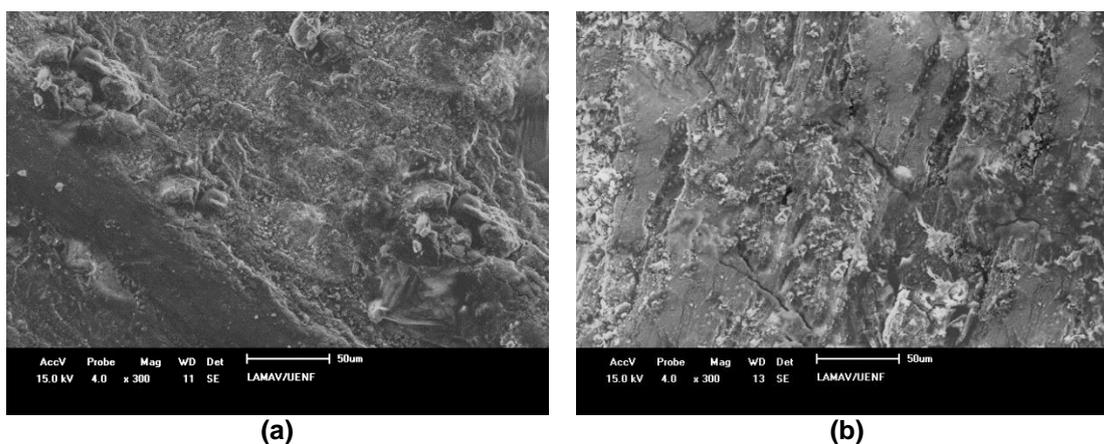
**Figura 4-17 - Aspecto da seção transversal do fio corroído, aumento de 400 vezes. (a) V68-0-CC; (b) V68-0,5-CC; (c) V68-0,7-CC e (d) V68-0,95-CC**

No centro das Figuras 4.16 e 4.17, entre o baquelite e o aço, identifica-se uma região com características de corrosão sobre o aço, nota-se uma camada espessa nas Figuras 4.16 (a), (b) e (c) e a Figura 4.17 (c). Nessa análise feita pela observação no microscópio em todo perímetro circular do fio, existiram saliências e reentrâncias, caracterizando os óxidos formados. Além disso a superfície do fio da viga V32-0,5-CC apresentou nitidamente pequenas cavidades caracterizando ocorrência de pites, enquanto as demais apresentaram orifícios com profundidade menores do que o diâmetro. Entretanto observa-se no fio da viga V32-0,7-CC e da viga V32-0,95-CC perda da camada superficial reduzindo assim a seção transversal.

### 4.2.3 Microscopia eletrônica de varredura dos fios

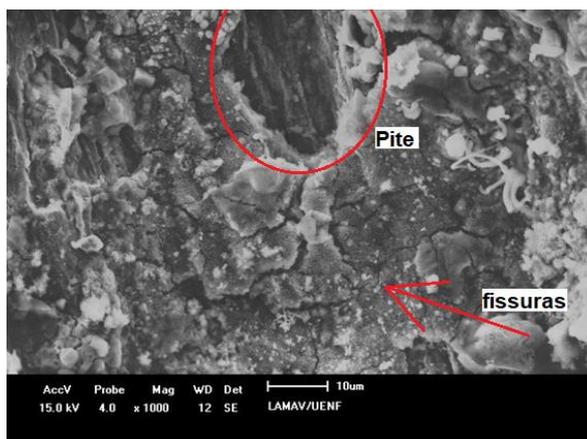
Partindo para análise no MEV, optou-se por analisar apenas os fios das vigas V32-0-CC, V32-0,5, V32-0,7-CC, V32-0,95-CC, onde o fenômeno corrosivo foi mais acentuado. As amostras para esse ensaio foram cortadas a partir dos fios retirados das vigas e tinham em torno de 1 cm<sup>3</sup>.

A Figura 4.18 apresenta a micrografia dos fios da viga V32-0-CC e da viga V32-0,5-CC. Observa-se em ambas superfícies a presença de regiões claras e porosas, os fios da viga V32-0,5-CC apresentaram a maior porosidade (Figura 4.18 (b)), provavelmente referente a uma concentração maior do produto de corrosão que aparece na superfície metálica. De acordo com Suda *et al* (1993) o produto de corrosão se arranja ordenadamente na forma de camadas sobrepostas. Também se nota presença de fissuras na superfície da armadura referente a viga V32-0,5-CC, consequência da tensão que o fio estava submetido durante o processo de corrosão.



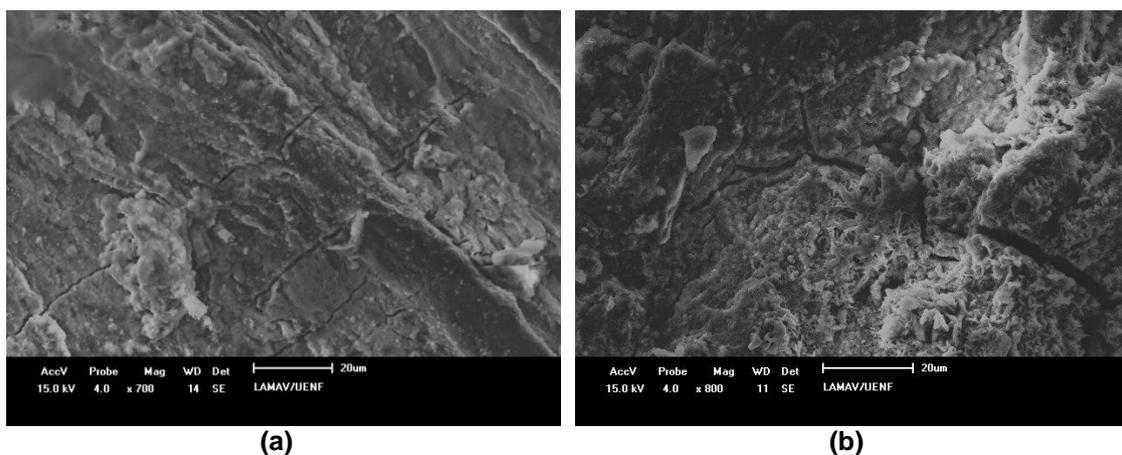
**Figura 4-18 - Micrografia da superfície do aço corroído. (a) aço da V32-0-CC (b) aço referente a V32-0,5-CC, aumento de 300 vezes**

Ainda analisando o aço da viga V32-0,5-CC, na Figura 4.19 observa-se o grau de transformação que sofre a superfície do aço com o aumento da corrosão, uma superfície mais irregular, desuniforme e de textura rugosa. Apresentado claramente a influência da contaminação dos íons cloreto na superfície da armadura, onde é possível visualizar a formação provável de pite de corrosão.



**Figura 4-19 - Micrografia da superfície do aço referente a V32-0,5-CC, aumento de 1000 vezes**

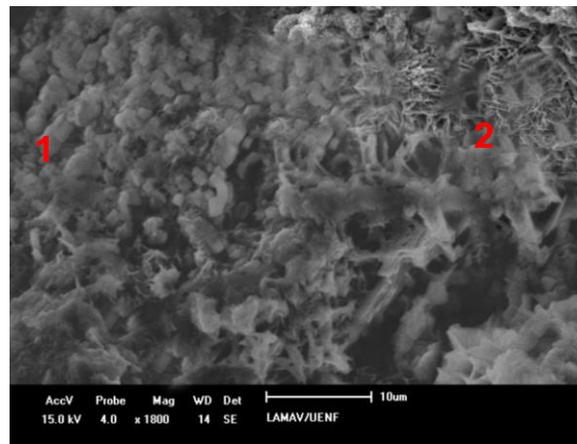
A Figura 4.20, referente à superfície do aço proveniente da viga V32-0,7-CC e da viga V32-0,95-CC, mostra uma região com produtos de corrosão e presença de fissuras características do crescimento do óxido sobre a superfície do aço.



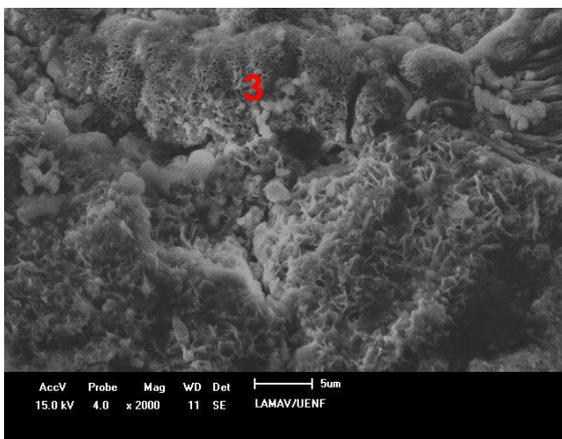
**Figura 4-20 - Micrografia da superfície do aço corroído. (a) aço referente a V32-0,7-CC, aumento de 700 vezes; (b) aço referente a V32-0,95-CC, aumento de 800 vezes.**

A Figura 4.21, mostra a ampliação da superfície do aço correspondente a Figura 4.20 apresentada anteriormente. Na região 1 e na região 3, da Figura 4.21 (a) e (b) respectivamente, observa-se “bolas de algodão”, que de acordo com Atunes (2002) representa uma morfologia típica de goetita semicristalina e na região 2 e 4, da Figura 4.21 (a) e (c) respectivamente, nota-se características da lepidocrocita cristalina (eflorescências laminares). Suda; Misra; Motohashi (1993) descreveu essa morfologia como aspectos fibrosos e típicos de "favo de

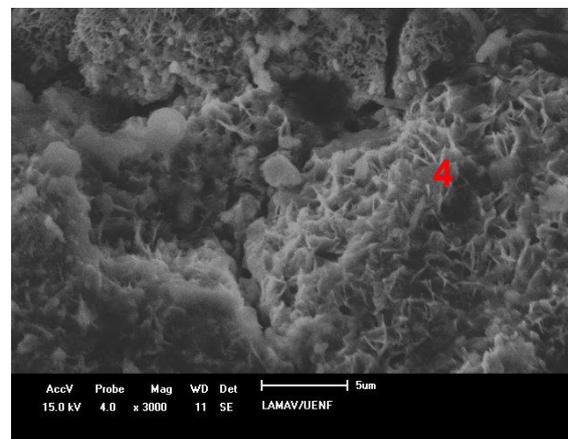
mel", sendo esta morfologia típica de produtos compostos principalmente por goetita e lepidocrocita.



(a)



(b)



(c)

**Figura 4-21 - Micrografia da superfície do aço corroído. (a) aço referente a V32-0,7-CC; (b) e (c) aço referente a V32-0,95-CC, aumento de 1800 vezes, aumento de 2000 vezes e 3000 vezes, respectivamente.**

De acordo com Monteiro (2002) os principais produtos de corrosão formados no aço carbono comum são Lepidocrocita ( $\gamma$  - FeO.OH), goetita ( $\alpha$  - FeO.OH) e magnetita (Fe<sub>3</sub>O<sub>4</sub>). A lepidocrocita é geralmente o produto da corrosão inicial, dependendo do tempo de corrosão e de acordo com o aumento do processo corrosivo, se transforma em goetita. E a magnetita também é a transformação da lepidocrocita, porém a ocorrência prevalece em ambientes marinhos.

Segundo Raman *et al* (1989) as fases de óxido mais comuns (lepidocrocita, goetita e magnetita) têm uma estrutura típica. Lepidocrocita aparece como pequenos glóbulos cristalinos (camada arenosa) ou manchas

finas e curvas ("eflorescência lamelar"). A goetita apresenta uma estrutura globular chamada "bola de algodão", que é a goetita semicristalina, conectada entre si por uma estrutura semelhante a um ninho ou uma estrutura semelhante a uma agulha (goetita cristalina). A magnetita aparece como uma área achatada e escura com discos circulares.

Na região 5 da Figura 4.22, através da microanálise por EDS, no aço da viga V32-0,5-CC, detectou-se a presença de ferro, oxigênio e cálcio, apresentando como principal elemento o ferro. O cálcio possivelmente proveniente da pasta de cimento que pode ter ficado aderida à superfície do aço.

Foi possível também detectar presença de cloretos, como mostra a Figura 4.23. O cloreto estava associado ao produto de corrosão, uma vez que foi incorporado à produção do concreto, em concentrações críticas, com o objetivo de despassivar o aço.

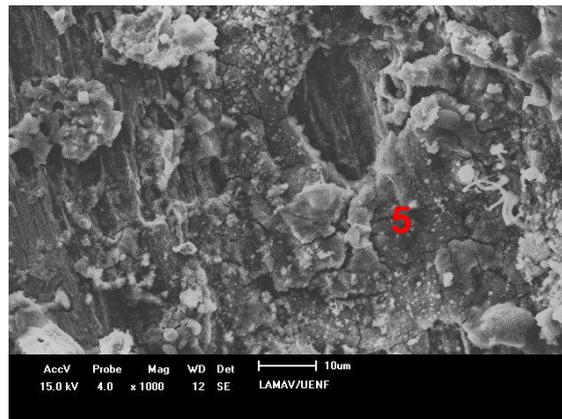


Figura 4-22 - Micrografia da região analisada por EDS do aço referente a V32-0,5-CC, aumento de 1000 vezes.

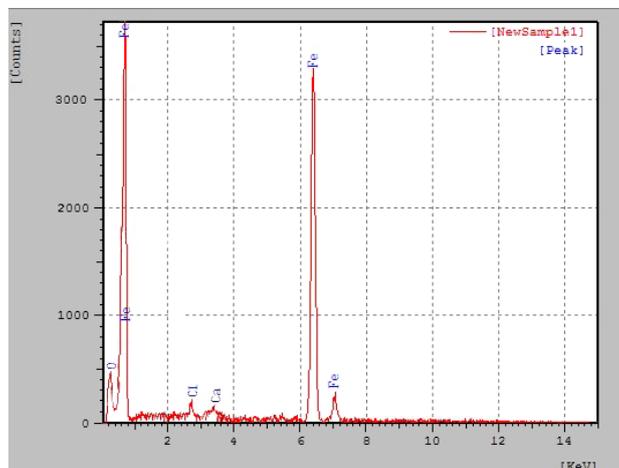


Figura 4-23 - Espectro (EDS) da região 5 indicada na Figura 4.22

A extração das armaduras corroídas nas vigas foi realizada com muito cuidado de modo a não perder a camada superficial do aço oxidado, tornando possível sua análise. As Figuras 4.24 a 4.27 mostram as imagens, obtidas através da microscopia confocal, das superfícies do aço das vigas V32-0-CC, V32-0,5-CC, V32-0,7-CC e V32-0,95-CC, respectivamente. Observa-se que todas amostras apresentaram camada de oxidação na interfase aço e barquelite, como já foi mostrado anteriormente na análise de microscopia óptica. Todavia através da análise confocal mediu-se a espessura da camada de óxido e observou-se que o aço correspondente à viga V32-0,7-CC e à viga V32-0,95-CC apresentaram uma camada de óxido mais espessa em relação à viga V32-0-CC e à viga V32-0,5-CC, evidenciando a influência da pré-tensão no processo de oxidação. A camada de óxido gera uma maior redução na seção e conseqüentemente diminuindo a aderência aço/concreto, além de reduzir a resistência mecânica à tração do aço. As amostras foram preparadas 24 horas antes da análise confocal. No entanto no dia da análise, a amostra do aço retirado da viga V32-0,7-CC apresentou um produto de oxidação depositado na sua seção.

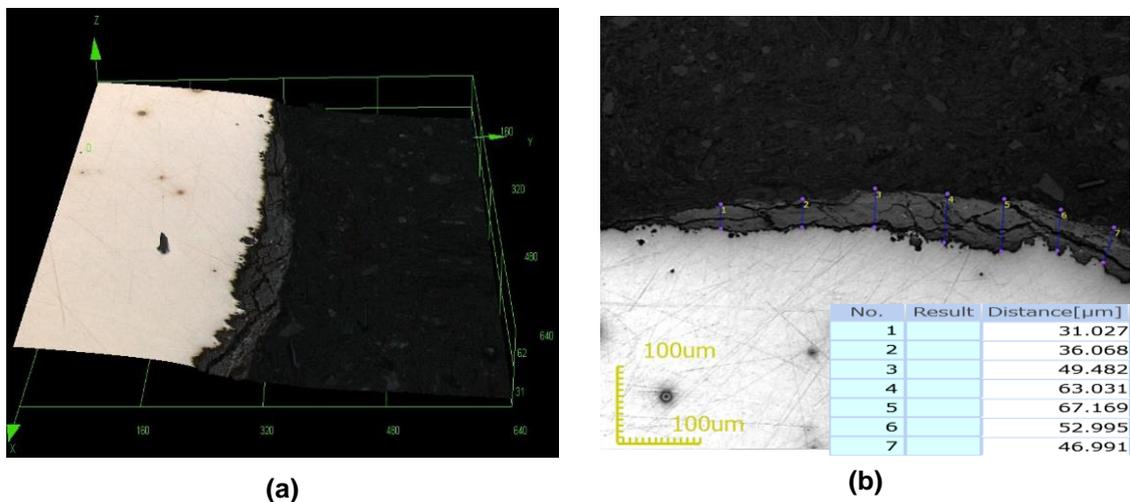


Figura 4-24 - Imagens de microscopia confocal da superfície do aço referente a viga V32-0-CC. (a) imagem em 3D; (b) medida da camada de óxido, aumento 430 vezes.

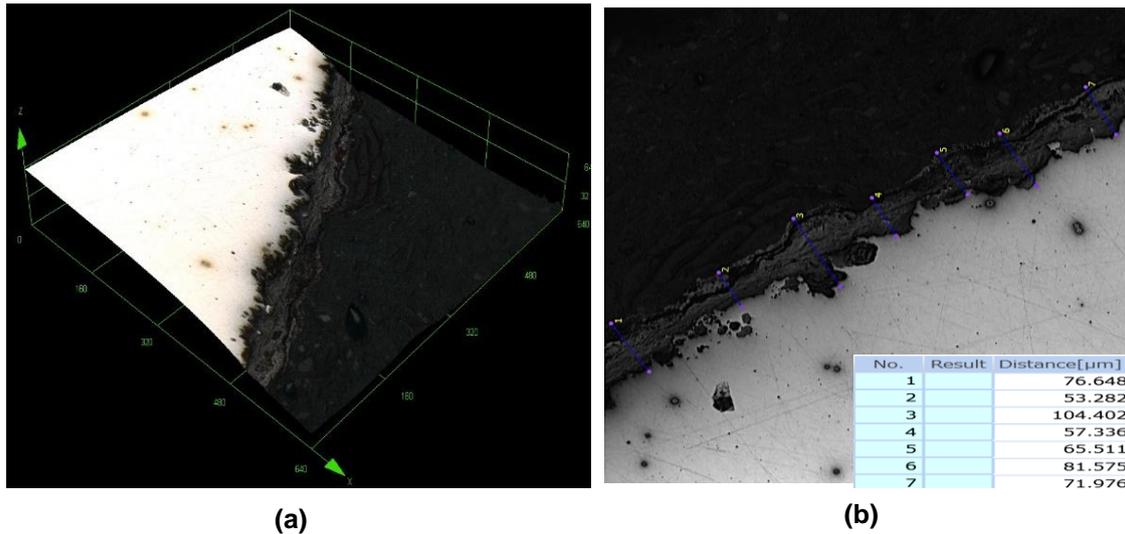


Figura 4-25 - Imagens de microscopia confocal da superfície do aço referente a viga V32-0,5-CC. (a) imagem em 3D; (b) medida da camada de óxido, aumento 430 vezes.

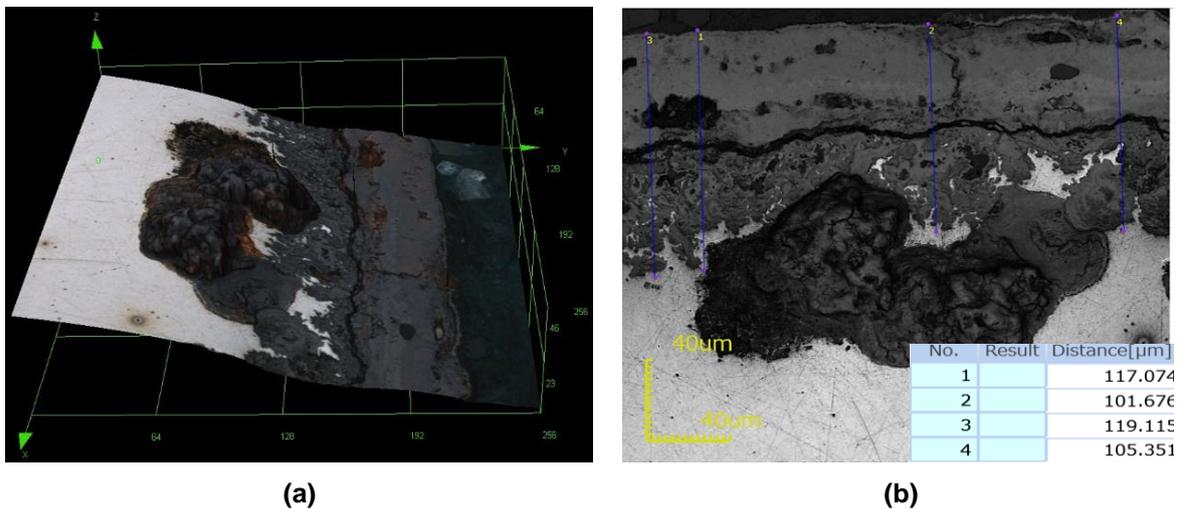


Figura 4-26 -Imagens de microscopia confocal da superfície do aço referente a viga V32-0,7-CC. (a) imagem em 3D; (b) medida da camada de óxido, aumento 1000 vezes.

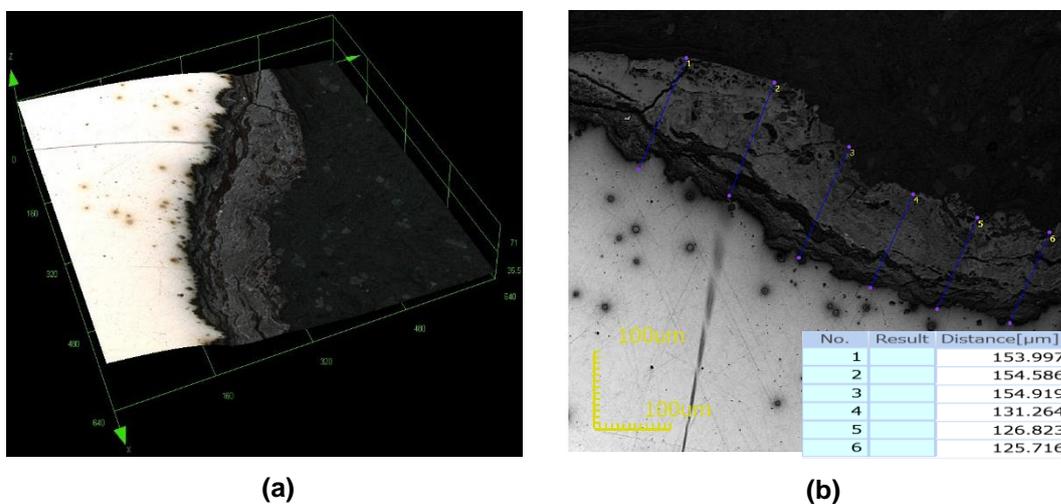


Figura 4-27 - Imagens de microscopia confocal da superfície do aço referente a viga V32-0,95-CC. (a) imagem em 3D; (b) medida da camada de óxido, aumento 1000 vezes.

#### 4.2.4 Taxa de corrosão do fio

O aço de protensão em ambientes agressivos são muito propensos a danos por corrosão. A corrosão severa de aço de protensão são observadas em algumas estruturas (Naito *et al.*, 2010). Por esse motivo, a taxa de corrosão é considerada e analisada no presente estudo.

Após o processo de limpeza foi realizada a determinação da taxa de corrosão, utilizando a fórmulas da NACE RP 0775/2013, já citada e utilizada no tópico 4.1.2 para a análise o aço corroído sem presença de concreto. A Tabela 4.3 mostra os resultados de cálculo da taxa de corrosão, para cada grupo de resistência das vigas, de acordo com as tensões aplicadas nos fios.

**Tabela 4.3- Resultados da taxa de corrosão.**

Resistência do concreto (MPa)	Tensão aplicada	Tempo de ataque (h)	Perda de massa média (%)	T <sub>ANACE RP 0775</sub> média (mm/ano)
32	0% $f_{ptk}$	168	4,63	0,37
	50% $f_{ptk}$	168	5,75	0,46
	70% $f_{ptk}$	168	6,98	0,55
	95% $f_{ptk}$	168	8,01	0,64
68	0% $f_{ptk}$	168	2,56	0,20
	50% $f_{ptk}$	168	3,15	0,25
	70% $f_{ptk}$	168	4,32	0,35
	95% $f_{ptk}$	168	5,32	0,42

De modo a verificar a influência das tensões aplicadas nos fios na perda de massa, para diferentes resistência do concreto, foi realizada a análise de variância usando nível de significância de 5%. A Tabela 4.4 mostra a análise de variância realizada nos resultados de perda de massa obtidos com diferentes resistências das vigas.

**Tabela 4.4 -Análise de variância realizada para os resultados da perda de massa obtidos.**

Fonte da variação	Análise de Variância					
	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Resistência do concreto das vigas	12,64207	1	12,64207	282,2503	0,000459	10,12796
Pré-tração aplicada	10,82304	3	3,607679	80,54603	0,002297	9,276628

O resultado da análise de variância mostrou que a resistência do concreto e a pré-tensão aplicada nos fios, possuem valores significativos na perda de

massa quando analisada suas interações. A fonte de variação, pré-tração aplicada apresentou o  $F$  calculado bem maior que o crítico. Este fato se justifica, pois, além da pré-tração proporcionar uma corrosão acelerado, após o início do processo, a redução da porosidade capilar das vigas de maior resistência, dificulta o movimento das moléculas de oxigênio para dar início ao processo corrosivo.

#### 4.2.5 Deslocamento vertical

Usando a correlação de imagens digitais (CID) foi determinado o deslocamento vertical no centro do vão de cada viga.

Nas Figuras 4.28 a 4.31 é apresentado o deslocamento vertical no centro do vão de todas as vigas, as de 32 MPa sem corrosão, as de 32 MPa com corrosão, as de 68 MPa sem corrosão e de 68 MPa com corrosão, para os níveis de pré-tensão induzidos nos fios, respectivamente. Os resultados da viga de 32 MPa sem corrosão, com pré tensão de 70% de  $f_{ptk}$  foi descartado, uma vez que a mesma teve problemas durante a realização do ensaio. As vigas com pré-tensão exibiram um deslocamento semelhante antes da fissuração de flexão, diferente das vigas sem pré-tensão. Isso verifica que o processo de corrosão acelerado nos fios, tem um efeito desprezável na rigidez inicial antes da viga fissurar, corroborando com o estudo realizado por Zhang *et al* (2017), que analisou vigas de concreto pós-tensionadas, aplicando teste acelerado de corrosão.

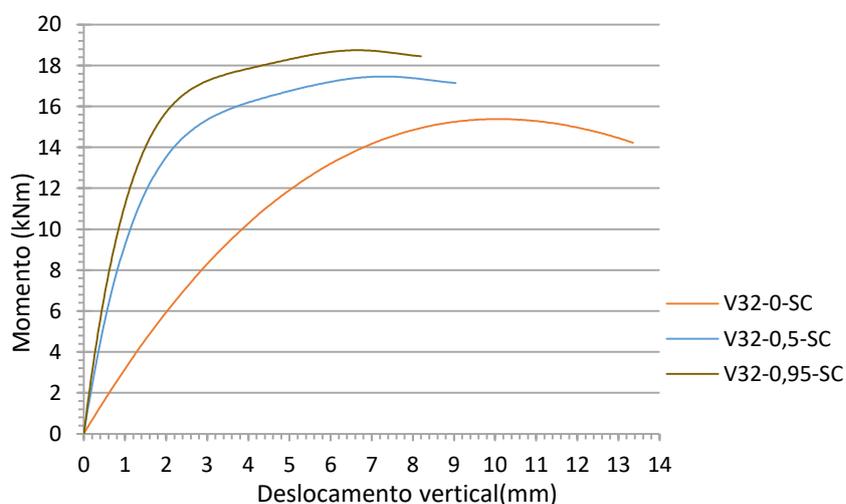


Figura 4-28 -Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 32 MPa sem corrosão.

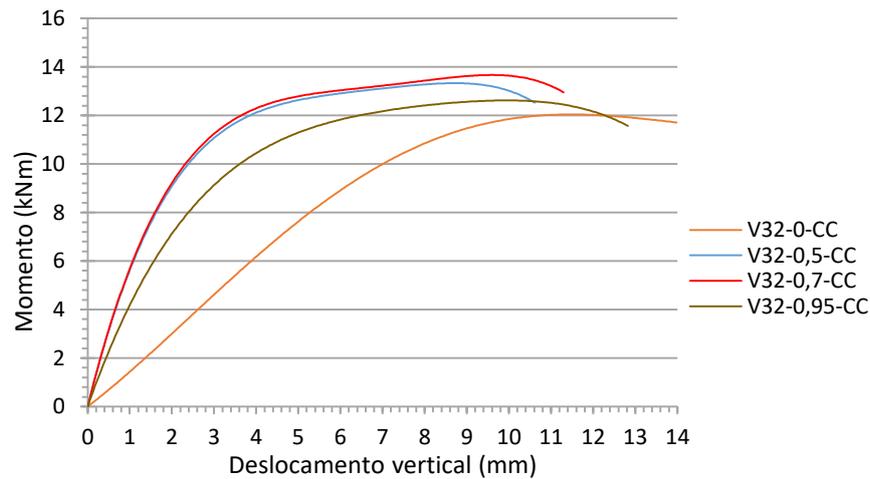


Figura 4-29 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 32 MPa com corrosão.

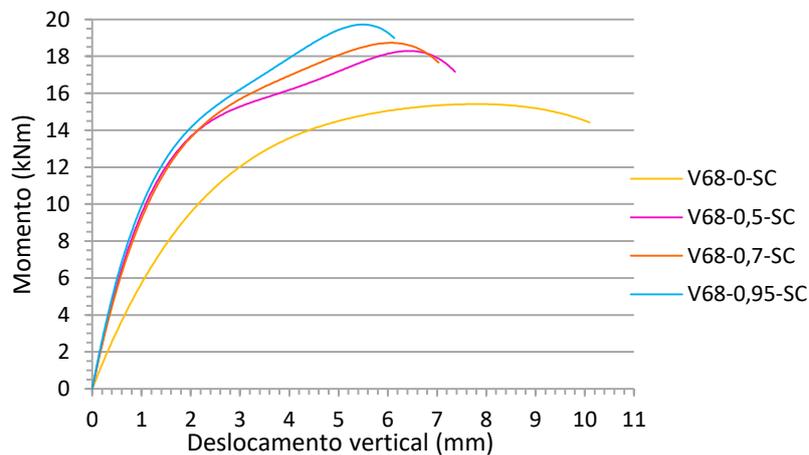


Figura 4-30 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 68 MPa sem corrosão.

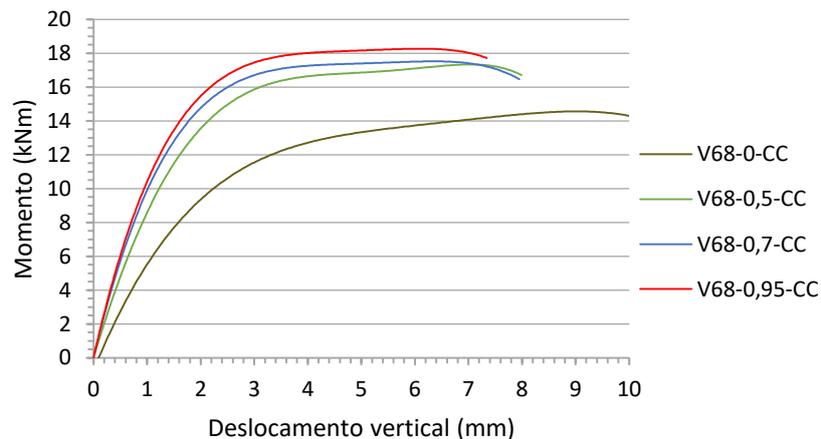


Figura 4-31 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 68 MPa com corrosão.

Após o aparecimento da fissuração de flexão, as vigas VC32-0,5-CC e a VC68-0,95-CC apresentaram rigidez maior que as outras vigas corroídas tanto

para o concreto com resistência de 32 MPa como para o concreto de 68 MPa. Para avaliar a influência da aplicação da corrosão induzida por corrente são apresentadas nas Figuras 4.32 a 4.38 as vigas de 32 MPa sem pré-tração, as vigas de 32 MPa com 0,5% de  $f_{tpk}$ , as vigas de 32 MPa com 0,95% de  $f_{tpk}$ , as vigas de 68 MPa sem pré-tração, as vigas de 68 MPa com 0,5% de  $f_{tpk}$ , as vigas de 68 MPa com 0,7% de  $f_{tpk}$  e as vigas de 68 MPa com 0,95% de  $f_{tpk}$ , respectivamente. As vigas corroídas apresentaram maior deslocamentos verticais. Como é conhecido a rigidez das vigas depende principalmente do momento de inércia da seção transversal do concreto, portanto antes da fissuração a rigidez inicial é semelhante. A fissura modifica a seção transversal do concreto e acelera a mudança do eixo neutro para cima até a fibra superior, resultando na diminuição da rigidez pós-fissuração. A seção residual de concreto das vigas corroídas é menor que a das vigas não corroídas. Isso pode diminuir significativamente a rigidez pós-fissuração das vigas com elevada taxa de corrosão, como analisado por Zhang *et al* (2017).

Após os fios das vigas atingirem a deformação de escoamento, a tendência das curvas momento fletor *versus* deslocamento vertical é ficar assintótica com relação ao eixo do deslocamento. Nota-se que todas as vigas corroídas obtiveram o momento reduzido na deformação de escoamento dos fios, tendo a viga V32-0,95-CC com o menor momento de 12,52 kNm, uma redução de 32,39% em relação a viga V32-0,95-SC que apresentou momento de 18,22 kNm no escoamento do fio. As vigas com resistência de 68 MPa apresentaram o mesmo comportamento, porém com uma redução menor do que as vigas de 32 MPa.

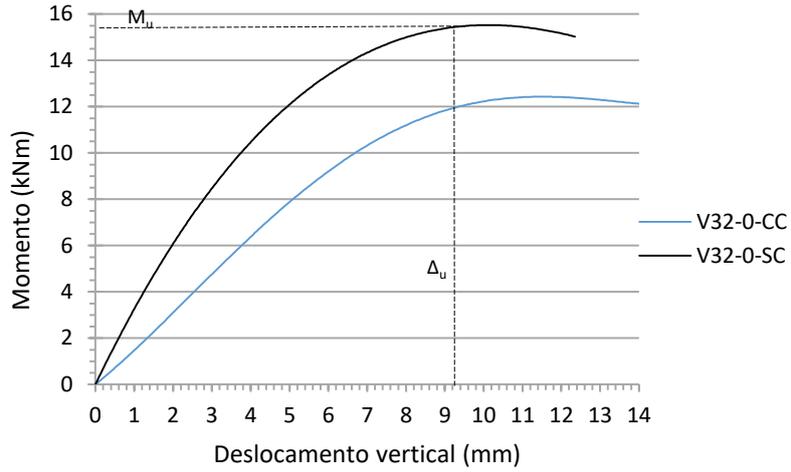


Figura 4-32- Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 32 MPa sem pré-tração.

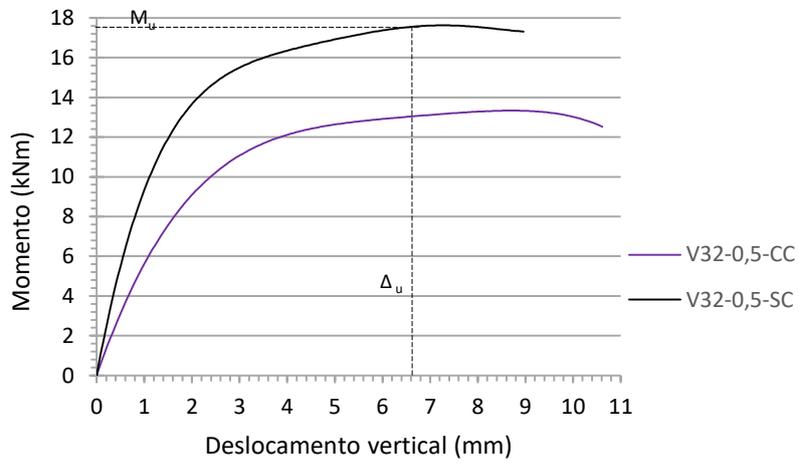


Figura 4-33 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 32 MPa para 50%  $f_{ptk}$ .

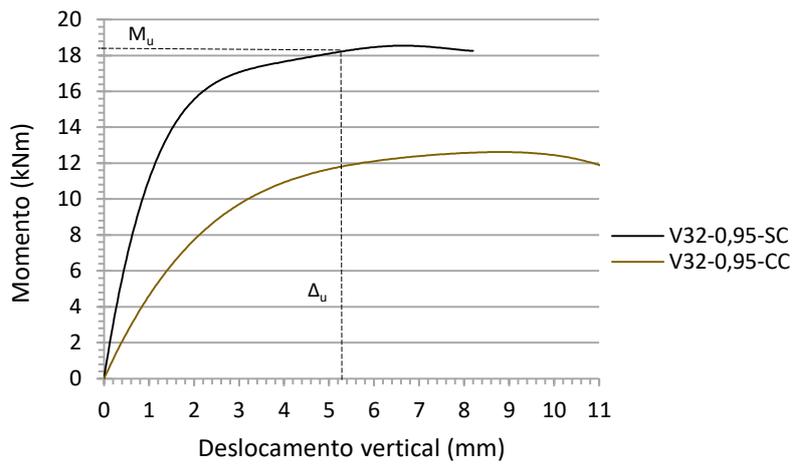


Figura 4-34 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 32 MPa para 95%  $f_{ptk}$ .

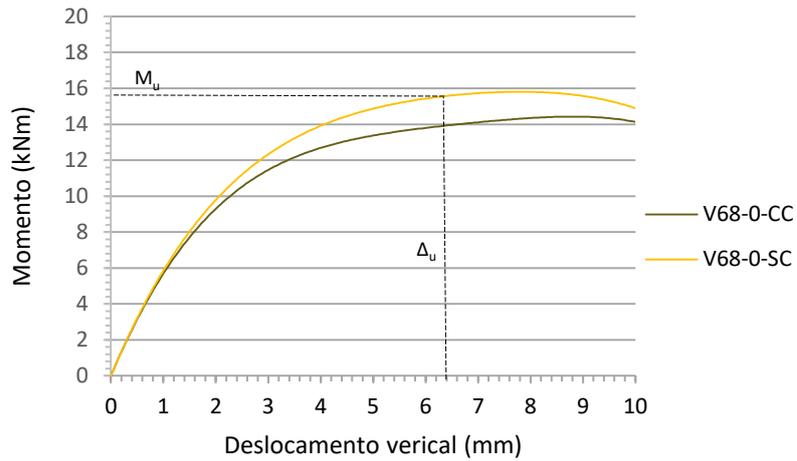


Figura 4-35 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 68 MPa sempre pré-tração.

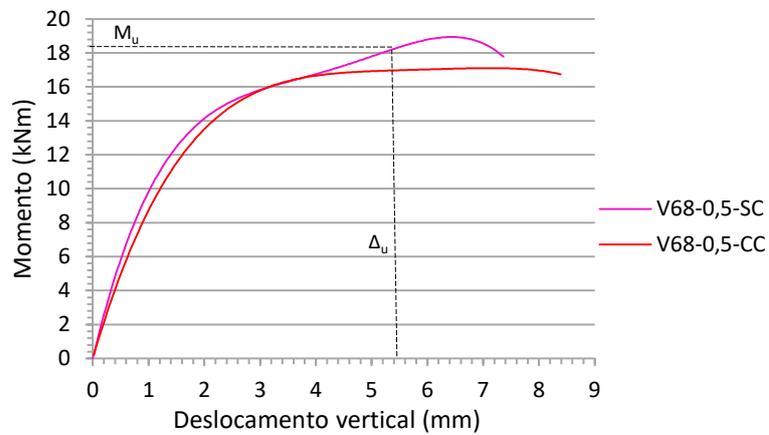


Figura 4-36 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 68 MPa para 50%  $f_{ptk}$ .

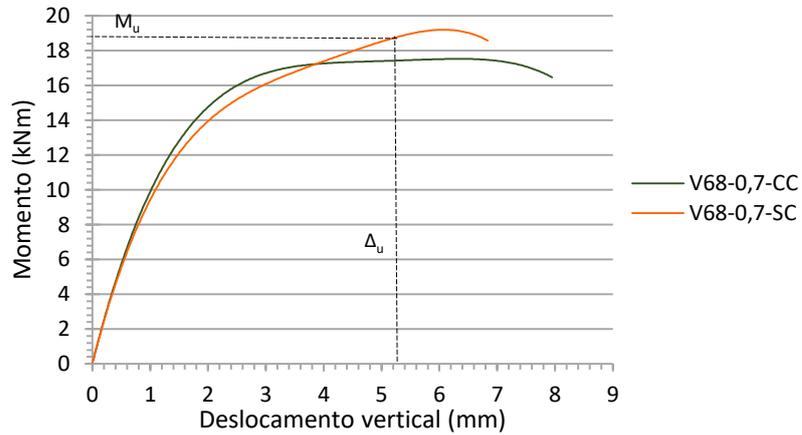
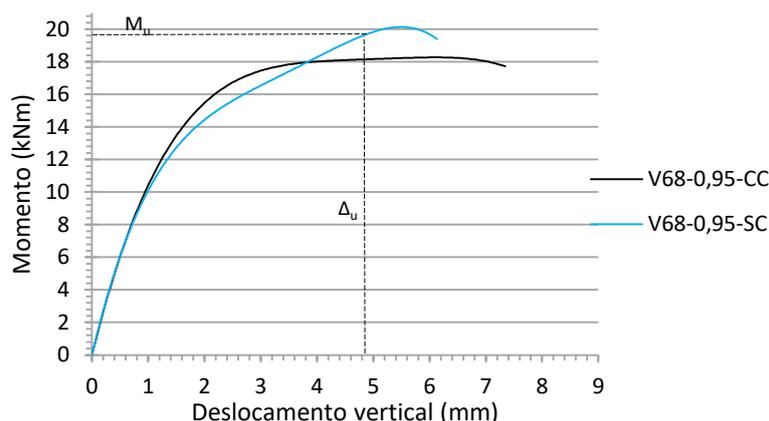


Figura 4-37 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 68 MPa para 70%  $f_{ptk}$ .



**Figura 4-38 - Deslocamento vertical no centro do vão das vigas de 68 MPa para 95%  $f_{ptk}$ .**

O deslocamento vertical das vigas que foram submetidas ao processo de corrosão dos fios de aço devido à despassivação ocasionada pela presença de cloreto, aumentou significativamente no centro do vão, o que é consistente com o observado por Costa (2012) e Ballim e Reid (2003). Em seus trabalhos, eles constataram que a taxa de deslocamento aumentou devido à perda de aderência, na interface entre aço e o concreto, levando que a abertura da fissura na parte inferior da viga aumente bruscamente.

Quando comparadas as vigas protendidas sem corrosão com as vigas com corrosão, com relação à tenacidade, observou-se que as vigas CC aumentaram sua tenacidade, em relação com as vigas SC. As vigas protendidas de 68 MPa apresentaram menor tenacidade e ductilidade em relação as vigas de 32 MPa.

Entretendo, deve-se observar que, o aumento da tenacidade nas vigas protendidas CC está ligado com à perda da pré-tração aplicada nos fios devido ao processo corrosivo que prejudicou a aderência entre os fios e o concreto.

#### **4.2.6 Cinemática da abertura de flexão crítica**

Após as tensões de tração atingir a resistência à tração do concreto, aparece a fissura de flexão. A presença da corrosão do aço pode proporcionar uma diminuição da aderência entre os fios e o concreto, devido principalmente às perdas de protensão. Castel *et al.* (2000) indicaram que o dano da corrosão no aço conduz a uma redução linear da perda de protensão.

Para as vigas corroídas, portanto, o concreto atingi a tensão de tração final mais rapidamente do que as vigas não corroídas e as fissuras aparecerem em estágio de carregamento baixo.

A viga VC32-0,7-SC apresentou erros nas leituras, logo os resultados obtidos para análise de abertura de fissura não foram considerados. Nas Figuras 4.39 a 4.42 é plotada a cinética da abertura de flexão crítica com relação ao momento fletor aplicado para as vigas ensaiadas.

As vigas corroídas apresentaram momentos menores em relação as vigas de referência, quando surge a primeira fissura. Isso indica que o aumento da tensão de deformação do concreto, devido a protensão, é reduzido e a tensão residual de deformação do concreto é pequena. Portanto, as novas fissuras aparecerão após um grande aumento de deformação das vigas e terão aberturas relativamente grande.

O baixo desempenho da aderência entre o aço e o concreto influencia no comportamento das fissuras que surgem. Após o surgimento de novas fissuras, as vigas corroídas ainda têm a menor tensão do concreto na fibra inferior do que as vigas não corroídas.

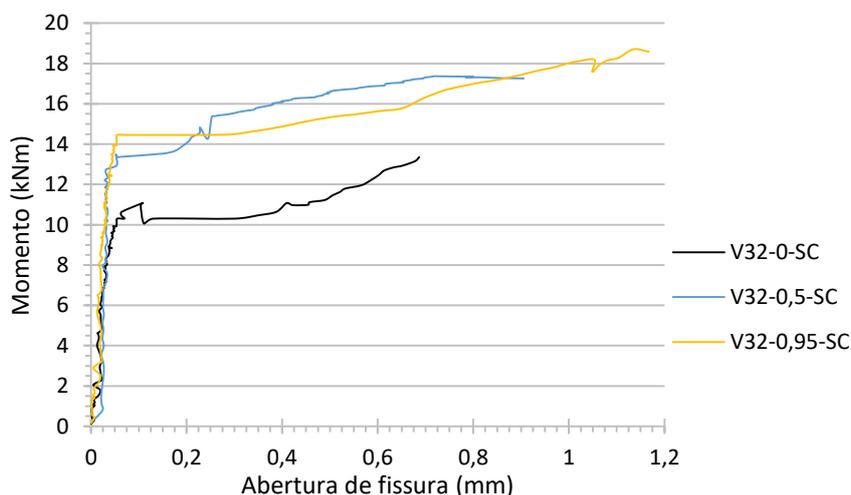
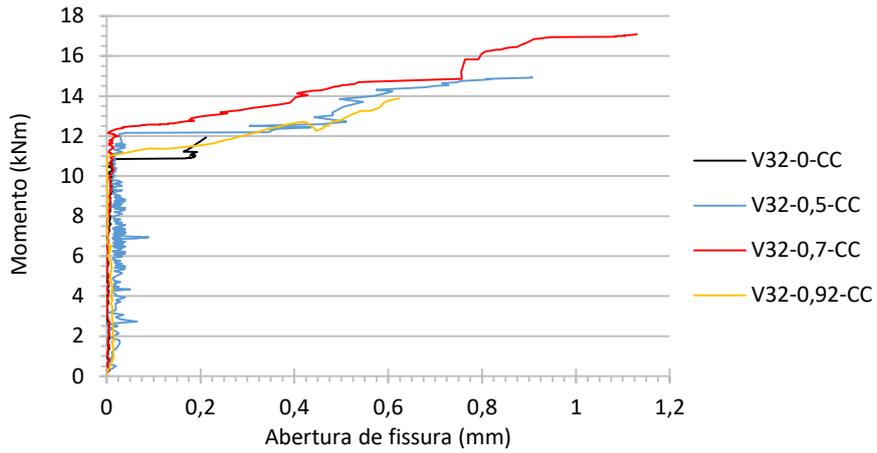
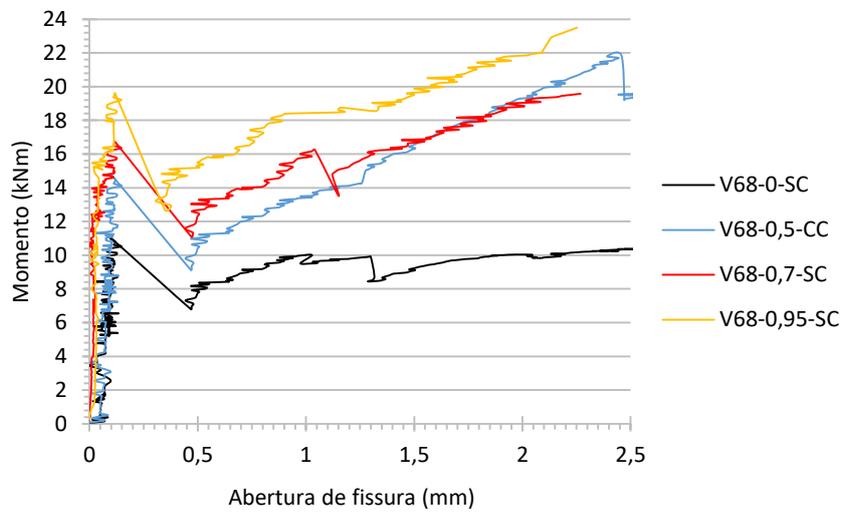


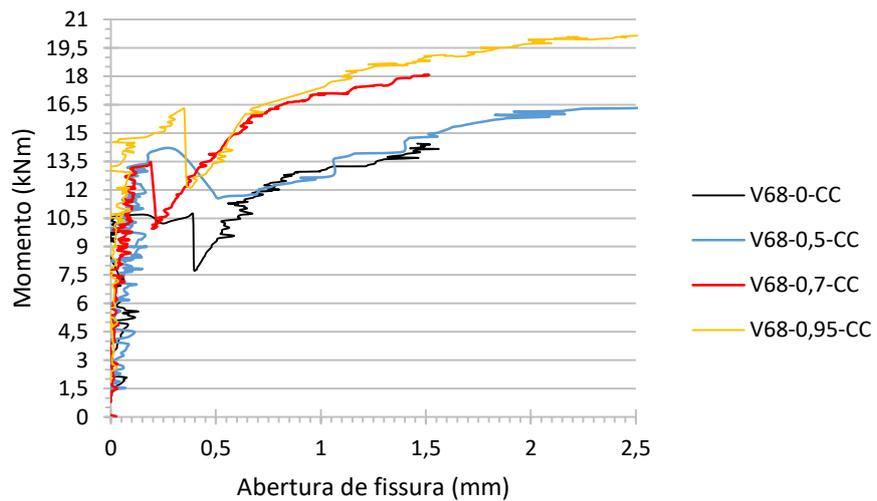
Figura 4-39 - Abertura de fissura das vigas de 32 MPa sem corrosão



**Figura 4-40 - Abertura de fissura das vigas de 32 MPa com corrosão**



**Figura 4-41 - Abertura de fissura das vigas de 68 MPa sem corrosão**



**Figura 4-42 - Abertura de fissura das vigas de 68 MPa com corrosão**

#### 4.2.7 Carga e padrão de fissuração

O ensaio das vigas à flexão foi realizado até que se atingisse a ruptura. O valor de carga de fissuração correspondente ao instante de aparecimento da primeira abertura de fissura das vigas, sendo o valor máximo registrado na prensa. As Figuras 4.43 a 4.46 mostram a relação entre a carga de fissuração e os níveis de protensão. Como a carga de fissuração é determinada principalmente pela pré tração efetiva dos fios, observa-se que a carga diminui nas vigas com presença de corrosão, aumentando com acréscimo dos níveis de protensão, devido à redução da seção transversal do aço levando à perda de pré tração, como observado por Rodriguez, Ortega e Casal (1997). Além do processo corrosivo reduzir a seção transversal da barra de aço e reduzir a aderência entre o concreto e o aço, a corrosão também leva a um aumento na abertura de fissuras na aplicação da carga e uma redução na última carga das vigas.

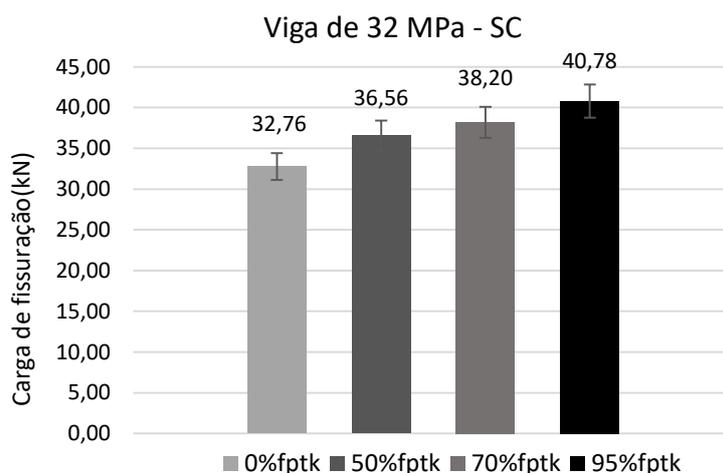


Figura 4-43 - Influência do sistema de pré tensão sem corrosão na carga de fissuração

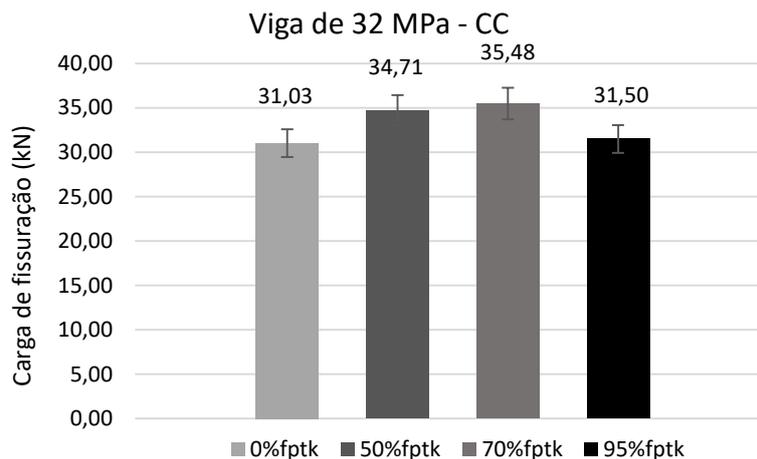


Figura 4-44 - Influência do sistema de pré tensão com corrosão na carga de fissuração

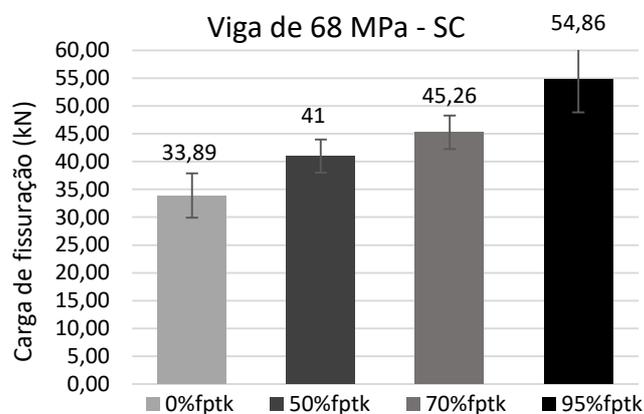


Figura 4-45 - Influência da pré tensão sem corrosão na carga de fissuração

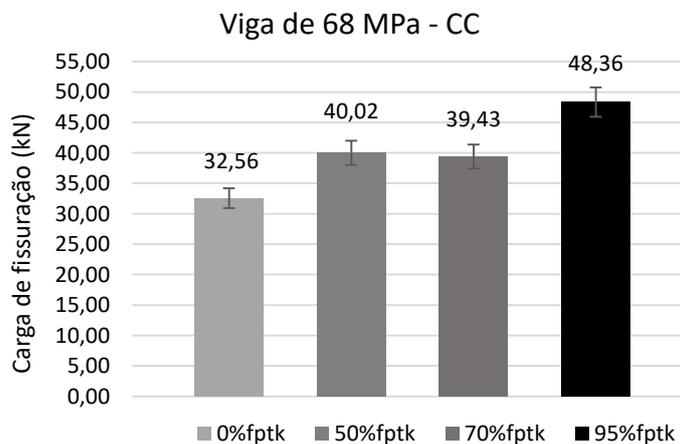
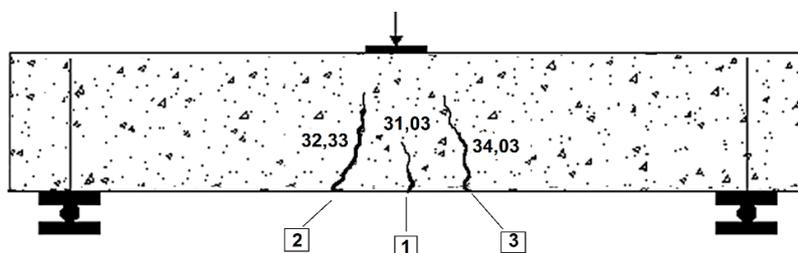


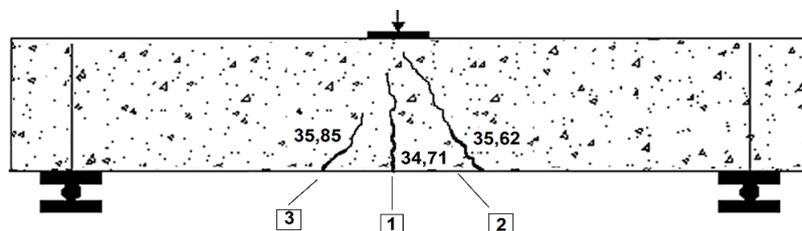
Figura 4-46 - Influência da pré tensão com corrosão na carga de fissuração

As Figura 4.47 a 4.62 mostram os padrões de fissuração de todas as vigas. Os numerais constantes nas figuras correspondem ao valor das cargas, em kN, e a ordem, sob as quais se desenvolveram as fissuras. O efeito da corrosão do fio na ruptura das vigas depende da taxa de corrosão que o fio experimentou. Como mostra na Figura 4.47 e Figura 4.48, as vigas corroídas

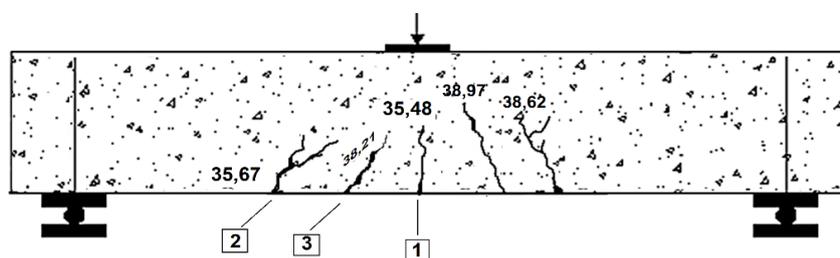
com  $0\%f_{ptk}$  e  $50\% f_{ptk}$  com corrosão (perda de massa entre 4,5% a 5,75%), exibiram padrões de fissuras similares as vigas sem corrosão, mostradas nas Figuras 4.51 e 4.52 respectivamente. As fissuras se mantem no centro do vão, sem se distribuir. Quando a perda de massa devido a corrosão excede 6%, como mostra a Figura 4.49 e Figura 4.50, o número de fissuras aumenta e se distribui em toda região da flexão, diferente das vigas sem corrosão mostradas na Figura 4.53 e Figura 4.54, onde fissuras se mantem no centro do vão e são propagadas para cima até a zona de compressão e se tornando mais altas do que nas vigas corroídas. Esses mesmos comportamentos das fissuras são encontrados nas vigas de 68 MPa. A fissura modifica a seção transversal do concreto e acelera a mudança do eixo neutro para cima até a fibra superior, resultando na modificação da rigidez pós-fissuração.



**Figura 4-47 –Padrão de fissuração à flexão da viga VC32-0-CC**



**Figura 4-48 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC32-0,5-CC**



**Figura 4-49 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC32-0,7-CC**

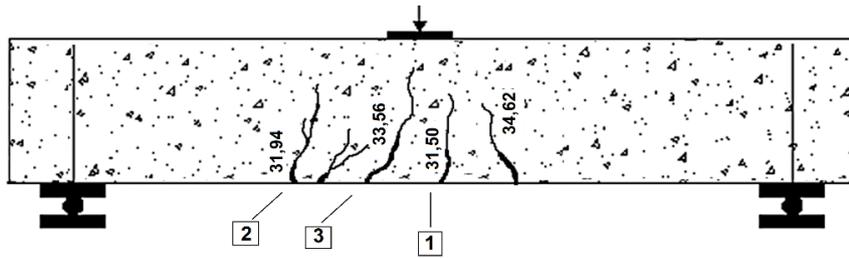


Figura 4-50 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC32-0,95-CC

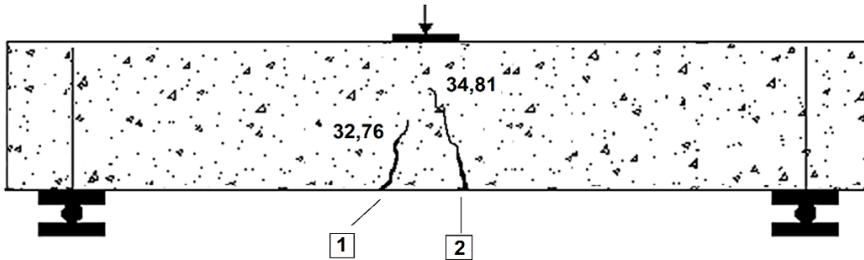


Figura 4-51 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC32-0-SC

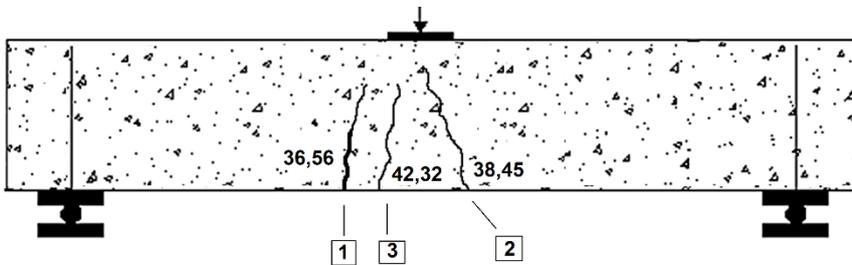


Figura 4-52 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC32-0,5-SC

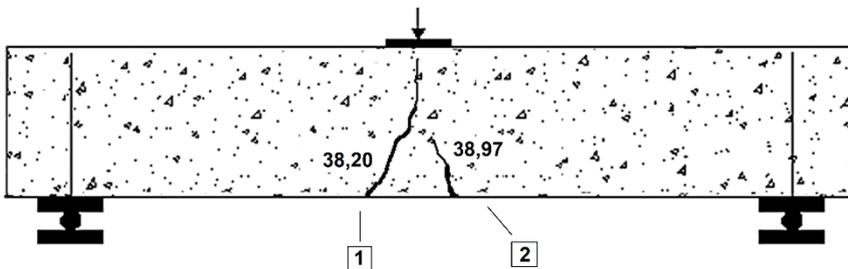


Figura 4-53 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC32-0,7-SC

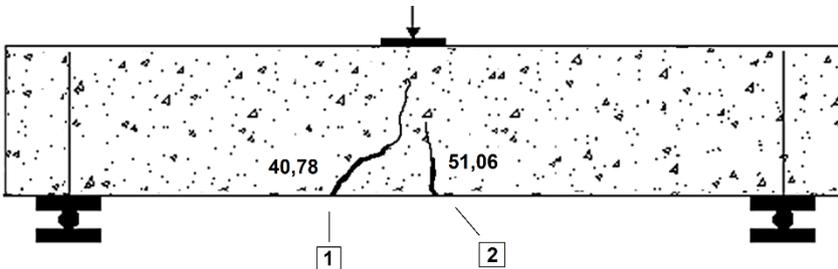


Figura 4-54 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC32-0,95-SC

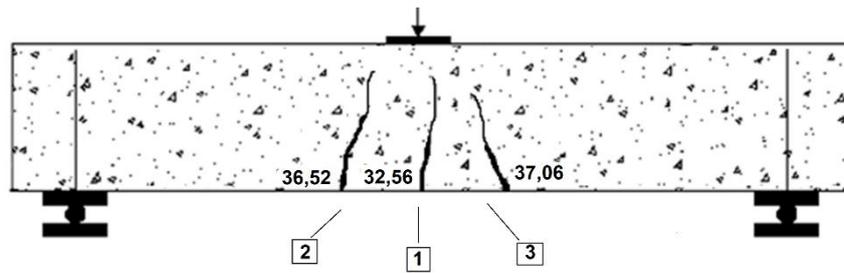


Figura 4-55 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC68-0-CC

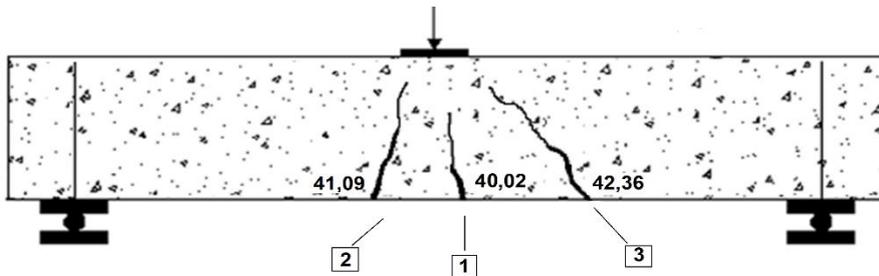


Figura 4-56 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC68-0,5-CC

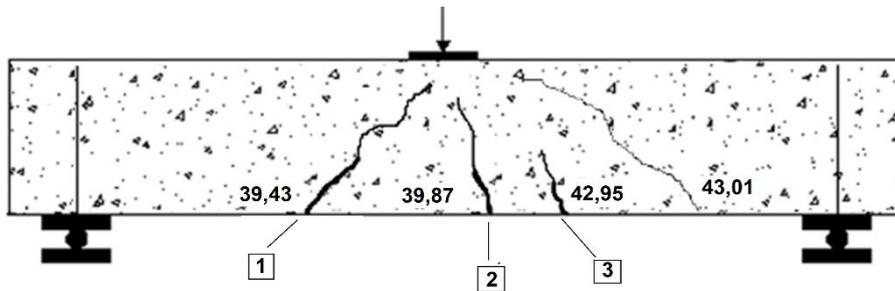


Figura 4-57 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC68-0,7-CC.

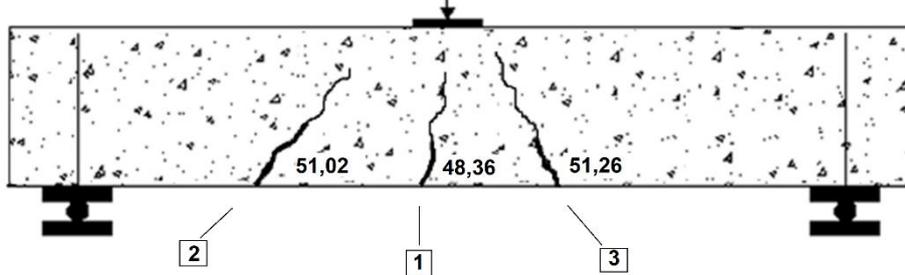


Figura 4-58 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC68-0,95-CC.

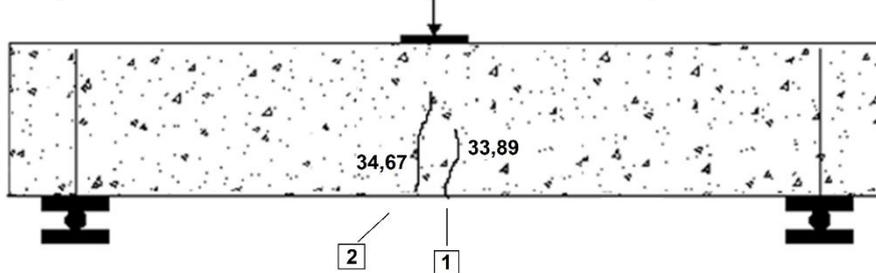


Figura 4-59 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC68-0-SC

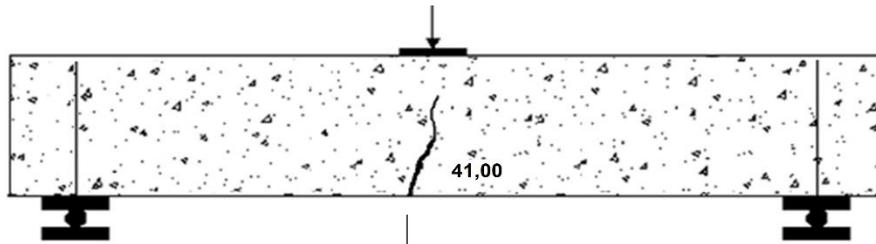


Figura 4-60 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC68-0,5-SC

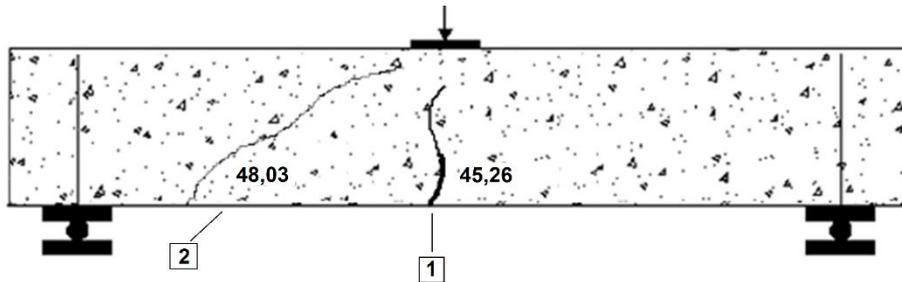


Figura 4-61 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC68-0,7-SC

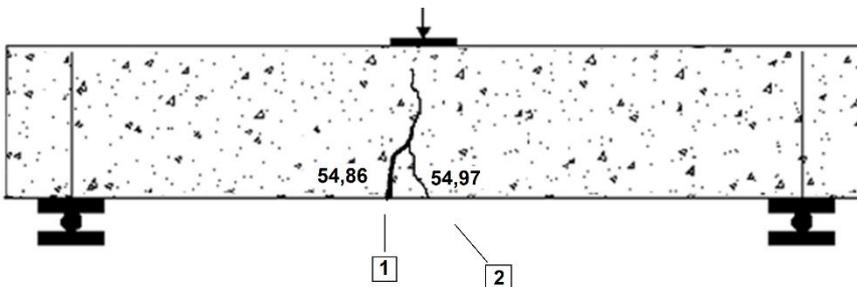


Figura 4-62 - Padrão de fissuração à flexão da viga VC68-0,95-SC

A tensão gerada nas fibras tracionadas do concreto pela carga, fazendo com que surja a primeira fissura é apresentada nas Figuras 4.63 e 4.64.

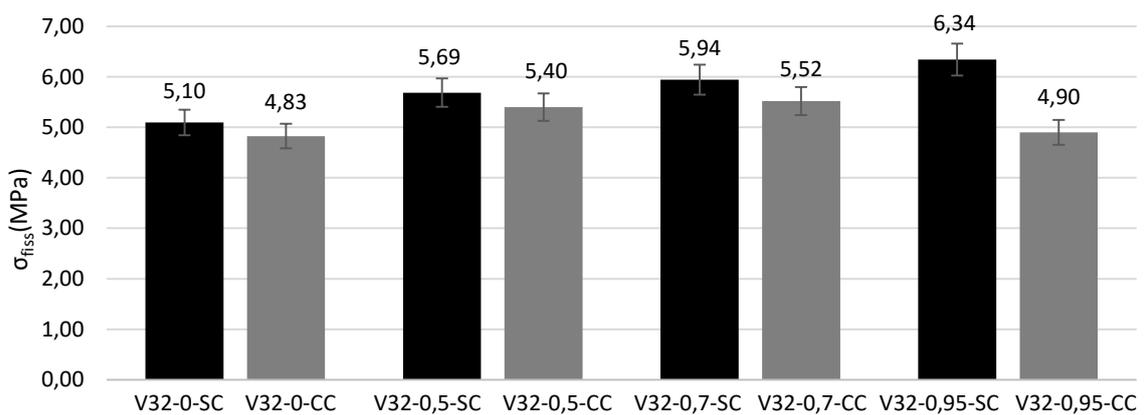
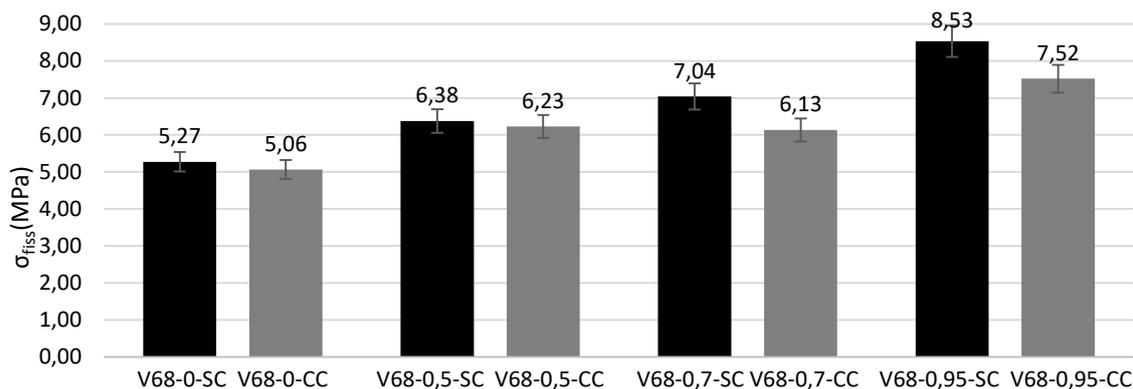


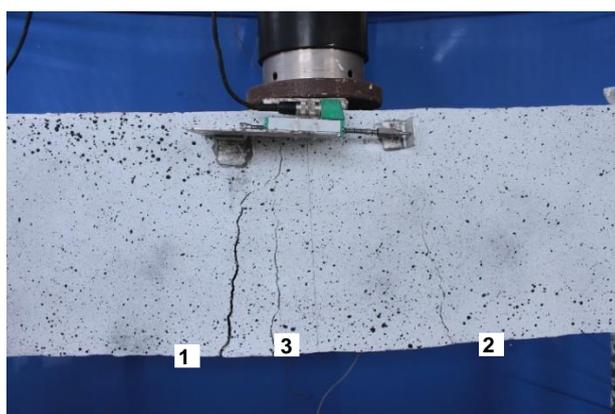
Figura 4-63 - Tensão crítica nas vigas de 32MPa



**Figura 4-64 - Tensão crítica nas vigas de 68MPa**

Nota-se, que tanto para as vigas de maior resistência como para as vigas de menor resistência, com presença de corrosão, as mesmas tiveram a tensão limite para fissurar reduzida, resultando na redução na carga de ruptura em função da taxa de corrosão.

A carga teórica de início da fissuração para a viga V32-0,5-SC era de  $P_{fiss}=23,63\text{kN}$  e a última de  $P_{\text{últ}}=41,27\text{kN}$ . Esses cálculos se encontram no Apêndice A. A viga, porém começou a fissurar com uma carga de  $P_{fiss,ensaio}=36,56\text{kN}$  e a carga máxima alcançada foi de  $P_{\text{últ,ensaio}}=49,14\text{kN}$ . A viga seguiu o padrão de fissuração esperado. Primeiro apareceram as fissuras de flexão localizadas na região de momento máximo e, depois, à medida que se aumentava a carga, aumentavam-se as fissuras e a quantidade delas em direção às extremidades, como mostra a Figura 4.65.



**Figura 4-65 – Fissuras na viga V32-0,5-SC**

A Tabela 4.5 a apresenta os resultados de carga experimentais e cargas teóricas usando as prescrições da norma NBR 6118:2014. Considerou-se o valor de  $P_{\text{max,ens}}$  o valor correspondente à deformação de 1% dos fios. Para os cálculos

teóricos das cargas de fissuração foram levadas em conta as resistências do concreto de cada viga.

**Tabela 4.5 - Valores teóricos e experimentais de cargas e suas relações.**

Vigas	Valores teóricos		Valores experimentais			$\frac{P_{fiss}}{P_{fiss,ens}}$	$\frac{P_{máx}}{P_{máx,ens}}$
	$P_{fiss}$ (kN)	$P_{máx}$ (kN)	$P_{fiss,ens}$ (kN)	$P_{máx,ens}$ (kN)	$\frac{P_{fiss,ens}}{P_{máx,ens}}$		
V32-0-SC	12,41	39,74	32,76	42,99	0,76	0,38	0,92
V32-0,5-SC	23,63	41,27	36,56	50,16	0,72	0,65	0,82
V32-0,7-SC	29,74	41,43	38,20	51,59	0,74	0,78	0,81
V32-0,95-SC	37	41,52	40,78	54,21	0,75	0,90	0,77
V32-0-CC	-	-	31,03	34,86	0,89	-	-
V32-0,5-CC	-	-	34,71	38,21	0,91	-	-
V32-0,7-CC	-	-	35,48	39,08	0,91	-	-
V32-0,95-CC	-	-	31,50	35,76	0,88	-	-
V68-0-SC	18,19	40,00	33,87	-	-	-	-
V68-0,5-SC	32,75	41,40	41,00	52,29	0,78	0,80	0,79
V68-0,7-SC	38,80	41,60	45,26	52,96	0,85	0,86	0,78
V68-0,95-SC	42,10	43,39	54,86	-	-	0,77	-
V68-0-CC	-	-	32,53	-	-	-	-
V68-0,5-CC	-	-	40,50	43,83	0,92	-	-
V68-0,7-CC	-	-	44,06	47,91	0,92	-	-
V68-0,95-CC	-	-	51,36	-	-	-	-

Observa-se que os valores de carga encontrados por prescrições normativas foram menores do que os encontrados durante o ensaio, considerando conservadores para estimativas de carga aplica. Nota-se que a viga V32-0,95-SC apresentou carga última de 54,21kN, que representa um aumento de 23% em relação a carga teórica.

Também foram encontrados por Dumêt (2003), redução de 15% a 25 % da carga última, porém para vigas com cordoalhas. O autor afirmou que estes valores foram conservadores para as estimativas de carga das vigas segundo as normas consideras.

As vigas com presença de corrosão apresentaram carga última reduzida. Tendo as vigas V32-CC com redução da carga última variando de 23% a 34%

em relação as vigas V32-SC. As vigas V68-CC também apresentaram redução da carga última, no entanto a redução variou de 9,5% a 16%.

#### 4.2.8 Deformações específicas da seção transversal

Devido a erros na leitura registrada durante os ensaios, não serão apresentadas as deformações da seção transversal das vigas V68. A Figura 4.66 mostra as deformações da seção transversal do meio do vão das vigas V32, medidas no concreto comprimido e na armadura longitudinal tracionada, para o a última carga aplicada. A redução da seção do fio e da aderência, devido a presença de corrosão na interface aço/concreto, diminuiu a força de tensão do aço no estado de carregamento aplicado, fazendo com que a armadura apresentasse menor deformação, uma vez que a mesmo atingiu a deformação de ruptura mais rápido em relação as vigas V32-SC, como mostradado na Figura 4.67 a Figura 4.70.

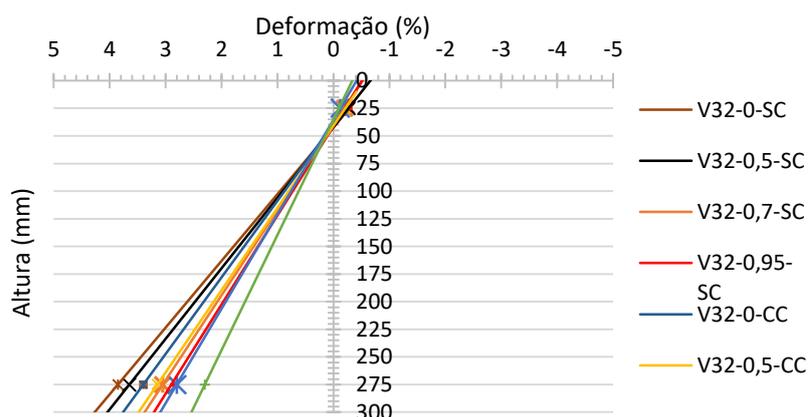


Figura 4-66 - Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de 32 MPa.

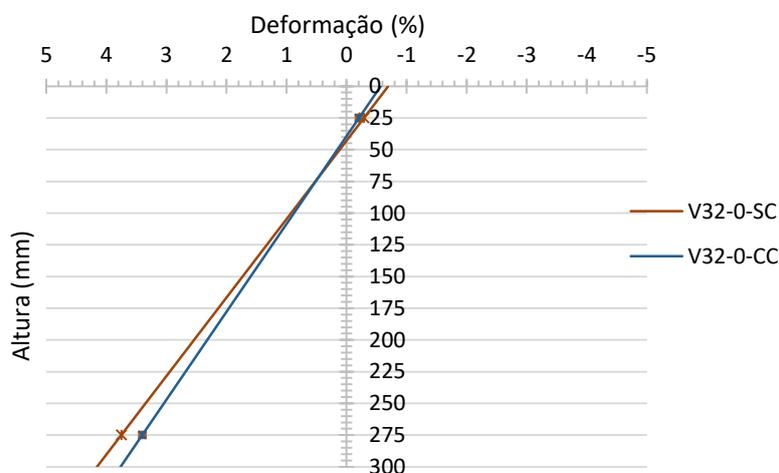


Figura 4-67 - Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas V32-0

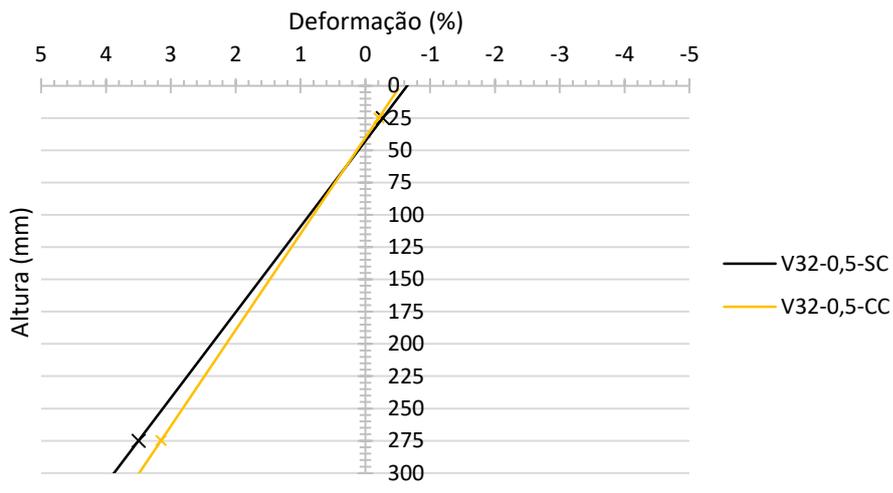


Figura 4-68 - Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas V32-0,5

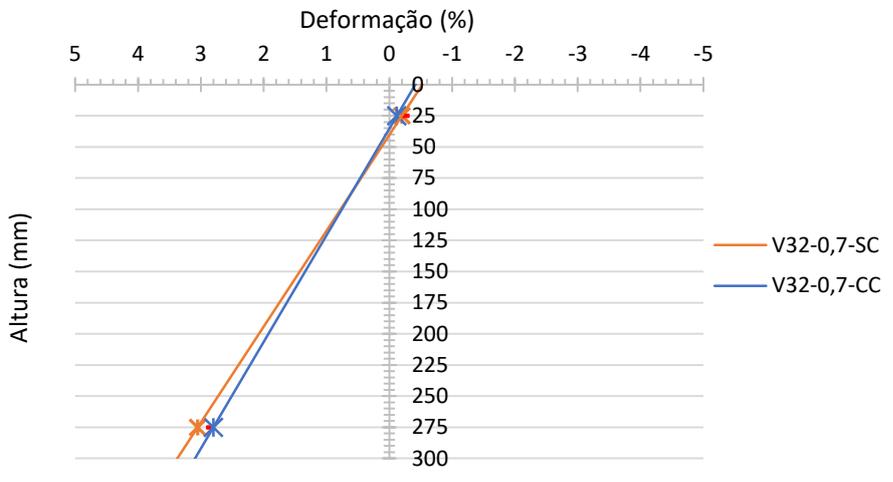


Figura 4-69 - Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas V32-0,7

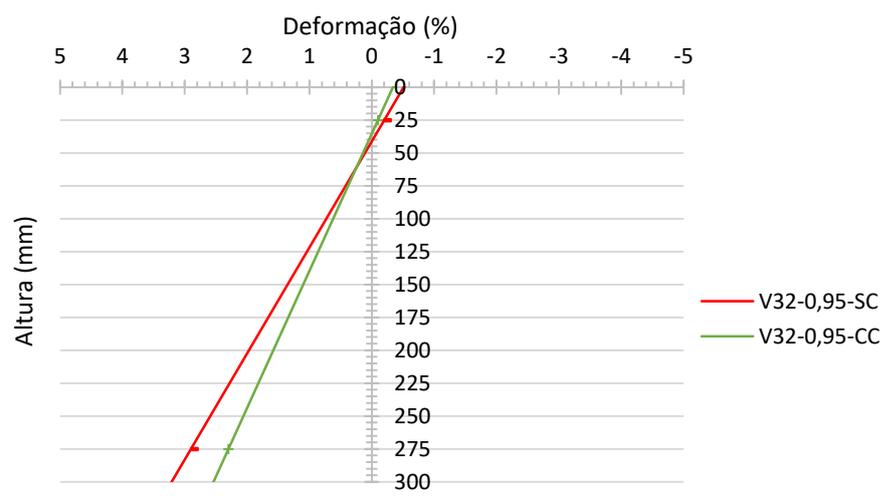


Figura 4-70 - Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas V32-0,95

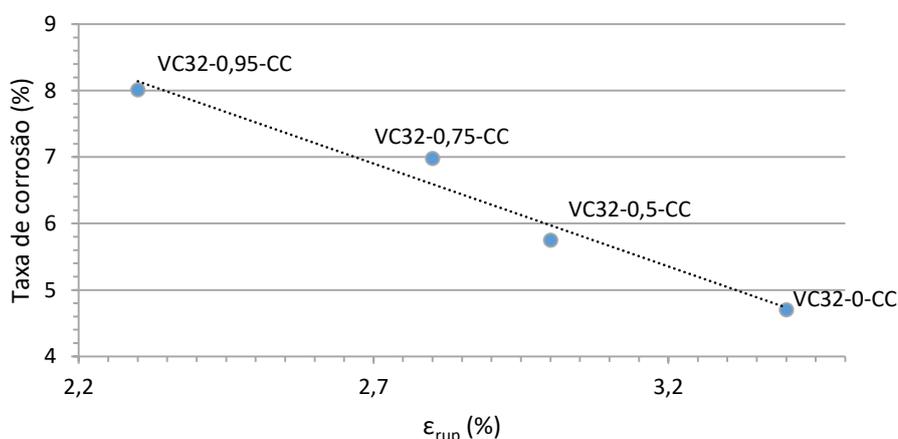
Os valores de deformação específica dos fios para a carga de ruptura são mostrados na Tabela 4.6. Nas vigas corroídas, o fio escoou, mas devido à

corrosão, e conseqüentemente teve redução da seção transversal do fio, acabou ocorrendo a redução da deformação. A armadura da viga V32-0,95-CC foi a que apresentou menor deformação, com redução de 20% em relação a sua referencia, até a aplicação da ultima carga ruptura do aço. Já a armadura da viga V32-0-CC apresentou uma redução de 9% de deformação, em relação a V32-0-SC.

**Tabela 4.6 -Deformação específica da armadura para a carga de ruptura**

Vigas	Deformação ( $\epsilon$ ) (‰)
V32-0-SC	3,75
V32-0,5-SC	3,5
V32-0,7-SC	3,2
V32-0,95-SC	2,9
V32-0-CC	3,4
V32-0,5-CC	3,15
V32-0,7-CC	2,8
V32-0,95-CC	2,3

A Figura 4.71 mostra a influência da protensão na taxa de corrosão e conseqüentemente na deformação da armadura. É possível observar que a taxa de corrosão é inversamente proporcional da deformação de ruptura devido o mecanismo da corrosão sob tensão, no qual a iniciação da fissura provocada pelo crescimento lento de pites na superfície do aço. Após atingir um certo tamanho e profundidade a fissura se propaga rapidamente causando a ruptura frágil.



**Figura 4-71 - Taxa de corrosão versus deformação de ruptura**

## Capítulo 5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo apresenta conclusões sobre os resultados obtidos no procedimento experimental e sugestões para trabalhos futuros.

### 5.1 Conclusões

As informações apresentadas nesta pesquisa, podem ser úteis para a prática da engenharia de estruturas em concreto protendido na tomada de decisões sobre possíveis intervenções para as estruturas protendidas.

A propagação da corrosão do aço protendido no concreto sujeito ao ataque de cloreto foi investigada. Um programa experimental foi apresentado no qual, inicialmente foi realizada a análise do aço com corrosão sob tensão, porém sem a presença do concreto. Em seguida, foram produzidas dezesseis vigas protendidas com diferentes níveis de tensão e de corrosão, com intuito de investigar o comportamento da flexão. Foram discutidos os efeitos da corrosão sobre fissuração, rigidez, resistência máxima e tensão no concreto. As seguintes conclusões podem ser tiradas com base nos resultados encontrados:

- o resultado obtido nos fios tensionados sem a presença de concreto demonstrou que a corrosão sob tensão é caracterizada pela evolução de ataques por pite, que podem levar ao desenvolvimento de microfissuras e microvácuo na seção dos fios. Essa evolução é visível nos fios tensionados, principalmente devido aos efeitos mecânicos e à concentração de tensões nos poços formados;
- os defeitos locais na superfície dos fios propicia um aumento da corrosão sob tensão devido à concentração de tensão e mostram o principal efeito do nível de tensão;
- a hipótese de corrosão uniforme não se aplica ao aço protendido sujeito a corrosão induzida por cloretos, independentemente da força de pré-tensão uma vez que observou corrosões localizadas;
- o nível de tensão aplicado não influenciou na composição dos produtos de corrosão na superfície dos fios, porém o nível de tensão influenciou no processo de corrosão, acelerando a corrosão na superfície do fio pré-tracionado;

- a partir dos resultados obtidos da perda de massa dos fios que ficaram imersos na solução agressiva por três horas, conclui-se que dependendo dos níveis de tensão aplicados nos fios podem levar a um aumento da perda de massa por corrosão de até 8% em comparação com os fios corroídos sem tensão. Para os fios com tensão de 95% do limite elástico, a corrosão por pite causou cerca de 10% de perda da seção.
- a corrosão causou perda considerável na tensão máxima e, portanto, fratura frágil dos fios corroídos. A presença das microfissuras geradas pela corrosão nos fios levou a uma perda do módulo de elasticidade e a uma redução do limite elástico. No entanto, esses são efeitos locais
- a técnica utilizada para avaliar a diferença de potencial com objetivo de detectar a mudança do estado passivo para o ativo de corrosão do fio protendido, mostrou-se bastante eficiente;
- foi possível observar que o processo de corrosão foi menor nas vigas com resistência à compressão de 68MPa, uma vez que a corrente aplicada foi menor devido a menor relação água/cimento;
- no resultado dos ensaios à tração direta realizado nos fios após o ataque, notou-se, que além da redução da tensão de escoamento para todos os fios corroídos, obteve-se uma redução da carga de ruptura. Tendo o fio com pré-tensão de 95% do  $f_{pyk}$  apresentado a menor carga de ruptura, de encontro o fio com 0% do  $f_{pyk}$  manifestou o mesmo comportamento do fio de referencia, porém com uma carga de ruptura relativamente menor;
- os maiores deslocamentos verticais foram obtidos nas vigas corroídas, devido à diminuição da aderência aço/concreto causada pelos produtos da oxidação na superfície do aço, causando maior abertura da fissura;
- verificou-se que a taxa de corrosão do aço aumenta de maneira linear com o aumento do nível de tensões aplicadas. Verificou-se também que a corrosão por pites é a principal forma de corrosão do aço de protensão no concreto sob ataque de cloreto;
- a carga de fissuração e a perda de força de pré-tensão têm uma relação quase linear com o aumento dos níveis de corrosão do fio . A presença da corrosão influencia na distribuição e propagação de fissuras. As vigas corroídas apresentaram maior propagação de fissuras na seção critica. As

vigas com maior presença de corrosão tiveram a formação prematura das principais fissuras;

- a corrosão do aço protendido tem um efeito insignificante na rigidez inicial das vigas. Após o aparecimento da primeira fissura de flexão, os efeitos de corrosão influenciam a rigidez das vigas, influenciada pela perda da área da seção transversal dos fios;
- a corrosão do aço acelera o deslocamento do eixo neutro, além disso a redução da seção transversal dos fios reduziu a capacidade portante das vigas. Por exemplo, na viga V32-0,95CC, com taxa de corrosão de 8,01% diminui cerca de 34% da resistência final da viga;

Cabe ressaltar que as vigas analisadas foram submetidas a uma corrosão eletroquimicamente acelerada, logo a propriedade mecânica e o desempenho podem ser diferentes da corrosão natural.

## **5.2 Sugestões para trabalhos futuros**

A seguir são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros, com objetivo de entender e avaliar melhor o processo corrosivo em elementos protendidos:

- avaliar o concreto sob o ponto de vista da porosidade e capacidade de retenção de íons cloreto;
- aplicar outros processos de aceleração de corrosão, como por exemplo câmara de névoa salina, com a finalidade de se aproximar ainda mais os resultados com o mecanismo de corrosão existente nas estruturas reais;
- avaliar concretos protendidos com adições minerais, verificando o efeito causado no processo de despassivação do aço;
- analisar numericamente, outros tipos de carregamento e de geometria, através das implementações realizadas no presente trabalho, com a finalidade de conferir os resultados mostrados nesta pesquisa ou estabelecer novos padrões para as diferentes situações analisadas.

## Capítulo 6 - REFERÊNCIAS

Aalami, Bijan O. Post-tensioned Buildings: Design and Construction. PTStructures. com, 2014.

Aguiar, J. E. Avaliação Dos Ensaio De Durabilidade Do Concreto Armado A Partir De Estrutura Duráveis. Dissertação (Mestrado), Escola De Engenharia Civil, Universidade Federal De Minas Gerais, 2006.

Ahmed K., Hussain, R. R., Ahmed B. S. Influence Of Stirrup Corrosion On Shear Strength Of Reinforced Concrete Slender Beams: Aci Structural Journal/ 2016.

Al-Amoudi, O.S. Et Al. Effect Of Chloride-Sulfate Ions On Reinforcement Corrosion And Sulfate Deterioration In Blended Cements. In: International Conference On Fly Ash, Silica Fume, Slag And Natural Pozzolans In Concrete, 4., Stambul, 1992. Proceedings. Detroit: Canmet/Aci, 1992. P.1105-1123.

Almeida Filho, F. M., Contribuição Ao Estudo Da Aderência Entre Barras De Aço E Concretos Auto-Adensáveis. 2006. Tese (Doutorado Em Engenharia De Estruturas) - Escola De Engenharia De São Carlos, Universidade De São Paulo, São Carlos, 2006.

Alonso, C.; Nadrade, C.; Izquierdo, M; Nóvoa, X.R.; Perez,M.C. Effect Of Protective Oxide Scales In The Macrogalvanic Behaviour Of Concrete Reinforcement. Corrosion Science, Vol. 40, Nº 8, 1997.

American Concrete Institute, Buildin Code Requeriments for Structural Concrete, ACI 318. 505p. (2008)

Alonso, M. C.; Angst, U.; Sanchez, M; Ann, K. Y. Onset Of Chloride Induced Reinforcement Corrosion. In: Kim, S. H. And Ann, K. Y. (Eds.). Handbook Of Concrete Durability. Korea: Middleton Publishing Inc, 2010.

Andrade, T.; Silva, A. J. C. Patologia Das Estruturas. In: Isaia, Geraldo Cechella (Ed.). Concreto: Ensino, Pesquisa E Realizações. São Paulo: Ibracon, 2005.

Andrade, C. Et Al. Determination Of The Corrosion Rate Of Steel Embedded In Concrete By The Polarization Resistance And A.C. Impedance Methods. 1986.

Andrade, M. C.; Page, C. L. Pore Solution Chemistry And Corrosion In Hydrated Cement Systems Containing Chloride Salts: A Study Of Cation Specific Effects. British Corrosion Journal, V. 21, N.1, P. 49-53, 1986

Andrade, C.; Alonso C. On-Site Monitoring Of Concrete Repairs By Polarisation Resistance. In: International Conference On Rehabilitation Of Concrete Structures, Melbourne, 1992. Proceedings. Melbourne: Rilem, 1992. P. 51-60.

Andrade, C. Nueva Técnica Eletroquímica De Medida De La Corrosión De Armaduras En Hormigones Armados Y Pretensados. Empleo De Aditivos Inhibidores Como Método De Protección. 129p. Tese (Dotorado) - Facultad Ciencias. Químicas, Universidad. Complutense De Madrid. Madrid. 1973

Andrade, C; González, J.A. Quantitative Measurements Of Corrosion Rate Of Reinforcing Steels Embedded In Concrete Using Polarization Resistance Measurements. Werkstoffe Und Korrosion, N. 29, P. 515-519. 1978.

Andrade, C. Manual Para Diagnóstico De Obras Deterioradas Por Corrosão De Armaduras. São Paulo: Pini, 104p. 1992.

Antunes, P. D. Influência Do Metal De Adição Na Susceptibilidade À Corrosão Sob Tensão De Juntas Soldadas Do Aço Inoxidável Ferrítico Aisi 444 Em Meios Contendo Cloreto De Magnésio. Programa De Pós-Graduação Em Materiais Para Engenharia Universidade Federal De Itajubá, Itajubá 2010, 124p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5739- Concreto - Ensaio de Compressão de corpos de prova cilíndricos, 2007.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118- Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, 2014.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7222- Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, 2011.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9778- Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica, 2009.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 248- Agregados - Determinação da composição granulométrica, 2003.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR NM 67- Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, 1998.

ASTM - Internacional Handbook Committee. Asm Handbook: Corrosion: Fundamentals, Testing, And Protection. V. 13a. Usa. 2013.

Bard, A. J.; Faulkner, L. R. Electrochemical Methods: Fundamentals And Applications. New York: John Wiley & Sons. 1980. 718 P.

Baroghel-Bouny, Véronique; Capra, Bruno. Laurens, Stéphane. A Durabilidade Das Armaduras E Do Concreto De Cobrimento. In: Ollivier, Jean-Pierre; Vichot, Angélique (Ed.). Durabilidade Do Concreto: Bases Científicas Para Formulação De Concretos Duráveis De Acordo Com O Ambiente. Ed. Tradução: Cascudo, Oswaldo; Carasek, Helena. São Paulo: Ibracon, P. 255-326, 2014.

Bauer, E. Avaliação Comparativa Da Influência Da Adição De Escória De Alto Forno Na Corrosão Das Armaduras Através De Técnicas Eletroquímicas. 1995. 236p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade De São Paulo. São Paulo.

Behera P. K. , Moon A. , Mondal K. , Misra Less S. - Estimating Critical Corrosion For Initiation Of Longitudinal Cracks In Rc Structures Considering Phases And Composition Of Corrosion Products – Material Science – Journal of Materials in civil Engineering. 2016.

Berke, N. S.; Hicks, M. C. Predicting Long-Term Durability Of Steel Reinforced Concrete With Calcium Nitrite Corrosion Inhibitor. Cement And Concrete Composites. V. 26, N. 3, P. 191-198, 2004.

Bertolini, Luca; Elsener, Bernhard. Pedefferri, Pietro. Polder, Rob. Corrosion Of Steel In Concrete: Prevention, Diagnosis And Repair. Germany. Wiley-Vch, 2004.

Böhni, H. (Ed.) Corrosion In Reinforced Concrete Structures. Cambridge: Woodhead, 2005, 248p

Brandão, A. M. S.; Pinheiro, L. M. Qualidade E Durabilidade Das Estruturas De Concreto Armado: Aspectos Relativos Ao Projeto. Cadernos De Engenharia De Estruturas. Eesc. Universidade De São Paulo. São Carlos, 1999.

Cairns J. , Plizzari Ga, Y. Du , Dw Law , C. Franzoni - Propriedades Mecânicas do Reforço de Danos por Corrosão – Aci. 2005.

Callister, W. D. Materials Science And Engineering: Uma Introdução. 8 Edição. New York: Ltc, 705p. 2000.

Callister,W.D.,Jr Ciência E Engenharia De Materiais: Uma Introdução. Rio De Janeiro: Editora Ltc , 2002.

Cascudo, O. O Controle Da Corrosão De Armaduras Em Concreto: Inspeção e Técnicas Eletroquímicas. São Paulo: Pini; Goiania: Editora Ufmg, 1997.

Castel A., François R., Arliguie G.- Comportamento Mecânico de Vigas de Concreto Armado Corroídas - Parte 1: Estudo Experimental de Vigas Corroídas. Pp. 539 – 544. 2000.

Castellote, M.; Andrade, C.; Alonso, C. Measurement Of The Steady And Non-Steady-State Chloride Diffusion Coefficients In A Migration Test By Means Of Monitoring The Conductivity In The Analyte Chamber. Comparison With Natural Diffusion Tests. Cement And Concrete Research, V.31, N. 10, P. 1411–1420, 2001.

Castro, P. The Atmospheric Corrosion Performance Of Reinforced Concrete In The Peninsula Of Yucatan, México. A Review. Corrosion Reviews, V.17, N. 5-6, P.333- 382. 1999.

Castro, P.; De Rincon, O.T.; Pazini, E.J. Interpretation Of Chloride Profiles From Concrete Exposed To Tropical Marine Environments. Cement And Concrete Research, V.31, N.4, P.529-537, April. 2001.

Cochet, G.; Jesus, B. Diffusion Of Chloride Ions In Portland Cement-Filler Mortars. In: International Conference On Blended Cements In Construction, Sheffield, 1991. Proceedings. Sheffield: Elsevier, 1991, P.365- 376.

Coccia S., Imperatore S., Rinaldi Z., Influence Of Corrosion On The Bond Strength Of Steel Rebars In Concrete. Materials And Structures 49 (2014) 537–551.

Cochet, G.; Jesus, B. Diffusion Of Chloride Ions In Portland Cement-Filler Mortars. In: International Conference On Blended Cements In Construction, Sheffield, 1991. Proceedings. Sheffield: Elsevier, 1991, P.365-376.

Colpaert, H. Metalografia Dos Produtos Siderúrgicos Comuns, 4ed. Ed Blucher. 2008.

Costa, V. C., Influência Da Corrosão Generalizada Na Aderência E Comportamento Estrutural De Elementos De Concreto Armado. 2012. Tese (Doutorado Em Ciência E Engenharia Civil) – Engenharia Civil E Ambiental, Universidade De Brasília, Df, 2012.

Dai, L., Wang, L., Zhang, J., Zhang, X.; A Global Model For Corrosion-Induced Cracking In Prestressed Concrete Structures. *Engineering Failure Analysis*. Elsevier, 2016, 62(16), 263–275.

Deus, J.M.; Freire, L.; Montemor, M.F.; Nóvoa, X.R., The Corrosion Potential Of Stainless Steel Rebars In Concrete: Temperature Effect. *Corrosion Science* 65 (2012) 556–560.

Dornelles, F. L. Estudo sobre a modelagem da protensão em lajes lisas com o uso de analogia de grelhas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

Dotto J. M. R., Corrosão do aço induzido por íons cloreto – uma análise crítica das técnicas eletroquímicas aplicadas ao sistema aço-concreto com ou sem pozolana. Programa de Pós-Graduação Em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais. Universidade Federal Do rio Grande do Sul, Porto Alegre 2006.

Duarte, R.G.; Castela, A.S.; Neves, R.; Freire, L., Corrosion Behavior Of Stainless Steel Rebars Embedded In Concrete: An Electrochemical Impedance Spectroscopy Study. *Electrochimica Acta* 124 (2013) 218–224.

- Dyer, T. (2014). *Concrete durability*. Crc Press.

Emmons P.H.; *Concrete Repair And Maintenance Illustrated: Problem Analysis, Repair Strategy, Techniques*, R.S. Means Copyright Kindgastone, 1994.

Erlin, B.; Hime, W.G. Chloride Induced Corrosion. *Concrete International*, Cettroit: Aci, V.7,N.9, P.23-25, 1985.

Fernandes, J. C., Desenvolvimento De Um Dispositivo Tipo Carga Constante Para Avaliação Da Susceptibilidade À Corrosão Sob Tensão De Aço Inoxidável Austenítico. Pós-Graduação Em Materiais Para Engenharia Universidade Federal De Itajubá, Itajubá 2010, 114p.

Ferreira, R. M. Avaliação Dos Ensaio De Durabilidade Do Betão, Dissertação (Mestrado Em Construção Civil) – Materiais E Reabilitação Da Construção, Universidade Do Minho, Escola De Engenharia, Guimarães, 2000.

Figueiredo, A. D. Concreto Com Fibras De Aço. Boletim Técnico Da Escola Politécnica De Usp, Departamento De Engenharia De Construção Civil, São Paulo, 2000.

Figueiredo E. P.; Meira G. Corrosión De Armadura De Estructuras De Hormigón Corrosão Das Armaduras Das Estruturas De Concreto Reinforcement Corrosion Of Concrete Structures. Asociación Latinoamericana De Control De Calidad, Patología Y Recuperación De La Construcción - Alconpat Int 2013

Figueiredo, E. J. P. Avaliação Do Desempenho De Revestimentos Para Proteção Da Armadura Contra A Corrosão Através De Técnicas Eletroquímicas, Contribuição Ao Estudo De Reparo De Estruturas De Concreto Armado.. (Tese) Doutorado – Escola Politécnica Da Universidade Da Universidade De São Paulo, 423 P. 1994.

Fontana, M. G. Corrosion Engineering. 3ª Ed. New Delhi –Índia: Editora Tata Mcgraw-Hill Education Private Limited. 2010.

Freire, K.R.R. Avaliação Do Desempenho De Inibidores De Corrosão Em Armaduras De Concreto. 192p. Dissertação (Mestrado Em Estruturas), Universidade Federal Do Paraná, Paraná, 2005.

Freitas, L. B., Reforço De Vigas De Concreto Armado Ao Esforço Cortante Com Chapas De Aço Coladas. Tese De M. Sc., Coppe/Ufrj, Rio De Janeiro, Rj, Brasil, 1997.

Garcés P., Andrade M.C. Saez A., Alonso M. C. Corrosion Of Reinforcing Steel In Neutral And Acid Solutions Simulating The Electrolytic Environments In The Micropores Of Concrete In The Propagation Period. Corrosion Science Volume 47, Issue 2, February 2005, Pages 289-306.

Gemelli, E. Corrosão De Materiais Metálicos E Sua Caracterização. Editora Livros Técnicos Científicos. 2001.

Gentil, Vicente, Corrosão, 3ed., Ed. Guanabara:, Rio De Janeiro, P. 148-149, 1987.

Gentil, V. Corrosão. 5. Ed., Rio De Janeiro: Ltc., 353 P. 2007

Gentil, Vicente. Corrosão. 4ºEd. Rio De Janeiro: Editora Ltc, 2003.

Gjorv, Odd E. Durability Design Of Concrete Structures In Severe Environments. 2ª Ed. Boca Raton: Crc Press, 254 P2014.

Giovanni Pais Pellizzer Análise Mecânica e Probabilística da Corrosão de Armaduras de Estruturas de Concreto Armado Submetidas à Penetração de Cloretos 2015.

Glass, G. K.; Buenfeld, N. R. The Presentation Of The Chloride Threshold Level For Corrosion Of Steel In Concrete. Corrosion Science: Great Britain, V. 39, N. 5, P. 1001-1013, 1997.

Glasser, F.P. Fundamental Aspects Of Cement Solidification And Stabilization. Journal Of Hazardous Materials, V. 52, N. 2-3, P. 151-170, 1997.

Gomes, L. M. F. Estudo Da Susceptibilidade À Corrosão Sob Tensão E À Corrosão – Fadiga Do Aço ApiX65 Aspergido Termicamente Utilizado Em Componentes Offshore. Programa De Pós-Graduação Em Engenharia De

Minas, Metalúrgica E Material - Ppgem, Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul. Porto Alegre 2003, 121p.

Gonzalez, J.A.; Molina, A.; Escudero, M.L.; Andrade, C. Erros In The Electrochemical Evaluation Of Very Small Corrosion Rates - I. Polarization Resistance Method Applied To Corrosion Of Steel In Concrete. Corrosion Science, V.25, N.10, P.917-930. 1985.

Graeff, A. G., Avaliação Experimental E Modelagem Dos Efeitos Estruturais Da Propagação Da Corrosão Em Elementos De Concreto Armado. Dissertação (Mestrado Em Engenharia) – Programa De Pós-Graduação Em Engenharia Civil, 2007.

Halamickova, P. Et Al. Water Permeability And Chloride Íon Diffusion In Portland Cemente Mortars: Relationship To Sand Content And Critical Pore Diameter. Cement And Concrete Research, Nova York, V. 25, Issue 4, 1995.

Hansson, C.M., Strunge, H.; Markussen, J.B.; Frolund, T. The Effect Of Cement Type On The Diffusion Of Chloride. Nordic Concrete Research, Dinamarca, N.4, P.70-80, 1985.

Hausmann, D. A. Steel Corrosion In Concrete: How Does It Occur? Materials Protection, P. 19-23, 1967. \_\_\_\_\_. A Probability Model Of Steel Corrosion In Concrete. Materials Performance, Houston, V. 37, N. 10, P. 64-68. 1998.

Helene, P. R. L. Contribuição Ao Estudo Da Corrosão Em Armaduras De Concreto Armado. São Paulo, 231 P. Tese – Escola Politécnica, Universidade De São Paulo. 1993.

Helene, P.R.L. Corrosão Em Armaduras Para Concreto Armado. 4.Ed. São Paulo: Pini, 47 P. 1999.

Helene, Paulo R.L. Corrosão Em Armaduras Para Concreto Armado. São Paulo: Editora Pini – Instituto De Pesquisas Tecnológicas Ipt, 47p. 1986.

Helene, P. R. L. Introdução Da Vida Útil No Projeto Das Estruturas De Concreto. Workshop Sobre Durabilidade Das Construções. São José Dos Campos, 2001.

Helene, Paulo R.L.; Lourenço M. Z.; Cunha, M. P. T.; Sales A., Corrosão Em Armaduras Para Concreto Armado: Teoria, Controle E Métodos De Análise. Organização Daniel Vêras Ribeiro. -1. Ed. – Rio De Janeiro: Elsevier. 13p. 2014

Herrero, V., Estudio Comparativo De Las Propiedades De Adherencia De Cordones De Pretensado Em Elementos Pré Fabricados De Hormigones De Altas Prestaciones Iniciales. Tese (Doutorado) – Escola Técnica Superior Ingenieros De Caminos, Canales Y Puertos, Universidad De La Coruña, 2000.

Houst, Yves; Wittmann, Folker. Depth Profiles Of Carbonates Formed During Natural Carbonation. Cement And Concrete Research. Vol. 32, 2002.

Isaia, G. C. Durabilidade Do Concreto Ou Das Estruturas De Concreto. Workshop Sobre Durabilidade Das Construções. São José Dos Campos, 2001.

Isaia, G.C; Vagheti, M.; Gastaldini, A.L.G., Efeitos De Misturas Pozolânicas Sobre A Carbonatação Do Concreto De Cimento Portland. Anais. São Paulo. 14p. 1998.

John, D.G.; Searson, P.C.; Dawson, J.L. Use Of Ac Impedance Technique In Studies On Steel In Concrete In Immersed Conditions. British Corrosion Journal, V.16, N.2, P.102-106. 1981.

Kahn, L. F.; Lopez, M. Prestress Losses In High Performance Lightweight Concrete Pretensioned. Pci Journal, 2005.

Kropp, J. Chlorides In Concrete. In: Kropp, J.; Hilsdorf, H. K. Performance Criteria For Concrete Durability. London: Crc Press, P. 138-164, 2014.

Li F.; Yuan Y., Li C.Q. – Corrosion propagation of prestressing steel strands in concrete subject to chloride attack. *Construction and Building Materials*. 2011.

Lima, M. G. Ação Do Meio Ambiente Sobre As Estruturas De Concreto. In.: *Concreto: Ensino, Pesquisa E Realizações*. Editor: Geraldo Cechella Isaia. São Paulo: Ibracon, 2005.

Lim, Tze Yang Darren; Teng, Susanto; Bahador, Sabet Divsholi; Gjorv, Odd E. Durability Of Very-High-Strength Concrete With Supplementary Cementitious Materials For Marine Environments. *Aci Materials Journal*, V. 113, N. 1, P. 95-103, 2016.

Lippold, J. C.; Kotecki, D. J. *Welding Metallurgy And Weldability Of Stainless Steels*. New Jersey –Usa: Wiley-Interscience –John Wiley & Sons, Inc., Publications. 2005.

Lorenz, W.J.; Mansfeld, F. Determination Of Corrosion Rates By Electrochemical Dc And Ac Methods. *Corrosion Science*, V.21, N.9, P.647-672. 1981.

Mancini G., Tondolo, F. Luciano, L. Minetola, P.Tondolo, F, Local Reinforcing Bar Damage In R.C. Members Due To Accelerated Corrosion And Loading. *Construction And Building Materials* 69 (2014) 116–123.

Mangat, P. K.; Molloy, B. T. Factors, Influencing Chloride-Included Corrosion Of Reinforcement In Concrete. *Materials And Structures*, V. 25, P. 404-411, 1992.

Matlakhova, A. N. *Corrosão E Proteção Dos Materiais*. Apostila Do Curso De Graduação Em Engenharia Metalúrgica E De Materiais Da Universidade Estadual Do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 2015, P.9.

Mattos, Flavio Vassalo. *Contribuição Ao Estudo De Argamassas De Recuperação Superficial Em Estruturas De Concreto Armado*. Vitoria 2002.

Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. Estrutura, Propriedades E Materiais. São Paulo: Pini, 1994. 573p.

Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. Concreto: Microestrutura, Propriedades E Materiais. 1. Ed. São Paulo: Ibra-Con, 674 P.2008.

Meira, Gibson Rocha. Corrosão De Armaduras Em Estruturas De Concreto: Fundamentos, Diagnóstico E Prevenção. João Pessoa: Editora Ifpb, 127 P. 2017.

Milella, Pietro Paolo. Fatigue And Corrosion In Metals. Milan –Itália: Springer-Verlag. 2013.

Monteiro, P. J. M.; Morrison, F.; William F. Nondestructive Measurement Of Corrosion State Of Reinforcing Steel In Concrete. Aci Materials Journal, V.90, N.6, P.704-709, Nov./Dec. 1998.

Monteiro, E.C.B. Avaliação Do Método De Extração Eletroquímica De Cloretos Para Reabilitação De Estruturas De Concreto Com Problemas De Corrosão De Armaduras. Tese (Doutorado) -Escola Politécnica Da Universidade De São Paulo. Departamento De Engenharia De Construção Civil. 2002.

Monteiro, E.C.B.; Nepomuceno, A.A. Estudo Da Capacidade De Proteção De Alguns Tipos De Cimentos Nacionais, Em Relação À Corrosão De Armaduras, Sob A Ação Conjunta De CO<sub>2</sub> e Íons Cloretos: Influência Da Relação Água/Cimento. In: International Congress On High-Performance Concrete, And Performance And Quality Of Concrete Structures, Florianópolis, 1996. Anais. Florianópolis: Rocha, 1996. P.379-389.

Nace – National Association Of Corrosion Engineers. Nace Rp0775-2005.

Naghizadeh, M.; Nakhaie, D.; Zakeri, M.; Moayed, M.H. The Effect Of Dichromate Ion On The Pitting Corrosion Of Aisi 316 Stainless Steel Part Ii: Pit Initiation And Transition To Stability. Corrosion Science. V. 94, P. 420-427, 2015.

Nepomuceno, A.A. Comportamiento De Morteros De Reparacion Frente A La Carbonatación Y La Penetracion De Cloruros En Estructuras De Hormigon Armado Dañadas Por Corrosion De Armaduras. Estudio Mediante La Resistencia De Polarizacion. 371p. Tese (Doutorado) - Universidad Politecnica De Madrid, Instituto De Ciencias De La Construccion "Eduardo Torroja"- Csic. Madrid. 1992.

Nepomuceno, Antônio Alberto. Mecanismos De Transporte De Fluidos No Concreto. In: Isaia, Geraldo Cechella (Ed.). Concreto: Ensino, Pesquisa E Realizações. V. 2. Cap. 26. São Paulo: Ibracon, P. 793-827, 2005.

Neville, A.M. Propriedades Do Concreto. São Paulo: Projeto De Divulgação Tecnológica – Abcp/Pini, 1997.

Neville, A. Chloride Attack Of Reinforced Concrete: An Overview. Materials And Structures, V.28, N 2, P. 63-70, 1995.

Neville, A. Consideration Of Durability Of Concrete Structures: Past, Present And Future. Materials And Structures. Nova Iorque, 2001.

Nunes, L.P. Fundamentos De Resistência À Corrosão. Rio De Janeiro: Editora Interciência. 330p. 2007.

Oliveira. F. G. X. Técnicas Eletroquímicas De Mitigação E Terapia Da Corrosão De Armaduras Em Estruturas De Concreto Armado, Trabalho De Conclusão De Curso Apresentado À Pós-Graduação Lato Sensu - Engenharia Diagnóstica - Patologia E Perícias Na Construção Civil, Universidade Paulista, João Pessoa, 2019.

Oliveira, Fábio Giovanni Xavier De; Oliveira, Flávio Roberto Xavier De. Evaluation And Repair Of A Reinforced Concrete Structure: A Case Study. Spain. Construction Pathology, Rehabilitation Technology And Heritage Management – Rehabend, 2018.

Ollivier, Jean-Pierre; Torrenti, Jean-Michel. A Estrutura Porosa Dos Concretos E As Propriedades De Transporte. In: Ollivier, Jean-Pierre; Vichot, Angélique (Ed.). Durabilidade Do Concreto: Bases Científicas Para Formulação De Concretos Duráveis De Acordo Com O Ambiente. Ed. Tradução: Cascudo, Oswaldo; Carasek, Helena. Cap. 3. São Paulo: Ibracon, P. 41-112, 2014.

Page, C.L.; Short, N.R.; Holden, W.R. The Influence Of Different Cements On Chloride-Induced Corrosion Of Reinforcing Steel. Cement And Concrete Research, V.16, N.5, P.79-86, September. 1986.

Pannoni, Fabio Domingos Projeto E Durabilidade / Fábio Domingos Pannoni. - Rio De Janeiro: Instituto Aço Brasil / Cbca, 2017.

Panossian, Z. Corrosão E Proteção Contra Corrosão Em Equipamentos E Estruturas Metálicas, Vol1, São Paulo: Instituto De Pesquisas Tecnológicas, 1993.

Paradis, F.; Lapointe, V.; Fellah, S.; Jolin, M.; Marchand, J. Avancement Des Travaux Sur L'étude De La Corrosion Des Armatures À L'université Laval. Septième Edition Des Journées Scientifiques Du Regroupement Francophone Pour La Recherche Et La Formation Sur Le Béton, Toulouse-France, 2006.

Parrot, L. J. "Damage Caused By Carbonation Of Reinforced Concrete". (10 -Dcc: Damage Classification Of Concrete Structures – Rilem). Materials And Structures, N. 23, P. 230-234. 1996.

Pereira, V. G. A. Avaliação Do Coeficiente De Difusão De Cloretos Em Concretos: Influência Do Tipo De Cimento, Da Relação A/C, Da Temperatura E Do Tempo De Cura. 138p. Dissertação De Mestrado. Programa De Pós-Graduação Em Engenharia Civil Da Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul. Porto Alegre, 2001.

Pereira, Victor Correia De Oliveira; Monteiro, Eliana Cristina Barreto; Almeida, Kalline Da Silva. Influence Of Cement Type In Reinforcement Corrosion Of Mortars Under Action Of Chlorides. *Construction And Building Materials*, V. 40, P. 710-718, Mar. 2013.

Peters, W.H.; Ranson, W.F. Digital Imaging Techniques In Experimental Stress Analysis, *Opt. Eng.* 21, 427-432, 1982.

Petterson, K. Chloride Threshold Value And The Corrosion Rate In Reinforced Concrete. In: Swamy, R.N. Ed. *Corrosion And Corrosion Protection Of Steel In Concrete*. Sheffield: Sheffield Academic Press, 1994. P.461-474.

Pinto, D.F. Comportamento Em Corrosão Sob Tensão De Um Aço Inoxidável Ferrítico Aisi 444 Soldado Com Aço Inoxidável Austenítico Aisi 316lsi, Em Meios Contendo Cloretos. 2006. 107f. Dissertação (Mestrado Em Engenharia De Materiais) – Rede Temática Em Engenharia De Materiais, Universidade Federal De Ouro Preto, Ouro Preto 2006.

Poupard, Olivier; Ait-Mokhtar, Abdelkarim; Dumargue, Paul. Corrosion By Chlorides In Reinforced Concrete: Determination Of Chloride Concentration By Impedance Spectroscopy. *Cement And Concrete Research*, Vol 34, 2004.

Pourbaix, M. Curso Sobre Corrosão Eletroquímica. Lisboa: Instituto Nacional De Investigação Industrial. 1961. 90p.

Preparation, Installation, Analysis, And Interpretation Of Corrosion Coupons In Oilfield Operations, 2005.

Proverbio E.; Cigna R. The Influence Of Pitting Corrosion On The Evaluation Of Polarization Resistance Of Bars In Concrete Structures. In: Page, C.L.; Bamforth, P.B.; Figg, J.W Eds. *Corrosion Of Reinforcement In Concrete Construction*. Cambridge: Royal Society Of Chemistry, 1996. P.243-248.

- Qiu, Q. (2020). A state-of-the-art review on the carbonation process in cementitious materials: Fundamentals and characterization techniques. *Construction and Building Materials*, 247, 118503. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2020.118503>

Raman, A.; Nasrazadani, S.; Sharma, L. Morphology Of Rust Phases Forme On Weathering Steels In Various Laboratory Corroion Tests. *Metallography*, V.22, P. 79-96, 1989.

Rasheeduzzafar Et Al. Effect Of Tricalcium Aluminate Content Of Cement On Corrosion Of Reinforcing Stell In Concrete. *Cement And Concrete Research*, V.20, N.5, P.723-738, September. 1990.

Revert, A. B.; Weerd, K.; Hornbostel, K. ; Geiker, M. R.. Carbonation-Induced Corrosion: Investigation Of The Corrosion Onset. *Construction And Building Materials*. Vol. 152, 2018.

Rincón, O. Et Al. (Org.) Manual De Inspeccion, Evaluación Y Diagnostico De Corrosion En Estructuras De Hormigón Armado. 2.Ed. Madrid: Red 210 Iberoamericana Xv.B. Durar – Durabilidad De La Armadura, Del Subprograma Xv – Corrosion:Impacto Ambiental Sobre Materiales – Cytel, 1998. 208p.

Roberge, P.R. *Handbook Of Corrosion Engineering*. 1999.

Rodrigues, Joaquim. Corrosão No Concreto Armado; A Pastilha Anti-Corrosão *Revista Recuperar* Nº 33, P. 4 -18 Rio De Janeiro, Ed. Thomastec, 2000.

Roy, D. M. Hydration, Microstructure And Chloride Diffusion Of Slag-Cement Pastes And Mortar. In: *International Conference On Fly Ash. Silica Fume, Slag And Natural Pozzolans In Concrete*, Trondheim. *Proceedings*. Detroit: Canmet/Aci, 1989, V.2. P.1236-1281. (Sp-114).

Sagoe-Crentsil, K. K.; Glasser, F. P. Analysis Of The Steel: Concrete Interface. In: Page, C. L.; Treadaway, H. W. J.; Bamforth, P. B. *Corrosion Of Reinforcement*

In Concrete. London: Society Of Chemical Industry, Elsevier Applied Science, P. 74 - 86. 1990.

Sales, Almir; Sousa, Carlos Alberto Caldas De; Almeida, Fernando Do Couto Rosa; Cunha, Manuel Paulo Teixeira; Lourenço, Maria Zita; Helene, Paulo. Corrosão Em Estruturas De Concreto Armado. Rio De Janeiro: Elsevier, 2014.

Sanjuan, M. A. B. Cálculo Del Período De Inciación De La Corrosión De La Armadura Del Hormigón. Madrid, Tese (Doutorado) – Universidad Complutense, Facultad De Ciências Químicas. 386p.1992.

Sanjuán, M. A.; Olmo. Carbonation Resistance Of One Industrial Mortar Used As A Concrete Coating. Building And Environment. V. 36, N. 8, P. 9 9-953, 2001.

Saremi, M.; Mahallati, E. A Study On Chloride-Induced Depassivation Of Mild Steel In Simulated Concrete Pore Solution. Cement And Concrete Research, Vol 32, 2002.

Schiessl, P.; Bakker, R. Measures Of Protection. In: Schiessl , P. (Ed.) Corrosion Of Steel In Concrete. New York: Rilem / Chapman And Hall, P. 70-78, 1988.

Schön, C. G. Mecânica Dos Materiais. 1ª Ed. Rio De Janeiro: Editora Elsevier. 2013.

Schweitzer, A. Fundamentals Of Corrosion – Mechanisms, Causes And Preventative Methods. Crc Press. 41p, 2010.

Sedriks, A. J. Corrosion Of Stainless Steels. 2. Ed. New York ; Chichester; Brisbane: John Willey. Cap.14. 1996.

Senatore, M.; Finzetto, L.; Perea, E., Estudo Comparativo Entre Os Aços Inoxidáveis Duplex E Os Inoxidáveis Aisi 304l/316l. Revista Escola De Minas: Rede De Revistas Científicas De América Latina, El Caribe, Espanha E Portugal, Vol. 60, Número 1, Pp 175-181, 2007.

Shanglin L., Kefei L., Jie C., Xiaobin L. - Corrosion of High-Strength Steel Wires under Tensile Stress – MDPI materials. 2020.

Silva, Paulo Fernando A., Durabilidade Das Estruturas De Concreto Aparente Em Atmosfera Urbana. 1º Ed. São Paulo: Editora Pini – Serrana, 152p. 1995

Silva, Turibio José Da. Mecanismo De Transporte De Massa No Concreto. In: Isaia, Geraldo Cechella (Ed.). Concreto: Ciência E Tecnologia. V. I. Cap. 23. São Paulo: Ibracon, P. 809- 847, 2011.

Silva, T. J. Como Estimar A Vida Útil De Estruturas Projetadas Com Critérios Que Visam A Durabilidade. Workshop Sobre Durabilidade Das Construções. São José Dos Campos, 2002.

Souza, V.C.M.; Ripper, T. Patologia, Recuperação E Reforço De Estruturas de Concreto. São Paulo: Pini, 2009.

Souza, V.; Ripper, T. Patologia, Recuperação E Reforço De Estruturas De Concreto. – São Paulo: Pini, 1998.

Soleymani, H. R. Ismail, M. E. Comparing Corrosion Measurement Methods To Assess The Corrosion Activity Of Laboratory Opc And Hpc Concrete Specimens. Cement And Concrete Research. V. 34, N. 11, 2004, P. 2037-2044.

Stern, M.; Geary, A.L. Electrochemical Polarization. A Theoretical Analysis Of The Shape Of Polarization Curves. Journal Of The Electrochemical Society, V.104, N.1, P.56-63. 1957.

Suda, K.; Misra, S; Motohashi, K. Corrosion Products Of Reinforcing Bars Embdded In Concrete. Corrosion Science, V.35, N.5-8, P.1543-1549. 1993.

Suryavanshi, A.K.; Scantlebury, J.D.; Nedwell, P.J. Pore Solution Analysis Of Normal Portland Cement And Sulphate Resistant Portland Cement Mortars And

Their Influence On Corrosion Behaviour Of Embedded Steel. In: Swamy, R.N. Ed. Corrosion And Corrosion Protection Of Steel In Concrete. Sheffield: Sheffield Academic Press, 1994. P.482-490.

Suryavanshi, A.K.; Scantlebury, J.D.; Lyon, S.B. Mechanism Of Friedel's Salt Formation In Cements Rich In Tri-Calcium Aluminate. Cement And Concrete Research, V.26, N.5, P.717-727, May. 1996.

Tondolo, F, Bond Behaviour With Reinforcement Corrosion. Construction And Building Materials 93 926–932. 2015.

Torres, A. S. Avaliação Da Sensibilidade Do Ensaio Caim – Corrosão Acelerada Por Imersão Modificada – Frente Ao Processo De Corrosão De Armaduras De Concreto Armado. 2006. Dissertação (Mestrado Em Engenharia) – Programa De Pós-Graduação Em Engenharia Civil, Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul, Porto Alegre, 2006.

Tuutti, K. Corrosion Steel In Concrete. Swedish Cement And Concrete Research Institute, 1982, 469p.

Vasconcelos, A. C. De; Carrieri, R.J. A Escola Brasileira Do Concreto Armado. 1 Ed. São Paulo: Axis Mundi, 207 P. 2005.

Vèles, W., Matta, F., Ziehl P.; Electrochemical Characterization Of Early Corrosion In Prestressed Concrete Exposed To Salt Water. Materials And Structures, 2016, 49:507-520.

von Greve-Dierfeld, S., Lothenbach, B., Vollpracht, A. et al. Correction to: Understanding the carbonation of concrete with supplementary cementitious materials: a critical review by RILEM TC 281-CCC. Mater Struct 54, 87 (2021). <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01658-1>

Vu N; A, Castel A., François R. Effect of stress corrosion cracking on stress–strain response of steel wires used in prestressed concrete beams - Elsevier Enhanced Reader V.51, Ed.6, Pg. 1453-1459, 2009.

Wolyneq, S. Técnicas Eletroquímicas Em Corrosão. São Paulo, Edusp. 2003. 166p.

Yafei, W.; Guangxu, C.; Wei, W.; Qiao, Q.; Yun, L.; Wuifeng, L. Effect Of Ph And Chloride On The Micro-Mechanism Of Pitting Corrosion For High Strength Pipeline Steel In Aerated Nacl Solutions. Applied Surface Science. V. 349, P. 746-756, 2015.

Yuan, Quiang; Shi, Caijun; Schutter, De Geert; Audenaert, Katrien; Deng, Dehua. Chloride Binding Of Cement-Based Materials Subject To External Environment: A Review. Constructions And Building Materials. Vol. 23. 2009.

Zhang, R., Caste, A., François, R.; Influence Of Steel–Concrete Interface Defects Owing To The Top-Bar Effect On The Chloride Induced Corrosion Of Reinforcement. Magazine Of Concrete Research, 63(10), 773–781. 2011

Zhang, X., Wang L., Zhang J., Liu Y. Flexural behavior of bonded post-tensioned concrete beams under strand corrosion \_ Elsevier Enhanced Reader; Nuclear Engineering and Design. 414-424. 2017

Zia, Paul; Preston, H. Kent; Scott, Normal L; WORKMAN, Edwin B. 101 Estimating prestress losses. Concrete International, v. 1, n. 6, p. 32-38, 1979

# **Apêndice A**

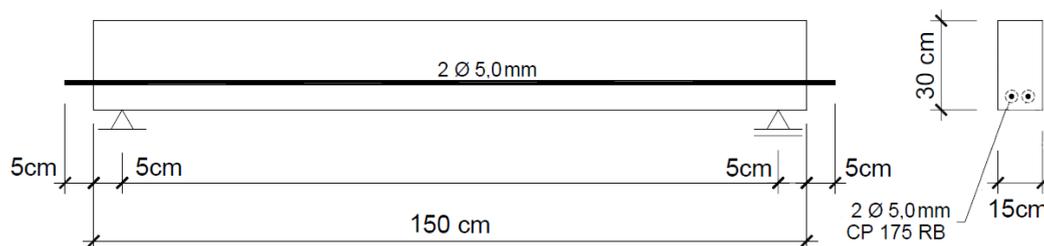
CÁLCULO DAS VIGAS PRÉ-TRACIONADAS

## APÊNDICE A

O dimensionamento das vigas foi feito baseado nas recomendações da NBR 6118/2014. Considera o concreto com resistência de 32 MPa e 68 MPa.

No dimensionamento não foi levada em conta a presença de corrosão nas armaduras. As vigas foram dimensionadas utilizando 2 fios de 5mm pré-tensionado.

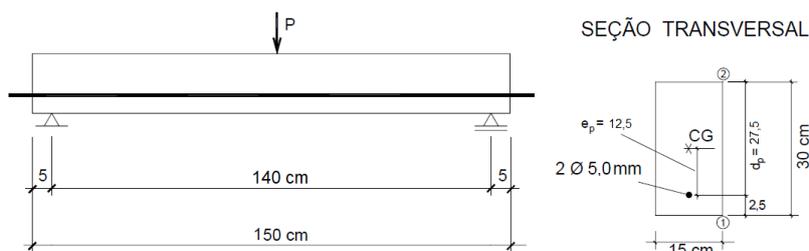
A Figura A.1 apresenta o modelo para as vigas, e a Tabela A.1 apresenta os dados adotados para o cálculo.



**Figura A 1 - Modelo das vigas pré-tensionadas.**

**Tabela A 1 -Dados para o cálculo das vigas pré-tensionadas**

<b>Concreto de 32 MPa</b>	
$f_{c,transf} = 25\text{MPa}$	$f_{ct} = 3,0\text{MPa}$
$f_c = 32\text{MPa}$	$E_c = 27.280\text{MPa}$
$\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$	$A_c = 450\text{cm}^2$
<b>Concreto de 68 MPa</b>	
$f_{c,transf} = 63\text{MPa}$	$f_{ct} = 4,5\text{MPa}$
$f_c = 68\text{MPa}$	$E_c = 37.660\text{MPa}$
$\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$	$A_c = 450\text{cm}^2$
<b>AÇO CP 175 RB (fio)</b>	
$A_p = 39,26\text{mm}^2$	$f_{ptk} = 1750\text{MPa}$
$\varphi_p = 5 \text{ mm}$	$f_{pyk} = 1640\text{MPa}$
$E_p = 202.500\text{MPa}$	



**Figura A 2 - Sistema estático para as vigas pré-tensionadas.**

A seguir são apresentados os cálculos para as propriedades geométricas das vigas.

$$A_c = 15 * 30 = 450 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{15 * 30^3}{12} = 33750 \text{ cm}^4$$

$$y_1 = y_2$$

$$w_1 = w_2 = \frac{33750}{15} = 2250 \text{ cm}^3$$

Peso próprio da viga:  $g_{pp} = 0,15 * 0,30 * 25 = 1,125 \text{ kN/m}$

Admitindo uma tensão máxima nos fios de:

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 0,50 \text{ fpyk};$$

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 0,70 \text{ fpyk};$$

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 0,95 \text{ fpyk};$$

tem-se que:

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 0,5 * 1640 = 820 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 0,70 * 1640 = 1148 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 0,95 * 1640 = 1558 \text{ MPa}$$

Para:

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 820 \text{ MPa}$$

$$P_i = 82,0 * 39,26 = 32,8 \text{ kN}$$

Será adotado  $P_i = 33 \text{ kN}$ . Tem-se, portanto:

$$\sigma_i = \frac{P_i}{A_p} = \frac{33}{39,26} = 825 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 1148 \text{ MPa}$$

$$P_i = 114,8 * 39,26 = 45,92 \text{ kN}$$

Será adotado  $P_i = 46 \text{ kN}$ . Tem-se, portanto:

$$\sigma_i = \frac{P_i}{A_p} = \frac{46}{39,26} = 1150 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 1558 \text{ MPa}$$

$$P_i = 155,8 * 39,26 = 62,32 \text{ kN}$$

Será adotado  $P_i = 62 \text{ kN}$ . Tem-se, portanto:

$$\sigma_i = \frac{P_i}{A_p} = \frac{62}{39,26} = 1550 \text{ MPa}$$

A seguir são apresentados os cálculos para as perdas de protensão. Para o cálculo das perdas imediatas, tem-se que:

$$P_0 = P_i - \Delta P_{anc} - \Delta P_{ri} - \Delta P_{csi} - \Delta P_e$$

### Cálculo da perda por escorregamento dos fios na ancoragem ( $\Delta P_{anc}$ )

Adotando-se  $\delta=5\text{mm}$  para o deslizamento da armadura, segundo informação do fabricante.

$$\varepsilon_{anc} = \frac{\delta}{L_{pista}} = \frac{5}{4000} = 0,125\%$$

$$\Delta\sigma_{anc} = E_p * \varepsilon_{anc} = 202,5 * 0,125 = 253,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} = 825 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \Delta P_{anc} = \frac{253,13}{825} * 33 = 10 \text{ kN}$$

$$\sigma_{pi} = 1150 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \Delta P_{anc} = \frac{253,13}{1150} * 46 = 10,13 \text{ kN}$$

$$\sigma_{pi} = 1550 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \Delta P_{anc} = \frac{253,13}{1550} * 62 = 10,13 \text{ kN}$$

### Cálculo da perda por relaxação inicial da armadura ( $\Delta P_{ri}$ )

De acordo com a Tabela 8.4 da NBR 6118:2014,  $\sigma_{pi} < 0,5f_{ptk}$ , desconsiderar perda por relaxação.

$$\Rightarrow \sigma_{pi} = 825 \text{ MPa} \Leftrightarrow \Delta P_{ri} = 0$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1150 \text{ MPa}$ :**

$$\psi_{(t,t_0)} = \frac{\Delta\sigma_{pi}(t, t_0)}{\sigma_{pi}} \quad \frac{\sigma_{pi}}{f_{ptk}} = \frac{1150}{1860} = 0,62$$

Pela Tabela 8.4 da NBR 118:2014, tem-se que:

$$\sigma_{pi} = 0,60f_{ptk} \rightarrow \Psi_{1000} = 1$$

$$\sigma_{pi} = 0,70f_{ptk} \rightarrow \Psi_{1000} = 2$$

Interpolando-se para valores de cálculo:

$$\frac{0,7 - 0,6}{2 - 1} = \frac{0,7 - 0,62}{2 - \Psi_{1000}} \quad \therefore \Psi_{1000} = 1,2 \%$$

Substituindo-se na equação para a relaxação, e adotando-se  $(t-t_0) = 360$  horas, que foi o tempo da retirada da protensão, tem-se

$$\Psi_{(t,t_0)} = \left[ \frac{(t - t_0)}{1000} \right]^{0,155} * \Psi_{(t,t_0)} \quad \Psi_{(t,t_0)} = \left[ \frac{(360)}{1000} \right]^{0,155} * 1,2 = 1\%$$

$$\frac{\Delta\sigma_{ri}}{\sigma_{ri}} = \frac{\Delta P_{ri}}{\sigma_{Pi}} = 1\% \quad \therefore \Delta P_{ri} = 0,01 * 46 = 0,46 kN$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1550$  MPa:**

$$\Psi_{(t,t_0)} = \frac{\Delta\sigma_{Pi}(t, t_0)}{\sigma_{Pi}} \quad \frac{\sigma_{Pi}}{f_{ptk}} = \frac{1550}{1860} = 0,8$$

Pela Tabela 8.4 da NBR 118:2014, tem-se que:

$$\sigma_{pi} = 0,80f_{ptk} \rightarrow \Psi_{1000} = 3$$

Substituindo-se na equação para a relaxação, e adotando-se  $(t-t_0) = 360$  horas, que foi o tempo de retirada da protensão tem-se:

$$\Psi_{(t,t_0)} = \left[ \frac{(t - t_0)}{1000} \right]^{0,155} * \Psi_{(t,t_0)} \quad \therefore \Psi_{(t,t_0)} = \left[ \frac{(360)}{1000} \right]^{0,155} * 3 = 2,5\%$$

$$\frac{\Delta\sigma_{ri}}{\sigma_{ri}} = \frac{\Delta P_{ri}}{\sigma_{Pi}} = 2,5\% \quad \therefore \Delta P_{ri} = 0,025 * 62 = 1,55 kN$$

### **Cálculo da perda por retração inicial do concreto ( $\Delta P_{csi}$ )**

Adotar-se-á  $\Delta P_{csi} = 0$ , pois o procedimento de cura das vigas começou 24 horas após a concretagem, e foi mantido até a data dos ensaios.

### **Cálculo da perda por encurtamento imediato do concreto ( $\Delta P_e$ )**

Concreto de 32 MPa, tem-se que:

$$E_{c,transf} = 28391,6 \text{ MPa}; E_P = 202500 \text{ MPa.}$$

Força de protensão ancorada:

$$P_a = P_i - \Delta P_{ancor} - \Delta P_{ri}$$

**Para  $\sigma_{pi} = 825$  MPa:**

$$P_a = 33 - 10 = 23 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cPa} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{23}{450} + \frac{23 * 12,5}{2250} = 0,16 kN/cm^2$$

$$\Delta\sigma_{Pe} = \varepsilon_{cPa} * E_P = \frac{\sigma_{cPa}}{E_c} * E_P = \frac{0,16 * 202500}{28391,6} = 1,2 \frac{kN}{cm^2} = 12 MPa$$

$$\frac{\Delta\sigma_e}{\sigma_i} = \frac{12}{825} = 1,4\% = \frac{\Delta P_e}{\sigma_e} \therefore \Delta P_e = 33 * 0,014 = \mathbf{0,46kN}$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1150$  MPa:**

$$P_a = 46 - 10,13 - 0,46 = 35,4 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cPa} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{35,4}{450} + \frac{35,4 * 12,5}{2250} = 0,27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Pe} = \varepsilon_{cPa} * E_P = \frac{\sigma_{cPa}}{E_c} * E_P = \frac{0,27 * 202500}{28391,6} = 1,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 19 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_e}{\sigma_i} = \frac{19}{1150} = 1,65\% = \frac{\Delta P_e}{\sigma_e} \therefore \Delta P_e = 46 * 0,0165 = \mathbf{0,76kN}$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1550$  MPa:**

$$P_a = 62 - 10,13 - 1,55 = 50,32 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cPa} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{50,32}{450} + \frac{50,32 * 12,5}{2250} = 0,39 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Pe} = \varepsilon_{cPa} * E_P = \frac{\sigma_{cPa}}{E_c} * E_P = \frac{0,39 * 202500}{28391,6} = 2,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 28 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_e}{\sigma_i} = \frac{28}{1550} = 1,8\% = \frac{\Delta P_e}{\sigma_e} \therefore \Delta P_e = 62 * 0,018 = \mathbf{1,12kN}$$

### **Cálculo da perda imediata (P0)**

**Para  $\sigma_{pi} = 825$  MPa:**

$$P_0 = 33 - 10 - 0 - 0 - 0,46 = \mathbf{22,54kN}$$

$$\Delta P_0 = 31,7\%$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1150$  MPa:**

$$P_0 = 46 - 10,13 - 0 - 0,46 - 0,76 = \mathbf{34,65 kN}$$

$$\Delta P_0 = 24,6\%$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1550$  MPa:**

$$P_0 = 62 - 10,13 - 0 - 1,55 - 1,12 = \mathbf{49,2 kN}$$

$$\Delta P_0 = 20,6\%$$

Concreto de 68 MPa, tem-se que:

$$E_{c,transf} = 42233,86 \text{ MPa}; E_P = 202500 \text{ MPa.}$$

Força de protensão ancorada:

$$P_a = P_i - \Delta P_{ancor} - \Delta P_{ri}$$

**Para  $\sigma_{pi} = 825 \text{ MPa}$ :**

$$P_a = 33 - 10 = 23 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cPa} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{23}{450} + \frac{23 * 12,5}{2250} = 0,16 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Pe} = \varepsilon_{cPa} * E_P = \frac{\sigma_{cPa}}{E_c} * E_P = \frac{0,16 * 202500}{42233,86} = 0,77 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 7,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_e}{\sigma_i} = \frac{7,7}{825} = 0,93\% = \frac{\Delta P_e}{\sigma_e} \therefore \Delta P_e = 33 * 0,0093 = \mathbf{0,31 \text{ kN}}$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1150 \text{ MPa}$ :**

$$P_a = 46 - 10,13 - 0,46 = 35,4 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cPa} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{35,4}{450} + \frac{35,4 * 12,5}{2250} = 0,27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Pe} = \varepsilon_{cPa} * E_P = \frac{\sigma_{cPa}}{E_c} * E_P = \frac{0,27 * 202500}{42233,86} = 1,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 13 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_e}{\sigma_i} = \frac{13}{1150} = 1,13\% = \frac{\Delta P_e}{\sigma_e} \therefore \Delta P_e = 46 * 0,0113 = 0,52 \text{ kN}$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1550 \text{ MPa}$ :**

$$P_a = 62 - 10,13 - 1,55 = 50,32 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cPa} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{P_a}{A_c} + \frac{M_a}{w_c} = \frac{50,32}{450} + \frac{50,32 * 12,5}{2250} = 0,39 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Pe} = \varepsilon_{cPa} * E_P = \frac{\sigma_{cPa}}{E_c} * E_P = \frac{0,39 * 202500}{42233,86} = 1,87 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 18,7 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_e}{\sigma_i} = \frac{18,7}{1550} = 1,21\% = \frac{\Delta P_e}{\sigma_e} \therefore \Delta P_e = 62 * 0,0121 = 0,75 \text{ kN}$$

**Cálculo da perda imediata (P0)**

**Para  $\sigma_{pi} = 825 \text{ MPa}$ :**

$$P_0 = 33 - 10 - 0 - 0 - 0,31 = 22,7 \text{ kN}$$

$$\Delta P_0 = 31,2\%$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1150 \text{ MPa}$ :**

$$P_0 = 46 - 10,13 - 0 - 0,46 - 0,52 = 34,89 \text{ kN}$$

$$\Delta P_0 = 24,1\%$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1550 \text{ MPa}$ :**

$$P_0 = 62 - 10,13 - 0 - 1,55 - 0,75 = 49,57 \text{ kN}$$

$$\Delta P_0 = 20,6\%$$

### Verificação das tensões normais no concreto, para o estado protendido

A seguir são apresentados os cálculos para as tensões devido às forças de protensão nas faces inferior (1) e superior (2) da seção transversal da viga.

➔ Concreto de 32 MPa

**Para  $\sigma_{pi} = 825 \text{ MPa}$ :**

$$\sigma_{1P_0} = \frac{22,54}{450} + \frac{22,54 * 12,5}{2250} = 0,175 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{2P_0} = \frac{22,54}{450} - \frac{22,54 * 12,5}{2250} = -0,075 \text{ kN/cm}^2$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1150 \text{ MPa}$ :**

$$\sigma_{1P_0} = \frac{34,65}{450} + \frac{34,65 * 12,5}{2250} = 0,27 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{2P_0} = \frac{34,65}{450} - \frac{34,65 * 12,5}{2250} = -0,12 \text{ kN/cm}^2$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1550 \text{ MPa}$ :**

$$\sigma_{1P_0} = \frac{49,2}{450} + \frac{49,2 * 12,5}{2250} = 0,382 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{2P_0} = \frac{49,2}{450} - \frac{49,2 * 12,5}{2250} = -0,164 \text{ kN/cm}^2$$

➔ Concreto de 68 MPa

**Para  $\sigma_{pi} = 825 \text{ MPa}$ :**

$$\sigma_{1P_0} = \frac{22,7}{450} + \frac{22,7 * 12,5}{2250} = 0,177 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{2P_0} = \frac{22,7}{450} - \frac{22,7 * 12,5}{2250} = -0,076 \text{ kN/cm}^2$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1150 \text{ MPa}$ :**

$$\sigma_{1P_0} = \frac{34,89}{450} + \frac{34,89 * 12,5}{2250} = 0,271 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{2P_0} = \frac{34,89}{450} - \frac{34,89 * 12,5}{2250} = -0,116 \text{ kN/cm}^2$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1550 \text{ MPa}$ :**

$$\sigma_{1P_0} = \frac{49,57}{450} + \frac{49,57 * 12,5}{2250} = 0,385 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{2P_0} = \frac{49,57}{450} - \frac{49,57 * 12,5}{2250} = -0,165 \text{ kN/cm}^2$$

Os valores para as tensões limites, de compressão e de tração, no concreto, são apresentados a seguir. Foram analisadas as tensões limite no concreto em relação a maior pré-tensão aplicada no aço:

➔ Concreto de 32 MPa

**Para  $\sigma_{pi} = 1550 \text{ MPa}$ :**

$$0,7f_{c,transf} = 0,7 * 25 = 17,5 \text{ MPa}$$

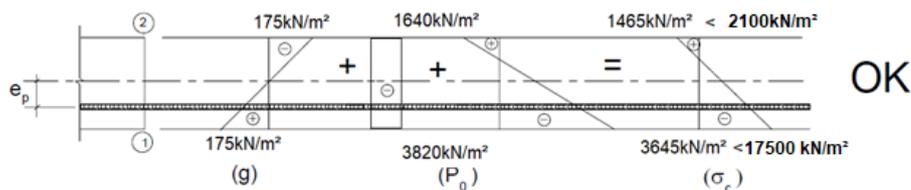
$$0,7f_c = 0,7 * 32 = 22,4 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,transf} = 0,7 * 0,3\sqrt{25^2} = 1,78 \text{ MPa}$$

$$f_{ct} = 0,7 * 0,3\sqrt{32^2} = 2,1 \text{ MPa}$$

Verificação no meio do vão para (g + P<sub>0</sub>):

$$\sigma_{1g} = \sigma_{2g} = \frac{M}{w} = \frac{\left[ \frac{(25 * 0,3 * 0,15) * 1,4/4}{0,002250} \right]}{100} = 175 \text{ kN/m}^2 = 0,175 \text{ MPa}$$



➔ Concreto de 68 MPa

**Para  $\sigma_{pi} = 1550 \text{ MPa}$ :**

$$0,7f_{c,transf} = 0,7 * 63 = 44,1 \text{ MPa}$$

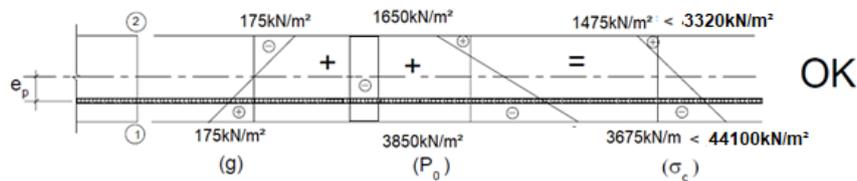
$$0,7f_c = 0,7 * 68 = 47,6 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,transf} = 0,7 * 0,3\sqrt[3]{63^2} = 3,32 \text{ MPa}$$

$$f_{ct} = 0,7 * 0,3\sqrt[3]{68^2} = 3,5 \text{ MPa}$$

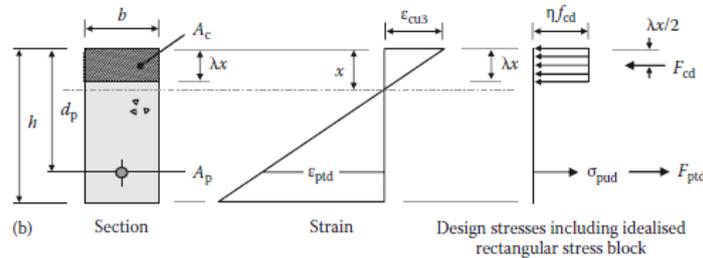
Verificação no meio do vão para (g + P<sub>0</sub>):

$$\sigma_{1g} = \sigma_{2g} = \frac{M}{w} = \frac{\left[ \frac{(25 * 0,3 * 0,15) * 1,4/4}{0,002250} \right]}{100} = 175 \text{ kN/m}^2 = 0,175 \text{ MPa}$$



### Cálculo para o Estado Limite Último – solicitações normais

No cálculo da capacidade resistente da viga, será levado em conta apenas as armaduras ativas. Para o cálculo do pré-alongamento da armadura, tem-se:



➔ Concreto de 32 MPa

Para  $\sigma_{pi} = 825 \text{ MPa}$ :

$$P_0 = 22,54 \text{ kN}$$

A deformação inicial devido a pré tensão será:

$$\varepsilon_{P_{nd}} = \frac{22,54}{39,26 * 202,5} * 1000 = 2,8\%$$

Como a deformação do concreto causada pela pré tensão é pequeno em comparação com a deformação inicial do aço, geralmente é aceitável usar as propriedades da seção transversal bruta para sua determinação:

$$\varepsilon_{ce} = \frac{1}{E_c} \left( \frac{P_{nd}}{A_c} + \frac{P_{nd}}{w} \right) = \frac{1}{28391,6} \left( \frac{22,5}{450} + \frac{22,5 * 12,5}{2250} \right) * 1000 = 0,061\text{‰}$$

A deformação do concreto no nível do aço protendido na condição final do projeto é obtida:

$$\varepsilon_{ptd} = 3,5\text{‰} * \left( \frac{27,5 - x}{x} \right) = \frac{0,09625 - 0,0035x}{x}$$

A deformação do concreto no nível do aço protendido na condição final do projeto é

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{P_{nd}} + \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{ptd}$$

$$\varepsilon_{pud} = 2,8\text{‰} + 0,061\text{‰} + \frac{0,09625 - 0,0035x}{x} = \frac{0,002861x + 0,0625 - 0,0035x}{x}$$

A magnitude da força compressiva resultante  $R_{cd}$  suportada pelo concreto na seção retangular é representada pela seguinte equação:

$$R_{cd} = \alpha f_{cd} * \lambda x * b_w = 0,85 * \frac{3,2}{1,4} * 0,8x * 15 = 23,3x$$

A força de tração resultante  $F_{ptd}$  será:

$$R_{ptd} = A_p * \sigma_{pud} = 0,3926 * \sigma_{pud}$$

Com o equilíbrio das tensões tem-se:

$$\sigma_{pud} = \frac{23,3x}{0,3926} = 59,35x = E_p * \varepsilon_{pud}$$

$$\varepsilon_{pud} = \frac{59,35x}{20250} = 0,0029x$$

$$0,0029x = \frac{0,002861x + 0,09625 - 0,0035x}{x}$$

$$0,0029x^2 = 0,002861 + 0,09625 - 0,0035x$$

$$-0,0029x^2 - 0,000639x + 0,09625 = 0$$

$$x = 5,7\text{cm}$$

A deformação do concreto no nível do aço protendido na condição final do projeto é

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{P_{nd}} + \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{ptd}$$

$$\varepsilon_{pud} = 2,8\text{‰} + 0,061\text{‰} + \frac{0,09625 - 0,0035 * 5,7}{5,7} = 16,25\text{‰}$$

Logo, a armadura se encontra em escoamento uma vez que o início de escoamento para o aço em questão foi de 0,99% de acordo com o ensaio direto realizado no mesmo.

A partir do ensaio característico do aço  $\varepsilon_{pud} = 16,25\%$   $\Leftrightarrow \sigma_{pud} = 1459\text{MPa}$

Para o cálculo do momento máximo da viga, tem-se:

$$M_u = F_{ptd} * z = \sigma_{pud} * A_p * \left( d_p - \frac{\lambda x}{2} \right) = 145,9 * 0,3926 * (27,5 - 0,4 * 5,7)$$

$$M_u = 1444,6\text{kNcm}$$

Para carga máxima tem-se:

$$M_u = \frac{Q * l}{4} \rightarrow 1444,6 = \frac{Q * 140}{4} \therefore Q = 41,27\text{kN}$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1150\text{MPa}$ :**

$$P_0 = 34,65\text{kN}$$

A deformação inicial devido a pré tensão será:

$$\varepsilon_{P_{nd}} = \frac{34,65}{39,26 * 202,5} * 1000 = 4,4\%$$

$$\varepsilon_{ce} = \frac{1}{E_c} \left( \frac{P_{nd}}{A_c} + \frac{P_{nd}}{w} \right) = \frac{1}{2839,16} \left( \frac{34,65}{450} + \frac{34,65 * 12,5}{2250} \right) * 1000 = 0,094\%$$

A deformação do concreto no nível do aço protendido na condição final do projeto é obtida:

$$\varepsilon_{ptd} = 3,5\% * \left( \frac{27,5 - x}{x} \right) = \frac{0,09625 - 0,0035x}{x}$$

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{P_{nd}} + \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{ptd}$$

$$\varepsilon_{pud} = 4,4\% + 0,094\% + \frac{0,09625 - 0,0035x}{x} = \frac{0,004494x + 0,09625 - 0,0035x}{x}$$

Força compressiva resultante ( $R_{cd}$ ):

$$R_{cd} = \alpha f_{cd} * \lambda x * b_w = 0,85 * \frac{3,2}{1,4} * 0,8x * 15 = 23,3x$$

A força de tração resultante  $F_{ptd}$  será:

$$R_{ptd} = A_p * \sigma_{pud} = 0,3926 * \sigma_{pud}$$

Com o equilíbrio das tensões tem-se:

$$\sigma_{pud} = \frac{23,3x}{0,3926} = 59,35x = E_p * \varepsilon_{pud}$$

$$\varepsilon_{pud} = \frac{59,35x}{20250} = 0,0029x$$

$$0,0029x = \frac{0,004494x + 0,09625 - 0,0035x}{x}$$

$$0,0029x^2 = 0,004494x + 0,09625 - 0,0035x$$

$$-0,0029x^2 + 0,000994x + 0,09625 = 0$$

$$x = 5,93cm$$

A deformação do concreto no nível do aço protendido na condição final do projeto é

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{P_{nd}} + \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{ptd}$$

$$\varepsilon_{pud} = 4,4\text{‰} + 0,094\text{‰} + \frac{0,09625 - 0,0035 * 5,93}{5,93} = 17,23\text{‰}$$

Logo, a armadura se encontra em escoamento uma vez que o início de escoamento para o aço em questão foi de 0,99% de acordo com o ensaio direto realizado no mesmo.

A partir do ensaio característico do aço  $\varepsilon_{pud} = 17,23\text{‰} \Leftrightarrow \sigma_{pud} = 1470MPa$

Para o cálculo do momento máximo da viga, tem-se:

$$M_u = F_{ptd} * z = \sigma_{pud} * A_p * \left(d_p - \frac{\lambda x}{2}\right) = 147 * 0,3926 * (27,5 - 0,4 * 5,93)$$

$$M_u = 1450,1kNcm$$

Para carga máxima tem-se:

$$M_u = \frac{Q * l}{4} \rightarrow 1450,1 = \frac{Q * 140}{4} \therefore Q = 41,43 kN$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1550 MPa$ :**

$$P_0 = 49,2kN$$

A deformação inicial devido a pré tensão será:

$$\varepsilon_{P_{nd}} = \frac{49,2}{39,26 * 202,5} * 1000 = 6,2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ce} = \frac{1}{E_c} \left( \frac{P_{nd}}{A_c} + \frac{P_{nd}}{w} \right) = \frac{1}{2839,16} \left( \frac{49,2}{450} + \frac{49,2 * 12,5}{2250} \right) * 1000 = 0,13\text{‰}$$

A deformação do concreto no nível do aço protendido na condição final do projeto é obtida:

$$\varepsilon_{ptd} = 3,5\text{‰} * \left( \frac{27,5 - x}{x} \right) = \frac{0,09625 - 0,0035x}{x}$$

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{P_{nd}} + \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{ptd}$$

$$\varepsilon_{pud} = 6,2\text{‰} + 0,13\text{‰} + \frac{0,09625 - 0,0035x}{x} = \frac{0,00633x + 0,0625 - 0,0035x}{x}$$

Força compressiva resultante ( $R_{cd}$ ):

$$R_{cd} = \alpha f_{cd} * \lambda x * b_w = 0,85 * \frac{3,2}{1,4} * 0,8x * 15 = 23,3x$$

A força de tração resultante  $F_{ptd}$  será:

$$R_{ptd} = A_p * \sigma_{pud} = 0,3926 * \sigma_{pud}$$

Com o equilíbrio das tensões tem-se:

$$\sigma_{pud} = \frac{23,3x}{0,3926} = 59,35x = E_p * \varepsilon_{pud}$$

$$\varepsilon_{pud} = \frac{59,35x}{20250} = 0,0029x$$

$$0,0029x = \frac{0,00633x + 0,09625 - 0,0035x}{x}$$

$$0,0029x^2 = 0,00633x + 0,09625 - 0,0035x$$

$$-0,0029x^2 + 0,00283x + 0,09625 = 0$$

$$x = 6,27\text{cm}$$

A deformação do concreto no nível do aço protendido na condição final do projeto é

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{P_{nd}} + \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{ptd}$$

$$\varepsilon_{pud} = 6,2\text{‰} + 0,13\text{‰} + \frac{0,09625 - 0,0035 * 6,27}{6,27} = 18,18\text{‰}$$

Logo, a armadura se encontra em escoamento uma vez que o início de escoamento para o aço em questão foi de 0,99% de acordo com o ensaio direto realizado no mesmo.

A partir do ensaio característico do aço  $\varepsilon_{pud} = 18,18\text{‰} \Leftrightarrow \sigma_{pud} = 1481\text{MPa}$

Para o cálculo do momento máximo da viga, tem-se:

$$M_u = F_{ptd} * z = \sigma_{pud} * A_p * \left( d_p - \frac{\lambda x}{2} \right) = 148,1 * 0,3926 * (27,5 - 0,4 * 6,27)$$

$$M_u = 1453,1\text{kNcm}$$

Para carga máxima tem-se:

$$M_u = \frac{Q * l}{4} \rightarrow 1453,1 = \frac{Q * 140}{4} \therefore Q = 41,52 \text{ kN}$$

➤ Concreto de 68 MPa

**Para  $\sigma_{pi} = 825\text{MPa}$ :**

$$\varepsilon_{ce} = 0,041\text{‰}$$

$$x = 5,64\text{cm}$$

$$\varepsilon_{pud} = 16,41\text{‰}$$

$$\sigma_{pud} = 1462\text{MPa}$$

$$M_u = 1448,95\text{kNcm}$$

$$Q = 41,39 \text{ kN}$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1150\text{MPa}$ :**

$$\varepsilon_{ce} = 0,064\text{‰}$$

$$x = 5,9\text{cm}$$

$$\varepsilon_{pud} = 17,28\text{‰}$$

$$\sigma_{pud} = 1473\text{MPa}$$

$$M_u = 1453,9\text{kNcm}$$

$$Q = 41,54 \text{ kN}$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1550\text{MPa}$ :**

$$\varepsilon_{ce} = 0,091\text{‰}$$

$$x = 6,2\text{cm}$$

$$\varepsilon_{pud} = 19\text{‰}$$

$$\sigma_{pud} = 1555\text{MPa}$$

$$M_u = 1528,7\text{kNcm}$$

$$Q = 43,39 \text{ kN}$$

**Verificação das tensões normais no concreto, levando em conta o carregamento variável**

➤ Concreto de 32 MPa

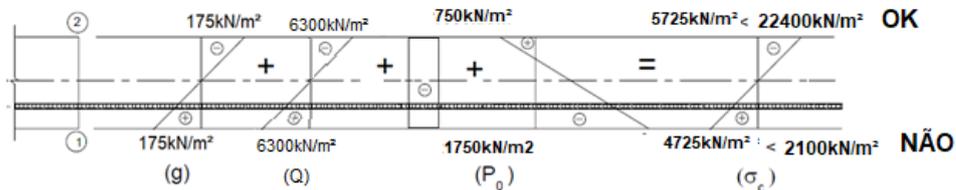
**Para  $\sigma_{pi} = 825\text{MPa}$ :**

$$M_u = M_{g,m\acute{a}x} + M_{pp} \therefore M_{g,m\acute{a}x} = M_u - M_{pp}$$

$$M_{g,m\acute{a}x} = 1444,6 - 27,56 = 1417,04 \text{ kNcm}$$

A carga estimada de início de fissuração será:

$$\sigma_{carga} = \frac{1417,04}{2250} = 0,629 \text{ kN/cm}^2 = 6,29 \text{ MPa}$$



$$\sigma_g + \sigma_{Qfiss} - \sigma_{P0} = 2100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{Qfiss} = 2100 + 1750 - 175 = 3675 \text{ kN/m}^2 = 3,675 \text{ MPa}$$

$$M_{Qfiss} = 3675 * 0,00225 = 8,27 \text{ kNm}$$

$$Q_{fiss} = 8,27 * \frac{4}{1,4} = 23,63 \text{ kN}$$

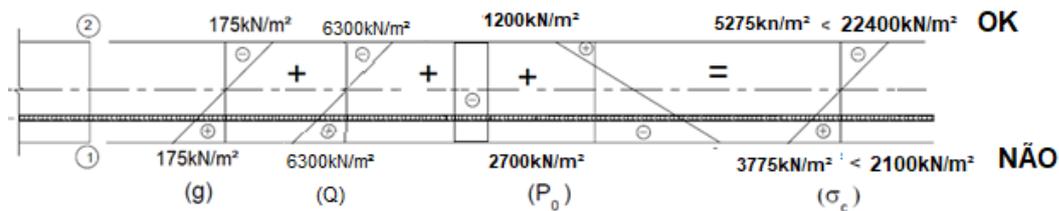
**Para σ<sub>pi</sub> = 1150MPa:**

$$M_u = M_{g,máx} + M_{pp} \therefore M_{g,máx} = M_u - M_{pp}$$

$$M_{g,máx} = 1450,1 - 27,56 = 1422,54 \text{ kNcm}$$

A carga estimada de início de fissuração será:

$$\sigma_{carga} = \frac{1422,54}{2250} = 0,632 \text{ kN/cm}^2 = 6,32 \text{ MPa}$$



$$\sigma_g + \sigma_{Qfiss} - \sigma_{P0} = 2100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{Qfiss} = 2100 + 2700 - 175 = 4625 \text{ kN/m}^2 = 4,625 \text{ MPa}$$

$$M_{Qfiss} = 4625 * 0,00225 = 10,41 \text{ kNm}$$

$$Q_{fiss} = 10,41 * \frac{4}{1,4} = 29,74 \text{ kN}$$

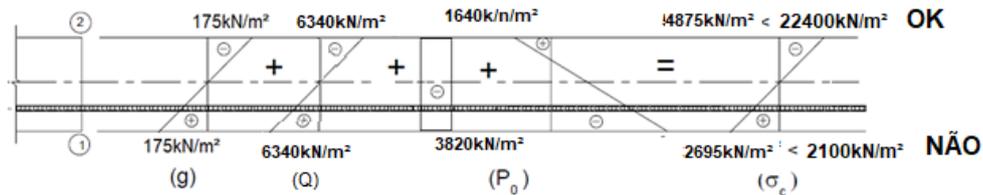
**Para σ<sub>pi</sub> = 1550MPa:**

$$M_u = M_{g,máx} + M_{pp} \therefore M_{g,máx} = M_u - M_{pp}$$

$$M_{g,m\acute{a}x} = 1453,1 - 27,56 = 1425,5 \text{ kNcm}$$

A carga estimada de início de fissuração será:

$$\sigma_{carga} = \frac{1425,5}{2250} = 0,634 \text{ kN/cm}^2 = 6,34 \text{ MPa}$$



$$\sigma_g + \sigma_{Qfiss} - \sigma_{P_0} = 2100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{Qfiss} = 2100 + 3820 - 175 = 5745 \text{ kN/m}^2 = 5,745 \text{ MPa}$$

$$M_{Qfiss} = 5745 * 0,00225 = 12,93 \text{ kNm}$$

$$Q_{fiss} = 12,93 * \frac{4}{1,4} = 37 \text{ kN}$$

➔ Concreto de 68 MPa

**Para  $\sigma_{pi} = 825 \text{ MPa}$ :**

$$M_{g,m\acute{a}x} = 1448,95 - 27,56 = 1421,39 \text{ kNcm}$$

$$M_{Qfiss} = 5095 * 0,00225 = 11,46 \text{ Nm}$$

$$Q_{fiss} = 11,46 * \frac{4}{1,4} = 32,75 \text{ kN}$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1150 \text{ MPa}$ :**

$$M_{g,m\acute{a}x} = 1453,09 - 27,56 = 1425,53 \text{ kNcm}$$

$$M_{Qfiss} = 6035 * 0,00225 = 13,58 \text{ kNm}$$

$$Q_{fiss} = 13,58 * \frac{4}{1,4} = 38,8 \text{ kN}$$

**Para  $\sigma_{pi} = 1550 \text{ MPa}$ :**

$$M_{g,m\acute{a}x} = 1518,7 \text{ kNcm} - 27,56 = 1491,14 \text{ kNcm}$$

$$M_{Qfiss} = 6549 * 0,00225 = 14,74 \text{ kNm}$$

$$Q_{fiss} = 14,74 * \frac{4}{1,4} = 42,1 \text{ kN}$$