

**Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e
Infraestrutura**

Kássio Joe Stein

**Avaliação experimental de vigas de concreto armado corroídas
submetidas a ciclos de carregamentos**

Porto Alegre
2019

KÁSSIO JOE STEIN

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE CICLOS DE
CARREGAMENTO EM VIGAS CORROÍDAS DE CONCRETO
ARMADO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte os requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia na modalidade Acadêmico

Porto Alegre
2019

KÁSSIO JOE STEIN

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE CICLOS DE
CARREGAMENTO EM VIGAS CORROÍDAS DE CONCRETO
ARMADO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos professores orientador e coorientadora pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Porto Alegre, 26 de junho de 2019

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
PhD. pela University of Leeds, UK
Orientador

Prof. Ângela Gaio Graeff
PhD. pela University of Sheffield, UK
Coorientadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Henriette Justina Manfredini Baroni
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Jane Zoppas Ferreira
Dr. pela Université Pierre et Marie Curie, FR

Prof. Mônica Regina Garcez
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Vanessa Fátima Pasa Dutra
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à mulher
que me adotou e fez com
que nunca me sentisse
um filho adotivo

AGRADECIMENTOS

Quando optei por sair da iniciativa privada e me dedicar exclusivamente ao mestrado, não tinha ideia dos desafios que me esperavam pela frente. Tive de me adaptar à minha nova realidade financeira e contar com a ajuda da minha família novamente. Além do apoio financeiro, precisei de incentivo e motivação durante as crises de incerteza pelas quais passei durante a realização dessa etapa. Obrigado aos meus amigos por me ouvirem e pelos conselhos dados nestes momentos de dúvida. Não será possível citar todas as pessoas que contribuíram para a realização desta conquista, no entanto, não poderia deixar de citar e agradecer algumas delas...

Agradeço à Nerli Stein por ter acreditado em mim e me apoiado durante esses anos. Sem a tua ajuda, mãe, nada disso seria possível. Também agradeço a minha grande amiga, futura colega de profissão e coorientadora, Ângela Graeff. Muito obrigado por acreditar em mim, pelos conselhos e puxões de orelha dados, por dividir comigo os momentos de risadas e as sessões de desabafo e terapia. Minha admiração por ti aumenta a cada dia que passa e vai ser um prazer ter tua ajuda no doutorado. Estou contando com ela.

Ao professor Luiz Carlos, agradeço por aceitar me orientar nesse trabalho, pelas dicas dadas e confiança depositada em mim. É uma honra ser teu orientando.

Ao bolsista de iniciação científica, Leandro Krupp. Obrigado pela dedicação durante todas as etapas do programa experimental. É muito bom ensinar e aprender com alguém que demonstra interesse da maneira que tu demonstrou. Espero poder contar com a tua ajuda no doutorado.

Ao Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, que além de me oferecer todo o apoio técnico, acabou se tornando a minha segunda casa. Uma vez LEME, sempre LEME. Ah, como é bom trabalhar em um ambiente agradável como este. Agradeço, em especial, aos técnicos, Fontes e Edgar, pela dedicação durante a execução das formas e concretagem das vigas e ao professor Campagnolo pelo apoio prestado ao longo desta jornada. Sem a ajuda de vocês, nada disso seria possível.

Agradeço ao Laboratório de Metalurgia Física pela recepção e colaboração nos ensaios de fadiga. Em especial, ao Hilton Rutsatz, sem a tua ajuda, os ensaios de fadiga não seriam realidade.

Deixo o meu obrigado aos meus amigos, Luciane Caetano e Lucas Reginato. É sempre bom trocar ideias com vocês e descobrir novos pontos de vistas, tanto na área acadêmica quanto na pessoal. A vida de pesquisador, principalmente nessa área de experimental é feita de altos e baixos. Obrigado por me confortarem e me ouvirem nos momentos difíceis, mesmo sabendo que eu não falo pouco.

Aos bolsistas de iniciação científica do laboratório, em especial ao Felipe Merten e Victor Dal Bosco, pela dedicação na parte gráfica do trabalho.

Agradeço à empresa ArcelorMittal pela doação do aço, em especial a Margarete Cerutti pela agilidade e boa vontade ao receber e encaminhar o pedido.

À CNPQ pelo auxílio que me possibilitou dedicação exclusiva à esta pesquisa.

Aos professores do PPGCI, por ensinar com excelência, transmitindo conhecimento de qualidade aos alunos, em especial ao João Ricardo Masuero.

Obrigado a UFRGS por esta oportunidade. Tenho certeza que é através da educação que faremos do país um lugar mais próspero e melhor.

RESUMO

No Brasil, as obras de arte especiais desempenham um papel fundamental quando o assunto é mobilidade urbana ou transporte de carga e passageiros e influenciam diretamente o desenvolvimento econômico do país. De acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte (DNIT), 80% destas obras catalogadas são executadas em concreto armado. O concreto armado é composto por dois materiais que se complementam, o concreto e o aço. O aço contribui com a resistência à tração do concreto e absorve esforços que o concreto não é capaz de resistir. Já o concreto resiste aos esforços de compressão e é responsável pela proteção física e química da armadura, evitando assim manifestações patológicas causadas pelo ataque de agentes agressivos, como a corrosão de armadura. No caso das obras de arte especiais, a entrada dos agentes agressivos na matriz cimentícia pode ser facilitada através da abertura de microfissuras. Estas fissuras são provocadas pelos carregamentos cíclicos causados pela passagem de veículos ao longo do tempo. Por sua vez, a corrosão de armadura diminui a aderência entre o concreto e as barras de aço, favorecendo o desgaste por fadiga. Assim, esta pesquisa tem a finalidade de verificar experimentalmente se existe sinergia entre a corrosão de armadura e a fadiga. O ensaio de corrosão acelerada por imersão modificada (CAIM) foi escolhido para estimular a corrosão. De maneira geral, as vigas foram submetidas a 2 milhões de ciclos de carregamento e depois ensaiadas à flexão até sua ruptura. Foram analisadas a capacidade resistente das vigas, os deslocamentos verticais nos centros dos vãos e a vida de fadiga das mesmas. Os resultados mostraram que para baixos graus de corrosão entre 3-5% de perda de massa, não é possível perceber o efeito sinérgico entre os processos deletérios, devido principalmente, ao ganho de aderência promovido pela expansão da barra sem a fissuração do concreto de cobertura. Este aumento de aderência torna a viga mais rígida e diminui os deslocamentos verticais das mesmas em comparação às vigas sãs. Para graus de corrosão mais elevados, entre 8-11%, a sinergia dos efeitos deletérios é perceptível na diminuição dos deslocamentos verticais medidos nos centros dos vãos dos elementos ensaiados. Além do mais, o modo de ruptura das vigas com perda de massa mais elevada muda de dúctil para frágil, fato que não permitiria evacuação da estrutura a tempo em uma situação real.

Palavras-chave: estudo experimental; corrosão; fadiga; corrosão-fadiga; concreto armado

ABSTRACT

In Brazil, reinforced concrete structures such as highway or regular bridges play a key role when it comes to urban mobility or cargo and passenger transportation and directly influence the country's economic development. According to the National Department of Infrastructure and Transportation (DNIT), 80% of these cataloged structures are executed in reinforced concrete. Reinforced concrete consists of two complementary materials, concrete and steel. Steel contributes to the tensile strength of the concrete and absorbs forces that the concrete is not able to withstand. Concrete, however, resists compression efforts and is responsible for the physical and chemical protection of the reinforcement, thus avoiding pathological manifestations caused by attack by aggressive agents such as corrosion. In the case of these RC structures, the entry of aggressive agents into the cementitious matrix can be facilitated by the opening of microcracks. The opening of cracks are caused by the cyclic loading due to the passage of vehicles over time. In turn, the reinforcement corrosion decreases the adhesion between the concrete and the steel bars, favoring fatigue wear. Therefore, this research has the purpose of verifying experimentally if there is synergy between reinforcement corrosion and fatigue. The modified immersion accelerated corrosion test (CAIM) was chosen to stimulate corrosion. In general, the beams were subjected to 2 million loading cycles and then tested under flexural loading until failure. The load-carrying capacity of the beams, the vertical displacements at the centers of the spans and the fatigue life of the beams were analyzed. The results showed that for low degrees of corrosion between 3-5% of mass loss, it is not possible to perceive the synergistic effect between the deleterious processes, mainly due to the gain of adhesion promoted by the expansion of the steel bars without the cracking of the concrete cover. This increase in adhesion makes the beam more rigid and decreases the vertical displacements in comparison to the reference beams. For higher degrees of corrosion, between 8-11%, the synergy of deleterious effects is perceptible in the reduction of the vertical displacements measured in the centers of the spans of the elements tested. Moreover, the mode of failure of the beams with higher mass loss changes from ductile to brittle, a fact that would not allow evacuation of the structure in time in a real situation case.

Keywords: experimental study; corrosion; fatigue; corrosion-fatigue; reinforced concrete

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ponte de Coalbrookdale, Inglaterra.....	7
Figura 2 - Ponte Eads.	8
Figura 3 - Ponte Boa Vista.	9
Figura 4 – Evolução dos custos pela fase de intervenção.....	15
Figura 5 - Frequência das inspeções de OAEs.	17
Figura 6 - Qualificação dos supervisores.....	18
Figura 7 - Formação das zonas catódicas e anódicas.....	23
Figura 8 - Variação cíclica de tensões com amplitude constante.	27
Figura 9 - Curva S-N característica.	28
Figura 10 - Curva S-N.....	28
Figura 11 - Redução de propriedades mecânicas ao longo do tempo.....	32
Figura 12 - Carregamento x alongamento de barras de aço corroídas.....	33
Figura 13 - Teor de cloretos x profundidade.	35
Figura 14 - Probabilidade acumulada x teor de cloretos na profundidade de 25 mm.....	36
Figura 15 - Probabilidade acumulada x teor de cloretos na profundidade de 35 mm.....	36
Figura 16 - Probabilidade de iniciação de corrosão x tempo.....	37
Figura 17 - Curvas Tensão-Deformação de diferentes tipos de corpos-de-prova.....	39
Figura 18 - Efeito da frequência de carregamento e da agressividade do ambiente na vida útil das estruturas de concreto armado.	40
Figura 19- Esquema dos ensaios	44
Figura 20 - Ensaio de abatimento.	46
Figura 21 - Curva granulométrica dos agregados.....	48
Figura 22 - Detalhamento da armadura.	49
Figura 23 - Ensaio de corrosão acelerada.....	51
Figura 24- Configuração do ensaio de flexão a 4 pontos - dinâmico e estático.....	53
Figura 25 - Pórtico e instrumentação da viga	54
Figura 26 - Detalhamento da instrumentação.....	54
Figura 27 - Taxa de corrosão ao longo do tempo.	58
Figura 28 - Piscinas de corrosão.....	59
Figura 29 - Região de contato do estribo e da barra longitudinal.....	61
Figura 30 - Zona da barra longitudinal protegida pelo estribo.	62
Figura 31 - Estribo retirado da viga V06CO.	62
Figura 32 - Gráfico carga x deslocamento vertical das vigas testemunhos e vigas corroídas do Grupo 1.	64
Figura 33 - Momento x curvatura da seção transversal do elemento.....	65
Figura 34 - Diagrama tri-linear - V13TE.....	66
Figura 35 - Diagrama tri-linear - V14TE.....	67
Figura 36- Variação nos deslocamentos verticais - V15FA e V16FA.....	68
Figura 37- Variação nos deslocamentos verticais - V03COFA e V04COFA.....	69

Figura 38 - Inclinação da reta formada pelos deslocamentos máximos e mínimos da V15FA.	70
Figura 39 - Reta formada pelos deslocamentos máximos e mínimos da V03COFA.....	70
Figura 40 - Cargas médias de ruptura.....	71
Figura 41 - Gráfico carga x deslocamento vertical das vigas testemunhos e vigas submetidas aos carregamentos cíclicos.....	72
Figura 42 - Gráfico carga x deslocamento vertical das vigas submetidas aos carregamentos cíclicos e vigas corroídas.....	73
Figura 43 - Gráfico carga x deslocamento vertical das vigas submetidas aos carregamentos cíclicos e vigas corroídas e submetidas aos carregamentos cíclicos.....	74
Figura 44 - Representação das vigas testemunhos e referências após o rompimento.....	74
Figura 45 - Representação das vigas do Grupo 1 após o rompimento.....	75
Figura 46 - Deslocamentos verticais médios.....	76
Figura 47 - Gráfico carga x deslocamento vertical das vigas testemunhos e vigas corroídas do Grupo 2.	77
Figura 48 - Rompimento da armadura longitudinal no terço médio da viga V12CO.....	78
Figura 49 - Rompimento da armadura longitudinal no terço médio da viga V06CO.....	79
Figura 50 - Variação nos deslocamentos verticais - V08COFA e V09COFA.....	80
Figura 51 - Média das cargas últimas.....	81
Figura 52 - Média dos deslocamentos verticais.....	82
Figura 53 - Representação das vigas do Grupo 2 após o rompimento - parte 1.	83
Figura 54 - Representação das vigas do Grupo 2 após o rompimento - parte 2.	84
Figura 55 - Viga V05CO antes da aplicação dos carregamentos cíclicos.....	86
Figura 56 - Medição da abertura de fissura da viga V15FA.....	87
Figura 57 - Medição da abertura de fissura da viga V04COFA.....	87
Figura 58 - Medição da abertura de fissura da viga V09COFA.....	88
Figura 59 - Deslocamentos verticais durante o ensaio de resistência à flexão.....	89
Figura 60 - Variação nos deslocamentos verticais durante o ensaio dinâmico e ensaio de resistência à flexão estático das vigas V15FA e V16FA.	89
Figura 61 - Gráfico carga x deslocamento vertical e deslocamento nos 500 mil, 1 milhão e 2 milhões de ciclos das vigas V13TE, V14TE, V15FA e V16FA.	90
Figura 62 - Variação nos deslocamentos verticais durante o ensaio dinâmico e ensaio de resistência à flexão estático das vigas V03COFA e V04COFA.	91
Figura 63 - Gráfico carga x deslocamento vertical e deslocamento nos 500 mil, 1 milhão e 2 milhões de ciclos das vigas V03COFA e V04COFA.....	91
Figura 64 - Variação nos deslocamentos verticais durante o ensaio dinâmico e ensaio de resistência à flexão estático das vigas V08COFA e V09COFA.	92
Figura 65 - Gráfico carga x deslocamento vertical e deslocamento nos 500 mil, 1 milhão e 2 milhões de ciclos das vigas V08COFA e V09COFA.....	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Nota de classificação da OAE segundo os parâmetros estruturais previstos [NBR 9452, 2016].	20
Tabela 2 - Vigas e ensaios realizados	43
Tabela 3 - Traço do concreto	45
Tabela 4 - Granulometria da areia	46
Tabela 5 - Granulometria da brita 1	47
Tabela 6 - Granulometria da brita 0	47
Tabela 7 - Resistência à compressão do concreto aos 28 e 240 dias	48
Tabela 8 - Concentrações de NaCl em ensaios acelerados de corrosão	51
Tabela 9 - Grau de corrosão da armadura	52
Tabela 10 - Porcentagem da carga última utilizada no ensaio dinâmico	55
Tabela 11 - Frequências utilizadas em ensaio de carregamento dinâmico	56
Tabela 12 - Corrente e perda de massa da V03COFA	59
Tabela 13 - Perda de massa das vigas do Grupo 1	60
Tabela 14 - Porcentagem de perda de massa de todas as vigas.	63
Tabela 15- Locais de ruptura das vigas	83
Tabela 16 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental [NBR 6118, 2014].	85

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CAIM: Corrosão Acelerada por Imersão Modificada

CNT: Confederação Nacional do Transporte

CREMA: Contratos de Restauração e Manutenção

DAER: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte

IPR: Instituto de Pesquisas Rodoviárias

LAMEF: Laboratório de Metalurgia Física da UFRGS

LEME: Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais da UFRGS

OAE: Obra de Arte Especial

PATO: Planos Anuais de Trabalho e Orçamento

SGO: Sistema de Gerenciamento de Obras de Arte Especiais

TCU: Tribunal de Contas da União

UL: Unidade Local do DNIT

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONTEXTO E JUSTIFICATIVA	1
1.2	PROBLEMA DE PESQUISA	3
1.3	QUESTÕES DE PESQUISA.....	3
1.4	OBJETIVOS DA PESQUISA	4
1.5	LIMITAÇÕES E DELIMITAÇÕES	4
1.6	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1	O SURGIMENTO DAS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS	6
2.2	SOLICITAÇÕES DAS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS	10
2.3	DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DAS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS	12
2.4	GERENCIAMENTO E MANUTENÇÃO DAS OAES.....	14
2.5	CORROSÃO	22
2.6	FADIGA.....	26
2.7	EFEITOS COMBINADOS DE CORROSÃO E FADIGA EM CONCRETO ARMADO	30
2.7.1	Efeitos da corrosão na vida de fadiga.....	30
2.7.1.1	Perda de aderência entre o concreto e a armadura.....	31
2.7.1.2	Influência sobre as propriedades mecânicas da armadura	31
2.7.2	Efeitos da fadiga na corrosão	34
2.7.3	Artigos relativos aos efeitos combinados de corrosão e fadiga	37
3	MÉTODO DE PESQUISA	42
3.1	MATERIAIS	45
3.1.1	Concreto.....	45
3.1.2	Barras de aço	48
3.2	CORROSÃO ACELERADA.....	49
3.3	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO PRELIMINARES	53
3.4	CICLOS DE CARREGAMENTO.....	55
4	ANÁLISE DE RESULTADOS	57

4.1	ENSAIO ACELERADO DE CORROSÃO.....	57
4.2	ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS VIGAS REFERÊNCIAS E GRUPO 1	63
4.2.1	Ensaio Preliminares – Testemunhos e Grupo 1.....	64
4.2.2	Ciclos de carregamento – Vigas referências e Grupo 1.....	65
4.2.3	Ensaio estático de resistência à flexão Grupo 1 pós carregamento cíclico	71
4.3	ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS VIGAS DO GRUPO 2 76	
4.3.1	Ensaio Estático de Resistência à Flexão – Grupo 2	77
4.3.2	Ciclos de carregamento – Vigas referências e Grupo 2.....	79
4.3.3	Ensaio estático de resistência à flexão Grupo 2 pós carregamento cíclico	80
4.4	ANÁLISE DE FISSURAS PÓS CICLOS DE CARREGAMENTO	84
4.4.1	Análise da abertura de fissuras pós corrosão acelerada	85
4.4.2	Análise da abertura de fissuras pós ciclos de carregamento.....	86
4.5	EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS	88
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
5.1	CONCLUSÕES.....	94
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	95
	REFERÊNCIAS	97

1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta o contexto e a justificativa do tema proposto, o problema (lacuna do conhecimento), as questões de pesquisa, os objetivos, as limitações do trabalho e uma breve descrição da estrutura da dissertação.

1.1 CONTEXTO E JUSTIFICATIVA

As obras de arte especiais (OAEs) surgiram a partir da necessidade do homem de transpor obstáculos que impediam ou dificultavam seu deslocamento. Desde a antiguidade, é possível observar a existência de pontes que facilitavam a travessia de rios ou vales. Estas estruturas colaboraram para o desenvolvimento do comércio e foram de fundamental importância para o encurtamento de distâncias e o estabelecimento das rotas comerciais.

No final do século XVIII, as pontes, inicialmente de pedra e madeira, começaram a ser construídas em ferro fundido (PILHO e BELLEI, 2007). A troca do material possibilitou alcançar vãos e carregamentos maiores, além de tornar mais rápido o processo de fabricação e execução das mesmas. O ferro fundido foi posteriormente substituído pelo aço. Após a 2ª Guerra Mundial, em meados do século XX, começaram a surgir pontes mistas e viadutos, feitos com concreto e aço.

Atualmente, as estruturas de concreto armado são amplamente utilizadas no setor da construção civil e fazem do concreto um dos materiais mais utilizados no mundo (CHASE, 2015). A união do concreto com o aço pode assumir diversas formas, adaptando-se tanto aos projetos mais conservadores, quanto aos mais arrojados. O concreto armado pode ser encontrado na execução de diferentes tipos de edificações ou ainda em obras de infraestrutura, como passarelas, pontes e viadutos.

As pontes e viadutos desempenham um papel fundamental quando o assunto é mobilidade urbana ou transporte, e influenciam diretamente o desenvolvimento econômico do país. No Brasil, de acordo com a Confederação Nacional do Transporte (CNT), 61,1% do transporte de cargas e passageiros é feito através da malha rodoviária (CNT, 2018), tornando a economia brasileira dependente da mesma.

Além disso, ao analisar as OAEs presentes no território nacional e que estão catalogadas, observa-se que quase 80% das mesmas são executadas em concreto armado, segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte (DNIT, 2017). Já no Rio Grande do Sul, de acordo com o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER), 85,7% das OAEs que estão diretamente sob a responsabilidade do governo estadual também são feitas em concreto armado (DAER, 2018).

O concreto armado pode apresentar elevada resistência mecânica e é composto, basicamente, por dois materiais que se complementam. O aço colabora com a resistência à tração do concreto, absorvendo esforços que o concreto não é capaz de absorver e, assim, contribuído para aumentar a aplicabilidade do mesmo. Por sua vez, o concreto resiste aos esforços de compressão e é responsável pela proteção física e química da armadura, criando um filme alcalino ao redor da mesma que previne a corrosão causada pelo ataque de agentes agressivos.

Apesar de apresentar vida útil elevada, existem alguns mecanismos que podem gerar manifestações patológicas neste tipo de estrutura. Dentre eles, a corrosão de armadura é uma das manifestações mais encontradas e considerada bastante problemática, afetando diretamente a vida útil da estrutura (JIN *et al.*, 2014; CHEN E LEUNG, 2015). Os ataques de carbonatos podem diminuir o pH do concreto e despassivar a armadura, tornando-a suscetível à corrosão. Em estruturas como pontes e viadutos (OAEs), a corrosão de armadura pode ter seus efeitos agravados pelo carregamento estático e cíclico aos quais estão expostas.

Ademais, sabe-se que a corrosão diminui a aderência entre a armadura e o concreto, favorecendo o desgaste por fadiga. Por outro lado, o processo fatigante produz fissuras no concreto de cobrimento, expondo a armadura ao processo de corrosão.

Segundo os estudos de Yi *et al.* (2010) e Chen *et al.* (2009), existe uma interação considerável entre a corrosão de armadura e a fissuração por fadiga, sendo a ocorrência das mesmas em conjunto mais prejudicial às estruturas do que cada manifestação desassociada. De acordo com Wang *et al.* (2011) os carregamentos cíclicos exercem grande influência sobre vigas de concreto armado corroídas, podendo reduzir drasticamente a capacidade portante das mesmas e alterar seu modo de ruptura.

Com o intuito de contribuir para o entendimento da sinergia entre a corrosão e a fadiga, neste trabalho será realizada uma avaliação experimental de vigas de concreto armado, submetidas em laboratório à aceleração de corrosão e a cargas cíclicas, visando uma comparação entre os danos causados pela atuação isolada dos processos corrosivo e ciclos de carregamento, e ainda pela atuação conjunta de ambos. Serão estudados os efeitos do então denominado fenômeno corrosão-fadiga na capacidade portante, deslocamentos verticais na flexão, modo de ruptura e vida de fadiga das vigas.

1.2 PROBLEMA DE PESQUISA

Sabe-se que tanto o processo corrosivo quanto a fadiga já foram bastante estudados separadamente. A corrosão influencia a durabilidade e o desempenho da armadura, fazendo com que deixe de satisfazer os fins a que se destinava (GENTIL, 1996). Já a fadiga acontece devido à exposição da estrutura aos carregamentos cíclicos. De acordo com Baroni (2010), estes carregamentos geram pequenos danos na matriz cimentícia do concreto armado. Estes danos, por sua vez, dão origem às fissuras que gradativamente aumentam de abertura e geram deformações na estrutura, podendo levá-la ao colapso, mesmo quando sob a influência de cargas menores que a carga de ruptura prevista.

Muitas vezes, as pontes e viadutos estão localizados em ambientes agressivos e podem sofrer ambos processos degenerativos ao mesmo tempo. Devido a esta exposição, questões de durabilidade começaram a ser levantadas e uma lacuna de conhecimento se estabeleceu. Aliado à essa sinergia, tem-se o descaso e falta de planejamento dos governantes em relação à manutenção destas estruturas e a própria cultura brasileira de dar preferência para inauguração obras novas e não à manutenção das obras já existentes. Portanto, o presente trabalho pretende verificar, através de uma análise experimental, a sinergia entre estes dois mecanismos e colaborar para o estabelecimento de critérios para os futuros projetos de obras de arte especiais.

1.3 QUESTÕES DE PESQUISA

Com base no problema de pesquisa, foi definida a questão principal de pesquisa:

Qual a perda na capacidade de carga de vigas em concreto armado sujeitas à combinação de carregamentos cíclicos e corrosão quando comparadas às vigas com

estes mesmos efeitos desassociados ou às vigas submetidas somente ao carregamento monotônico?

Como desdobramento da questão principal, foram definidas as questões secundárias:

- Qual a diferença entre a vida de fadiga das vigas sujeitas aos efeitos conjuntos de fadiga e corrosão, somente corrosão ou fadiga ou sob nenhum efeito?
- Como é o modo de ruptura das vigas sujeitas aos efeitos combinados de corrosão e fadiga?

1.4 OBJETIVOS DA PESQUISA

Objetivo geral da pesquisa:

Esta pesquisa tem como objetivo geral a avaliação experimental dos efeitos combinados de corrosão e fadiga na capacidade de carga de vigas em concreto armado.

Objetivos específicos da pesquisa:

- Verificação dos deslocamentos verticais das vigas em concreto armado sujeitas aos efeitos individuais ou combinados de corrosão e fadiga;
- Análise dos efeitos individuais e combinados de corrosão e fadiga na vida de fadiga das vigas em concreto armado.

1.5 LIMITAÇÕES E DELIMITAÇÕES

São limitações e delimitações do trabalho:

- A utilização de um único traço de concreto, definido pelo valor da resistência média à compressão igual a 25 MPa;
- O estudo de apenas uma geometria de viga de concreto armado, nas dimensões de 12 x 20 x 150 cm;
- A utilização de duas faixas de grau de corrosão: 3-5% e 8-10% de perda de massa;

- O uso de apenas uma técnica para aceleração de corrosão, baseando-se na metodologia do ensaio de Corrosão Acelerada por Imersão Modificada (CAIM) com aplicação de corrente constante;
- A variação de carga aplicada no ensaio acelerado de fadiga é de 50-65% da média da carga de ruptura das vigas testemunho.
- O número máximo de ciclos de carregamento de 2.000.000.

1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está dividido em 5 capítulos. O primeiro capítulo apresenta o tema da pesquisa, sua contextualização no cenário nacional e a justificativa do tema proposto. Também foram apresentados o problema e as questões de pesquisa, objetivos e limitações da mesma.

O segundo capítulo é referente à revisão bibliográfica. A revisão apresenta um breve histórico das obras de arte especiais e aborda os conceitos de durabilidade e vida útil, relacionando-os com a manutenção e conservação deste tipo de estruturas. A sinergia entre a corrosão e a fadiga também é abordada, assim como os efeitos deletérios de maneira individual, com o intuito de definir alguns parâmetros para a realização dos ensaios futuros. Como exemplo destes parâmetros podem ser citados o traço do concreto, geometria e armadura das vigas, o método de aceleração de corrosão adotado, os carregamentos máximos e mínimos do ensaio de fadiga, como também a frequência do mesmo.

O terceiro capítulo é referente ao método de pesquisa. No capítulo são apresentados o programa experimental, os materiais utilizados na confecção das vigas, como armadura e concreto, além da descrição do ensaio de corrosão acelerada, ensaios preliminares e ensaio de fadiga.

No quarto capítulo é feita a análise dos resultados e no quinto capítulo são apresentadas as conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentado um breve histórico do surgimento e evolução das obras de arte especiais, como também o tipo de solicitações as quais estão expostas. As diferentes definições de durabilidade e vida útil também serão discutidas, possibilitando uma melhor compreensão dos assuntos tratados mais adiante neste trabalho. Além disso, são revisados os conceitos de manutenção e conservação das estruturas, corrosão, fadiga e a sinergia entre estes dois efeitos deletérios.

2.1 O SURGIMENTO DAS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

As obras de arte especiais tiveram origem a partir da necessidade do homem de superar obstáculos que impediam a sua movimentação ou dificultavam o acesso à água. Inicialmente, essas obras de arte especiais se resumiam em aquedutos e pequenas pontes, que facilitavam a distribuição de água e a travessia de terrenos sinuosos ou pequenos rios. Segundo Arcila (2002), as pontes foram os primeiros elementos que superavam as fronteiras naturais e artificiais. Foram a partir delas que se manifestaram necessidades mais complexas ao pensar na continuidade de percursos com o propósito de expandir cidades que ficavam isoladas ou comunicar localidades para que existisse intercâmbio entre elas.

De acordo com Chase (2015), há evidências da existência de muitas estruturas rudimentares e similares às citadas anteriormente, com a idade de aproximadamente 10.000 anos. Aquedutos construídos no período de 700 a.C. por povos egípcios também foram encontrados e comprovam a preocupação deste povo com a captação e o fornecimento da água. Outro povo que se destacou na construção destas obras de arte foi o romano. Para os romanos, as pontes eram ferramentas que aumentavam o domínio do império, tanto psicologicamente quanto fisicamente (GOTTEMOELLER, 1998). Os romanos exerciam completo domínio sobre a técnica e conseguiam construir pontes e aquedutos, muitas vezes até sem o uso de argamassa para manter os blocos de pedra unidos.

Estas estruturas eram compostas basicamente por rocha e executadas, geralmente, em formato de arco. A escolha do formato levava em consideração o comportamento do material, ou seja, sua boa resistência à compressão e baixa resistência à tração. A madeira também foi um material bastante utilizado na construção destas obras especiais. Porém, devido ao fato de não possuir uma elevada vida útil e apresentar limitações referentes aos esforços de tração e compressão, quando comparada aos outros materiais, a madeira era preferencialmente utilizada na execução de pequenas pontes ou estruturas temporárias.

Com a Revolução Industrial, durante o século XVIII e XIX, os materiais utilizados anteriormente começaram a ser substituídos pelo ferro. O aparecimento das ferrovias, necessárias para escoar mais rapidamente a produção industrial, exigiu a construção de numerosas pontes e, assim, o ferro se estabeleceu como material de construção. No entanto, segundo Pernetá (2010), a primeira ponte metálica construída não foi ferroviária, mas rodoviária, a Ponte de Coalbrookdale, localizada na Inglaterra e construída em ferro fundido no ano de 1779. A Figura 1 mostra a Ponte de Coalbrookdale que ainda permanece em utilização nos dias de hoje.

Figura 1 - Ponte de Coalbrookdale, Inglaterra.

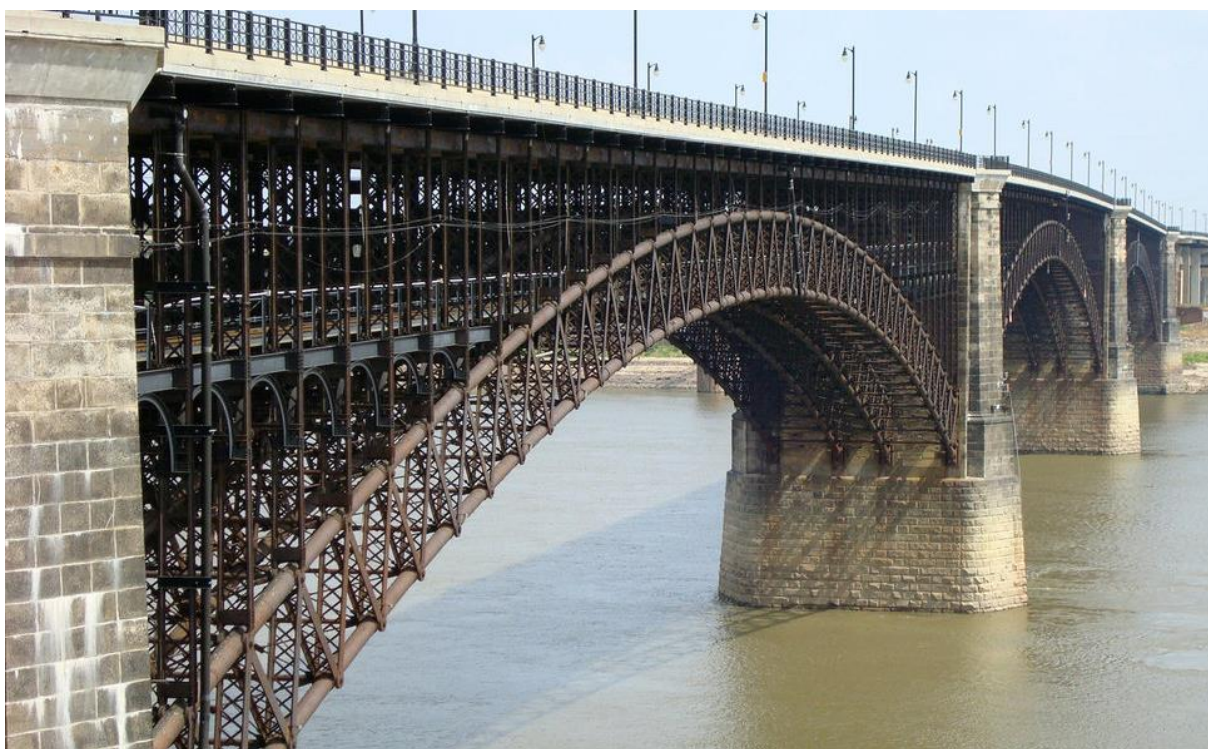


(Fonte: FÉLIX, 2006)

No final do século XVIII, dá-se início à produção de aço. Seu nível de carbono é controlado e pode ser suplementado por adições de cromo, níquel e magnésio (CHASE, 2015), tornando-o mais resistente. Apesar de ser considerado um material promissor, a utilização do mesmo na construção de pontes inicia apenas no começo do século XIX e de maneira tímida, devido ao processo de produção que não permitia sua utilização em larga escala (PERNETA, 2010).

Com a invenção e o desenvolvimento da siderurgia, as grandes demandas foram supridas e em 1874 é inaugurada a Ponte Eads, a primeira grande ponte do mundo, construída em aço e composta por vãos de aproximadamente 152 m de comprimento cada. A ponte é composta por dois decks, um rodoviário e outro ferroviário, e conecta a cidade de St. Louis, localizada no estado de Missouri com a cidade de East St. Louis, situada no estado de Illinois. A Figura 2 apresenta a Ponte Eads, conservada até os dias de hoje.

Figura 2 - Ponte Eads.



(Fonte: <https://www.deviantart.com/greyrowan/art/St-Louis-Eads-Bridge-4-148070563>)

No Brasil, segundo Pinho (2007), acredita-se que a primeira ponte construída em ferro fundido foi a ponte sobre o rio Paraíba do Sul, no ano de 1857. Essa ponte era composta por 5 vãos de 30 m, em treliça arqueada, com altura de 6 m. Entre 1850 e 1880, foram construídas as primeiras pontes rodoviárias em treliça totalmente em aço. A Figura 3

mostra a ponte Boa Vista, localizada na cidade de Recife, executada em aço e inaugurada em 1850.

Figura 3 - Ponte Boa Vista.



(Fonte: <https://br.pinterest.com/pin/508484614155850787/>)

No século XX, o ritmo da produção mundial de aço se manteve elevado devido à Primeira (1914 - 1918) e a Segunda Guerra Mundial (1939 -1945). Nesta época, começavam a surgir alguns problemas oriundos da má qualidade do aço e do aumento das cargas atuantes, que gerariam questões relativas à durabilidade e conservação das mesmas (PERNETA, 2010).

Por volta de 1935 a construção de pontes metálicas começa a ser questionada e, como solução alternativa, começam a ser adotados o concreto armado e o protendido. As pontes, antes executadas em forma arqueada ou compostas por treliças, começam a dar lugar a pontes em vigas caixão, estaiadas e mistas (PERNETA, 2010).

De acordo com Pinho (2007), a utilização do concreto possibilitou o surgimento de vários tipos de pontes. Segundo o mesmo, cada um destes tipos é recomendado para situações específicas. Por exemplo, as pontes em caixão, com piso de concreto, são adotadas para vãos médios. Para os vãos grandes, são adotadas pontes em caixão com o piso ortotrópico. Por sua vez, as pontes estaiadas são econômicas quando executadas com piso em caixão ortotrópico e vãos em torno de 350 m. Já as pontes mistas são aquelas nas quais a viga é de aço e o tabuleiro executado em concreto, cada qual na sua melhor função.

Atualmente o concreto é amplamente utilizado nos mais diversos tipos de construção. Em obras de arte especiais, como pontes e viadutos, a união do concreto com o aço traz diversos benefícios como: melhor confiabilidade, economia, baixa manutenção, capacidade de se adaptar à quase qualquer forma e aparência limpa, fazendo do concreto armado um marco no design deste tipo de estrutura (CHASE, 2015).

2.2 SOLICITAÇÕES DAS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

As solicitações das obras de arte especiais são diferentes quando comparadas com edificações ordinárias. Para melhor compreensão é necessário retomar a razão pela qual estas pontes e viadutos são construídos. De acordo com a NBR 7188 (2013), ponte é uma estrutura sujeita a ação de carga em movimento, com posicionamento variável, utilizada para transpor um obstáculo natural (rio, córrego, vale etc.). Por outro lado, viaduto é definido como uma estrutura que tem como objetivo transpor um obstáculo artificial, como avenidas ou rodovias. Em ambos os casos, além das cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais, da pavimentação, guarda-corpos e dispositivos de sinalização, entre outras, este tipo de estrutura está sujeito a cargas móveis, oriundas da passagem de veículos.

De acordo com Baroni (2010), a determinação das ações atuantes sobre pontes e viadutos, que devem ser consideradas em seus dimensionamentos, constitui-se em um problema difícil de ser equalizado, pois deveria levar em conta os parâmetros característicos de cada ponte ou viaduto e considerar certas variáveis aleatórias ou de complexa definição, tais como as condições ambientais, a densidade e a composição do tráfego.

No entanto, apesar da complexidade relacionada à elaboração de um projeto de uma OAE, são consideradas como atuantes, de maneira geral, as seguintes ações:

- A) Ações permanentes: consideradas constantes ou crescentes ao longo da vida útil da construção. As cargas provenientes do peso próprio, peso da pavimentação, empuxos de terra e líquidos e as forças de protensão, fluência e retração são exemplos de ações permanentes.
- B) Ações variáveis: possuem caráter transitório, tais como as cargas móveis, as cargas de construção, cargas de vento, pressão da água em movimento e variações de temperatura.

- C) Ações excepcionais: aquelas que acontecem em circunstâncias anormais, representadas por choques de objetos móveis, explosões e fenômenos naturais pouco frequentes.

Atualmente, as pontes e viadutos executados em concreto armado devem ser concebidos e calculados de maneira a satisfazer os requisitos de qualidade da NBR 6118 (2014). Os estados limites últimos e de serviços devem ser respeitados para todas as possíveis combinações de ações.

Além da NBR 6118 (2014), duas outras normas contribuem para a regulamentação da maioria dos projetos deste tipo de estrutura:

- NBR 7187 (2003) – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – Procedimentos.
- NBR 7188 (2013) – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

Ambas as normas se encontram em vigência e apresentam prescrições relativas aos carregamentos que devem ser considerados quando projetadas tais estruturas. Entretanto, cabe salientar que muitas das OAEs em uso atualmente foram projetadas e concebidas para resistir a carregamentos de menor intensidade do que os carregamentos atuais.

Segundo Vitório (2002), durante as últimas décadas, os veículos aumentaram consideravelmente a sua capacidade de transporte de cargas, porém as pontes e estradas não acompanharam esta evolução. Ainda conforme Vitório (2002), estas obras deveriam ser adequadas às condições de tráfego atuais, às condições adversas de uso e à agressividade do meio no qual estão inseridas.

De acordo com Mendes (2009), 90% das aproximadamente 5619 pontes construídas em rodovias federais brasileiras foi projetado com trem tipo de 240 kN ou de 360 kN, inferiores ao trem tipo de 450 kN, correspondente a Classe 45, na qual as obras de arte especiais devem ser calculadas atualmente.

Este cenário preocupante faz com que questionamentos sobre o estado de conservação, manutenção e a vida útil destas estruturas comecem a surgir. Aliado a este aumento de

cargas (veículo tipo) está a idade destas estruturas, sendo 70% delas com idade superior a 30 anos (MENDES, 2009).

2.3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DAS OBRAS DE ARTE ESPECIAIS

Durante muito tempo, as estruturas de concreto armado foram dimensionadas levando em consideração principalmente o desempenho mecânico e critérios econômicos. De acordo com Silva Filho (1994), essa realidade começou a mudar quando se observou a enorme quantidade de recursos gastos para manutenção e reparo destas estruturas e edificações. Esta mudança foi impulsionada pelo aumento da preocupação com a questão da durabilidade, como também pela procura de materiais mais duráveis, que colaboravam com a preservação dos recursos naturais.

Durabilidade é definida como a capacidade de uma estrutura apresentar o desempenho requerido, durante o período de tempo previsto de sua utilização, sob a influência de agentes agressivos. O conceito de durabilidade precisa ser associado à elaboração do projeto e assim atender os requisitos de desempenho e utilidade das edificações (COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, 1997).

Dentre as várias definições de durabilidade encontradas na literatura, uma das mais citadas é a de Neville (2011). Neville (2011) defende que durabilidade não significa uma vida indefinida, tampouco a capacidade de resistir a qualquer tipo de ação. Durabilidade é a capacidade que a estrutura tem em continuar desempenhando as funções para as quais foi prevista, durante determinado período de tempo. Sendo assim, um concreto é considerado durável quando resiste aos processos de degradação provenientes do meio no qual se encontra, mesmo que para isso seja necessário realizar manutenções.

Mehta e Monteiro (2014) definem a durabilidade do concreto, feito à base de cimento Portland, como sua capacidade de resistir aos ataques químicos, intemperismo, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração, mantendo suas propriedades originais, qualidade e capacidade de serviço.

No Brasil, a NBR 6118 (2014) é a norma regulamentadora que define os critérios gerais que regem o projeto das estruturas de concreto, sejam elas de edifícios, pontes, obras hidráulicas, portos ou aeroportos, etc. Esta mesma norma estabelece durabilidade como a

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 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.13). A norma também determina que as estruturas de concreto devem:

[...] ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

O conceito de durabilidade relaciona as características da estrutura ou edificação com as condições de exposição e uso as quais estão submetidas. De acordo com Mehta e Monteiro (2014), durabilidade é sinônimo de uma vida útil longa.

Por sua vez, a definição de vida útil está mais ligada com a expectativa de duração da estrutura como um todo, ou de suas partes. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 15) define vida útil de projeto como:

[...] o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

Sendo assim, cabe salientar que algumas partes das estruturas podem merecer consideração e cuidados especiais por apresentar vida útil diferente do todo.

Além das definições já apresentadas, existem aquelas que relacionam o conceito de vida útil com o conceito de desempenho. A ISO 13823 (2008) define vida útil como o período efetivo de tempo durante o qual a estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo.

A NBR 15575 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p.10), considera a necessidade de manutenção, definindo vida útil como:

Período de tempo em que um edifício e/ou seus sistemas se prestam às atividades para as quais foram projetados e construídos considerando a periodicidade e correta execução dos processos de manutenção especificados no respectivo Manual de Uso, Operação e Manutenção (a vida útil não pode ser confundida com prazo de garantia legal e certificada).

As obras de arte especiais, como qualquer outra edificação, deterioraram-se ao longo do tempo e, para que isso não ocorra de maneira indevida, é necessário efetuar algumas ações relativas à sua conservação e manutenção, prolongando a vida útil deste tipo de estrutura.

Entre as diversas manifestações patológicas encontradas nas OAEs, a corrosão de armadura é considerada o problema mais sério e compromete bastante a durabilidade da estrutura (JIN ET. AL, 2014; CHEN E LEUNG, 2015). Este efeito deletério ainda pode ser mais prejudicial quando aliado ao efeito dos carregamentos cíclicos, que mesmo não sendo significativo por si só, quando ocorrem simultaneamente à corrosão, diminuem de maneira drástica a vida de fadiga das estruturas de concreto armado (LU *et al.*, 2018; SUN *et al.*, 2015; YI *et al.*, 2010).

Portanto, estas obras, de modo geral, têm dado verdadeiros exemplos de grande durabilidade, muitas vezes em condições totalmente adversas (VITÓRIO, 2002). Porém, convém lembrar que as OAEs não possuem vida útil infinita. Vitório (2002) afirma que para garantir uma vida útil maior, com desempenho funcional e estrutural satisfatório, tanto a manutenção preventiva como a corretiva deverão fazer parte de um processo mais amplo de gestão, que compreende vistorias periódicas, visando identificar falhas estruturais porventura existentes, diagnóstico e ações de recuperação.

2.4 GERENCIAMENTO E MANUTENÇÃO DAS OAES

Neste item são abordados aspectos referentes à gestão das obras de arte especiais. Também são revisados o conceito de sistema de gerenciamento e a estratégia brasileira para manter o desempenho destes tipos de estruturas. Além disso, serão revistos os procedimentos que devem ser adotados durante o processo de avaliação e recuperação das mesmas, tendo como base a Norma DNIT 010/2004– PRO, que por sua vez, referencia a NBR 9452 (2016) – Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto – Procedimento.

Sabe-se que as estruturas de concreto armado se deterioram ao longo do tempo. Devido a isso, estratégias de manutenção deveriam ser consideradas desde a etapa de projeto e após o término da etapa construtiva, inspeções periódicas deveriam ser realizadas com o intuito de avaliar o processo de deterioração e verificar se há desvios na vida útil estimada.

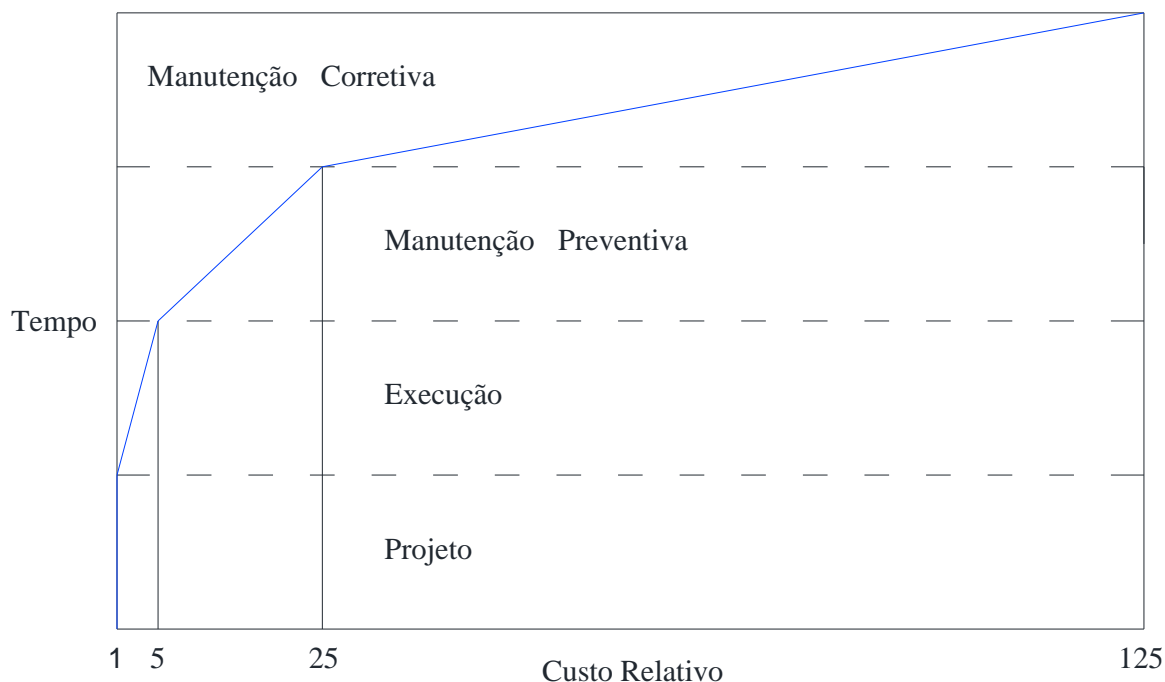
Muitos estudos sobre a degradação das OAEs e os fatores que aceleram esse processo já foram realizados e podem ser encontrados na literatura. Várias formas de impedir ou retardar essa aceleração foram desenvolvidas e, através destas pesquisas, tornou-se

possível estimar modelos de regressão que descrevem razoavelmente o comportamento dos elementos estruturais ao longo do tempo (MADANAT e IBRAHIM, 1995).

Com o passar dos anos, estes modelos foram se desenvolvendo e passaram a ser usados em sistemas de gerenciamento de OAEs. De acordo com Moscoso (2017), é possível envolver diferentes atividades nos sistemas de gerenciamento, desde a captação de dados, vistorias e inspeções, avaliação de estruturas danificadas, atribuição de fundo para manutenção e reabilitação ou até mesmo a substituição de elementos estruturais.

O sistema de gerenciamento tem como objetivo garantir as condições de serviço das obras de arte especiais, prolongando a vida útil do todo ou de algumas das partes a um baixo custo de operação. Nele são previstas inspeções, manutenções preventivas e corretivas que visam otimizar a performance deste tipo de estrutura ao longo do tempo. A Figura 4 mostra a importância da manutenção preventiva, visto que o custo da manutenção corretiva é dado por uma função exponencial crescente, onde a cada fase de intervenção, multiplica-se por 5 os custos acumulados, como evidenciado por Sitter (1983).

Figura 4 – Evolução dos custos pela fase de intervenção.



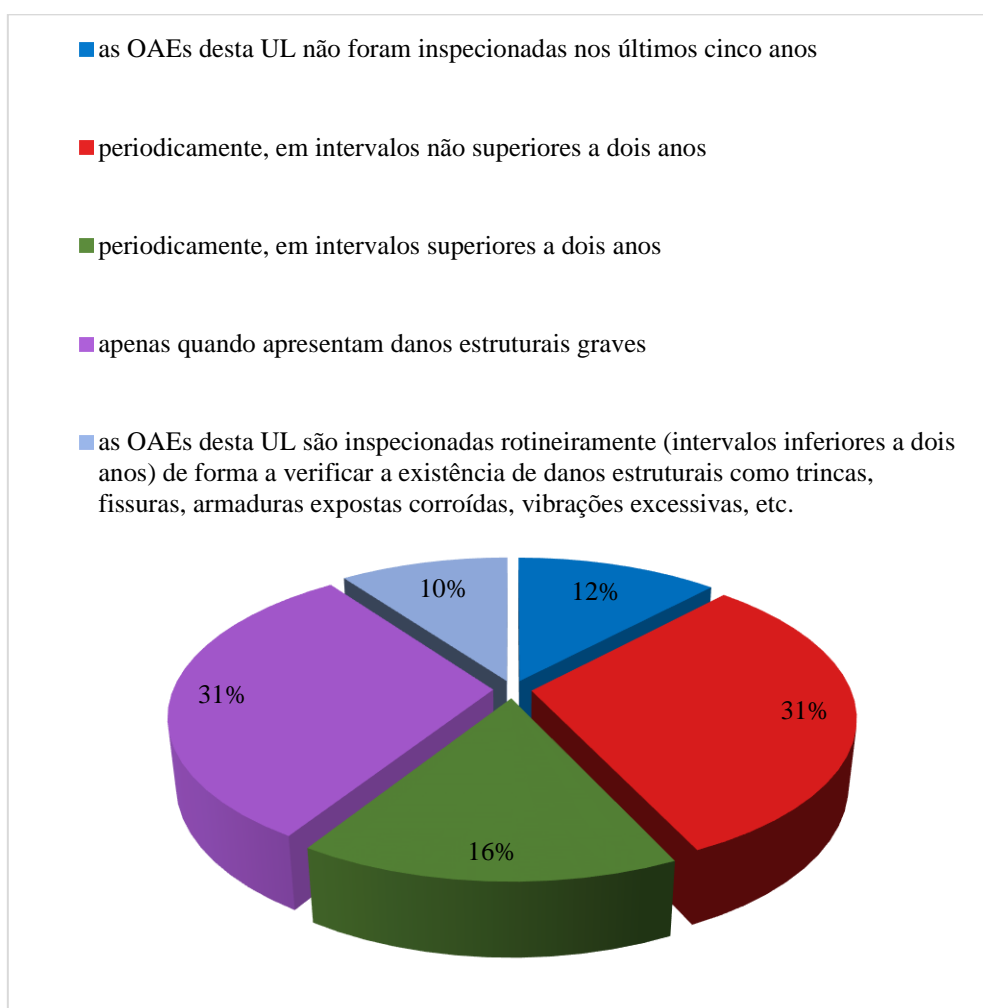
(Fonte: adaptado de SITTER, 1983)

Através destes sistemas de gerenciamento, é possível detectar manifestações patológicas que estejam em estágios iniciais ou prestes a ocorrer, evitando assim gastos maiores com o tratamento das mesmas em idades avançadas. Quando se fala em OAEs, a corrosão de

armadura é uma das manifestações patológicas de maior incidência. A corrosão pode ocasionar a perda de aderência entre a armadura e o concreto, diminuir a seção transversal das barras de aço e tornar a estrutura incapaz de absorver grandes deformações. Caso seja tratada no início, isto é, durante a fase de iniciação, o grau de dificuldade para o seu tratamento é bastante inferior quando comparado com a fase de propagação. Em estágios mais avançados, onde há comprometimento da armadura e o acréscimo de armadura deve ser realizado, o tratamento se torna mais difícil, demorado e dispendioso, podendo ser agravado ainda mais pelos carregamentos móveis aos quais este tipo de estrutura está exposto.

Conforme Moscoso (2017), o sistema de gestão é de fundamental importância para a economia de recursos financeiros, no entanto, ainda não existe um levantamento técnico-científico sistemático e aprofundado sobre o estado e condições de estabilidade estrutural das pontes rodoviárias e viadutos existentes em território brasileiro. Em auditoria realizada em 2012, o Tribunal de Contas da União (TCU) observou que o Sistema de Gerenciamento de Obras de Arte Especiais (SGO) utilizado pelo DNIT e desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) não possui um banco de dados que expresse de maneira completa e atualizada as condições de manutenção das pontes e viadutos. O relatório destaca que o sistema é uma ferramenta importante para o planejamento e priorização das atividades, porém não contempla a totalidade das OAEs administradas pelas autarquias e não recebe atualização desde 2004. Essa desatualização do banco de dados ocorre pois o DNIT não realiza as inspeções com a abrangência e periodicidade estabelecidas em seus normativos. A Figura 5 mostra a frequência das inspeções das OAEs realizadas pelas Unidades Locais (ULs) do DNIT (TCU, 2010).

Figura 5 - Frequência das inspeções de OAEs.



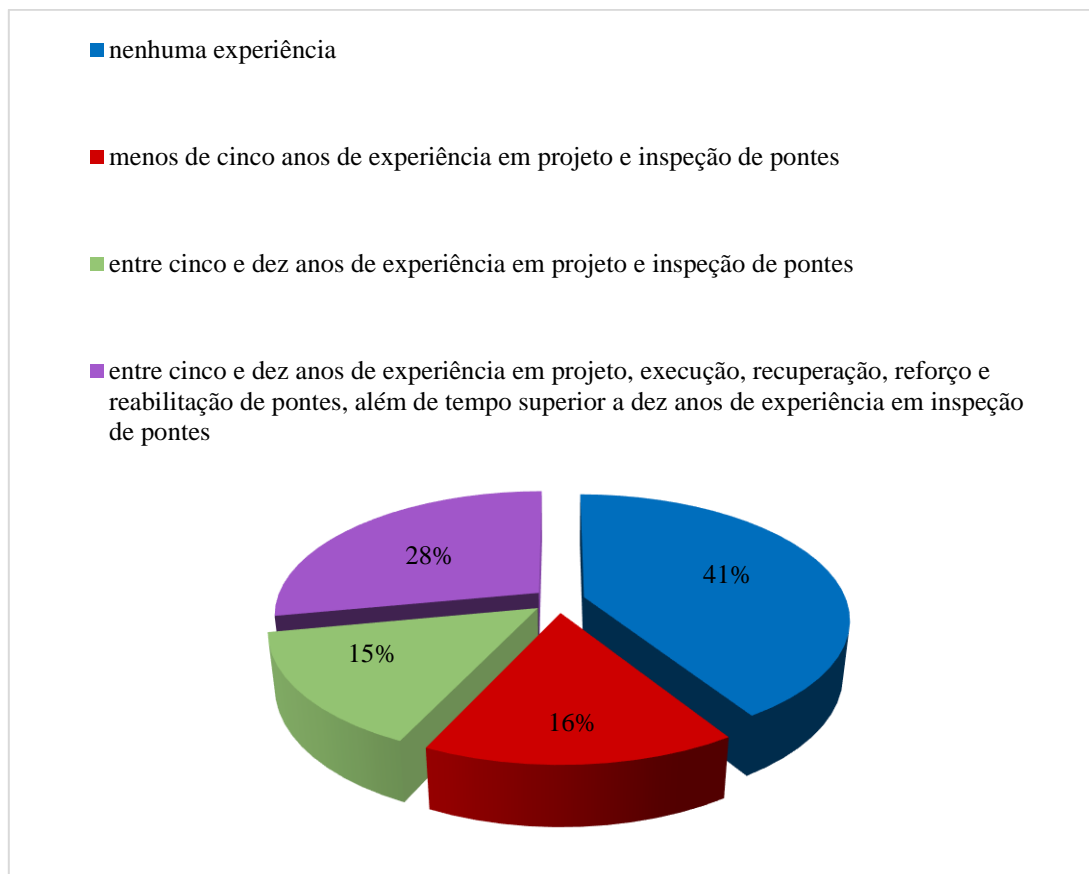
(Fonte: adaptado de TCU, 2010)

Fica evidente, portanto, que apenas 41% das inspeções acontecem de acordo com a orientação estabelecida pelo próprio DNIT. De acordo com a Norma DNIT 010/2004-PRO (2004), estas inspeções deveriam acontecer de maneira periódica e em intervalos não-superiores a dois anos. Cabe salientar que depois da atualização da NBR 9452 (2016), este prazo diminuiu e estas inspeções rotineiras devem, agora, ser feitas em um prazo não superior a um ano. Além disso, 31% das inspeções ocorrem somente quando a estrutura já apresenta danos graves, o que demonstra a falta de preocupação com a mesma.

Este descaso pode ser explicado pela deficiência no corpo técnico, em termos de quantidade de fiscais e qualificação profissional, como também pela prioridade dada a recuperação e manutenção do pavimento em relação às OAEs (TCU, 2010). A Figura 6 exibe a qualificação dos supervisores de cada UL do DNIT. Cabe salientar que em 81,8%

dos casos, o supervisor é o único engenheiro da unidade ou conta somente com um engenheiro residente para ajudá-lo.

Figura 6 - Qualificação dos supervisores.



(Fonte: adaptado de TCU, 2010)

Esta mesma auditoria revela que, até 2012, não existia nenhuma notícia de que o DNIT tivesse executado alguma ação efetiva dedicada a manutenção preventiva ou sistemática das OAEs que atendessem às diretrizes estabelecidas pelo próprio departamento e determinadas pela Norma DNIT 010/2004-PRO (2004), pelo Manual de Inspeções de Pontes Rodoviárias, publicação IPR – 709 e pelo Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos, publicação IPR – 744 (TCU, 2010).

Este mesmo estudo também constatou que, no entanto, a relação dos mesmos com as OAEs ainda é questionável. Os Planos Anuais de Trabalho e Orçamento (PATO) e os Contratos de Restauração e Manutenção (CREMA) são exemplos disso. O PATO é um projeto simplificado que serve de base para licitação e contratação de serviços rotineiros, periódicos e emergenciais destinados a preservar as características técnicas e operacionais das rodovias. No entanto, os serviços estabelecidos pelos PATO não abrangem todas as

necessidades das OAEs e deixam de fora problemas que podem se agravar ao longo do tempo, como o surgimento de fissuras no concreto, corrosão e perda do concreto de cobertura das armaduras e desagregação do concreto (TCU, 2010).

Já o CREMA se divide em duas etapas. Na primeira fase, não há um objetivo específico relacionado à restauração das OAEs, suas ações se limitam à substituição de defensas e guarda-corpos, visando a melhoria das condições de segurança para a travessia dos usuários. Por outro lado, na segunda fase é prevista a manutenção e conservação das obras de arte especiais, mas não se estabelece parâmetros de desempenho e faltam mecanismos para a penalização da contratada pela inexecução dos serviços. Além disso, não há um tratamento uniforme dentro do programa, ou seja, não existe orientação específica para análise e aprovação dos projetos executivos, deixando, como por exemplo, a definição acerca da maior ou menor abrangência dos serviços de manutenção ou conservação a cargo das empresas projetistas (TCU, 2010). Portanto, estes programas não têm o alcance necessário para cumprir os objetivos estabelecidos pelas diretrizes mencionadas anteriormente, apesar de proverem algumas ações relativas à conservação e manutenção das OAEs.

Outro estudo, desta vez realizado por Vitório e Barros (2013), corrobora a auditoria do TCU, afirmando que, de modo geral, as avaliações das OAEs são realizadas de acordo com a necessidade e tem como base o conhecimento acumulado e as experiências dos engenheiros especializados em projeto e execução deste tipo de estrutura. A pesquisa informa que apesar do DNIT ser o departamento do governo que regula este tipo de intervenção em rodovias federais, a maioria dos estados e municípios acaba adotando os mesmos procedimentos e normas, visto que não possuem procedimentos próprios para a manutenção e recuperação das pontes e viadutos sob sua responsabilidade.

Entre os procedimentos requeridos pelo DNIT e contemplados pela Norma DNIT 010/2004-PRO (2004) está o preenchimento de fichas de inspeção. Estas fichas devem conter a descrição de todos os danos estruturais e apresentar uma avaliação das condições de estabilidade de acordo com as notas técnicas estabelecidas pela NBR 9452 (2016). A norma citada anteriormente também fornece critérios para a classificação das OAEs, segundo parâmetros estruturais, funcionais e de durabilidade. Os parâmetros estruturais são relacionados à segurança estrutural da OAE, referentes à estabilidade e capacidade portante. Os parâmetros funcionais estão relacionados diretamente aos fins a que a OAE

se destina e devem proporcionar conforto e segurança aos seus usuários. Por sua vez, os parâmetros de durabilidade estão associados diretamente à sua vida útil, isto é, o tempo estimado que a estrutura deve cumprir seus objetivos. Esses parâmetros servem de base para atribuição de uma nota de avaliação que varia de 1 (crítica) a 5 (excelente) e reflete o gravidade dos problemas encontrados. A Tabela 1 mostra como exemplo as notas de classificação das OAE segundo os parâmetros estruturais.

Tabela 1 - Nota de classificação da OAE segundo os parâmetros estruturais previstos [NBR 9452, 2016].

Condição verificada na inspeção especial segundo parâmetros estruturais		Nota de classificação		
		Elemento onde foi constatada a anomalia		
		Principal	Secundário	Complementar
Fissuração	Fissuração superficial de retração, hidráulica ou térmica	4	4	5
	Fissuras em elementos protendidos	1	2	–
	Fissuras em elementos de concreto armado com abertura dentro de limites previstos conforme ABNT NBR 6118:2014, 13.4	3	4	4
	Fissuras em elementos de concreto armado com abertura superior aos limites previstos conforme ABNT NBR 6118:2014, 13.4	2	3	4
Flecha	Flechas não congênita acima dos limites conforme ANBT NBR 6118	1	2	3
Anomalias na armadura	Armadura principal exposta e corroída, com perda de seção de até 20 % do total da armadura	3	4	5
	Armadura principal exposta e corroída, com perda de seção acima de 20 % da área total de armadura ou que comprometa a estabilidade da peça	2	3	4
	Armaduras principais rompidas	1	2	3
	Ruptura de parte da armadura principal passiva ou ativa	1	2	3
	Tirantes rompidos	1	–	–
	Armadura protendida exposta e corroída	2	–	–
	Perda ou falta de protensão em elemento principal	2	–	–

(Fonte: adaptado de ABNT NBR 9452, 2016)

Na Tabela 1, é considerado elemento principal, o elemento cujo dano pode ocasionar o colapso parcial ou total da obra. Elemento secundário é aquele cujo dano pode ocasionar ruptura localizada. Já o elemento complementar não causa nenhum comprometimento estrutural, apenas funcional da OAE. É importante salientar também que em nenhum momento é considerada a ação conjunta dos efeitos de fadiga e corrosão. A NBR 9452 (2016) avalia de maneira individual a fissuração e as anomalias na armadura, não levando

em conta o agravamento dos danos gerado pela sinergia dos efeitos deletérios citados anteriormente.

Vitório e Barros (2013) realizaram um estudo baseado em fichas de inspeções realizadas, entre os anos de 2010 e 2011, em 100 OAEs, localizadas em oito rodovias federais da região Nordeste do Brasil. Além do estado crítico no qual a maioria das obras de arte se encontra, a pesquisa também confirmou a falta de cultura de manutenção, em especial a preventiva, praticada nas últimas décadas pelas instituições dos âmbitos federal, estadual e municipal, que preferem a inauguração de obras novas em relação à conservação das obras já existentes. Este estudo recomenda a implantação de um sistema de gestão de obras de arte especiais que foque nos riscos aos usuários e nos prejuízos materiais e financeiros que esta carência pode gerar, visto que, na maioria dos casos, estas obras somente são realizadas quando a estrutura está atingindo o estado limite de utilização. Sendo assim, torna-se necessário ao DNIT o estabelecimento de parâmetros de desempenho para a manutenção e conservação destas estruturas, com o intuito principal de prevenir os efeitos deletérios aos quais estas estruturas podem estar expostas e não iniciar o tratamento dos mesmos em estágios avançados.

No ano de 2012, o DNIT retomou as atividades de vistoria para cadastro e inspeção das OAEs, com o objetivo de alimentar o novo SGO. Essa nova versão do Sistema de Gerenciamento de Obras de Arte Especiais se chama *SGO Web* e possibilita um maior nivelamento das informações e transparência, atualiza a linguagem do sistema e disponibiliza os dados na internet (RIBEIRO *et al.*, 2013). Ao todo, o DNIT mantém o controle de 6.000 obras de arte especiais. Paralelamente ao *SGO Web* também estava sendo desenvolvido o *SGO Mobile*, um aplicativo que permite a inserção de dados coletados em campo diretamente de um *tablet*, que posteriormente são enviados para validação na Sede do DNIT e inclusão no *SGO Web*. Esse aplicativo garante maior agilidade e uma maior padronização das vistorias, conforme estabelecido pela Norma 010/2004-PRO (RIBEIRO *et al.*, 2013).

Em 2015, o DNIT divulgou, em seu *site*, alguns indicadores relacionados ao estado em que se encontravam as pontes e viadutos das rodovias federais. Estes indicadores foram baseados nos dados coletados pelas vistorias realizadas nos últimos três anos, que alimentavam o *SGO Web*. Dentre os 5.114 viadutos e túneis sob a responsabilidade do DNIT, 4.020 (78,6%) receberam visitas técnicas e já foram inspecionadas. Destas 4.020

obras visitadas, 1.649 foram classificadas como regulares, ou seja, já precisam de alguma intervenção e 184 ficaram abaixo da expectativa, apresentando eventuais problemas estruturais como armadura exposta, concreto desagregado, fissuras e problemas nas juntas de dilatação (DNIT, 2015).

2.5 CORROSÃO

A corrosão das armaduras de aço produz danos significativos às estruturas de concreto armado, localizadas principalmente em zonas urbanas, costas e distritos industriais, isto é, onde há presença de cloretos provenientes de água salgada ou SO_2 ou CO_2 .

Sabe-se que a corrosão é uma das principais causas da diminuição da vida útil das estruturas. Zhang *et al.* (2012) e Helene (1993) afirmam que a corrosão de armadura é umas das causas de deterioração mais importantes em estruturas de concreto armado. Este efeito deletério pode dar origem a falhas estruturais prematuras e ocasionar o colapso de toda a edificação ou obra de arte especial.

Conforme Tuutti (1982), o processo corrosivo se estabelece em duas etapas bem características: a iniciação e a propagação. A iniciação é a fase na qual acontece a despassivação da armadura, ou seja, os agentes agressivos penetram no concreto de cobrimento e avançam até chegar na armadura. De acordo com Graeff (2007), nessa etapa a intensidade de corrosão é muito baixa, fazendo com que não aconteçam danos estruturais e a vida útil da estrutura permaneça inalterada. Por outro lado, durante a fase de propagação o fenômeno é mais agressivo, gera fissuras no concreto, afeta a aderência entre o concreto e a armadura e também danifica algumas propriedades mecânicas da mesma, como resistência à tração e ductilidade.

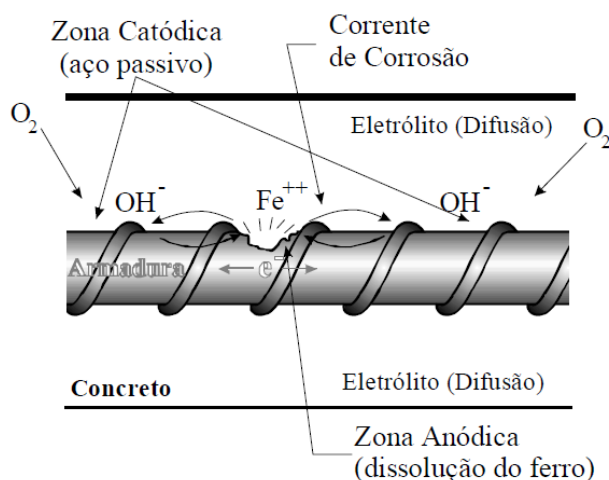
De modo geral, o concreto protege as barras de aço devido à sua alta alcalinidade. Esse ambiente com pH na faixa de 12,7 – 13,8 favorece a formação de uma camada de óxidos, oriundos da dissolução de hidróxidos presentes no cimento, que fica aderida ao aço, preenchendo os poros e evitando a corrosão desde que as condições de potencial e pH estejam estáveis.

No entanto, com o passar do tempo, agentes agressivos (CO_2 , SO_2 e H_2S) são depositados na superfície das estruturas e penetram no concreto pelos poros e fissuras do mesmo. Uma vez saturados, esses íons reagem e formam ácidos que reduzem o pH e desestabilizam a

camada passivante de óxidos, iniciando assim a despassivação da armadura. Uma vez despassivada, a armadura passa a sofrer a chamada corrosão eletroquímica.

Para que esta corrosão ocorra, três fatores são necessários: presença de oxigênio, umidade e diferença de potencial entre dois pontos da barra de aço ou ainda mesmo do concreto. Na falta de um destes fatores, a corrosão não acontecerá. A Figura 7 apresenta a formação das pilhas ou células de corrosão. É importante salientar que a dissolução do aço acontece na zona anódica e que na zona catódica o ataque pode ser considerado desprezível.

Figura 7 - Formação das zonas catódicas e anódicas.



(Fonte: CASCUDO, 1997)

O produto resultante do processo corrosivo possui um volume maior que a camada de óxidos original, o que provoca o aparecimento de elevadas tensões de tração no concreto, ocasionando a fissuração e o deslocamento do concreto de cobrimento.

Além disso, a corrosão também gera diminuição da seção transversal das barras de aço e, conseqüentemente, perda de aderência entre o concreto e a armadura. A transferência de esforços é danificada e a estrutura pode entrar em colapso (FIGUEIREDO, 1994; MEHTA e MONTEIRO, 2014; AİTCIN, 2000).

São vários os mecanismos que podem promover a despassivação da armadura. Entre eles destacam-se os fungos, as fissuras, reações expansivas com sulfatos, fuligem, carbonatação e íons cloreto (ANDRADE, 1992). Neste trabalho será estudada somente a corrosão por íons de cloreto.

Alguns estudos relacionados à durabilidade das estruturas de concreto armado constataram que a corrosão provocada por íons de cloreto é um dos problemas mais graves que pode afetar as estruturas (ANDRADE, 1997; NEVILLE, 2011). São diversas as fontes que podem originar os íons cloretos, entre elas, destacam-se (HUSSAIN *et al.*, 1995):

- emprego de aceleradores de pega que contém CaCl_2 (cloreto de cálcio);
- contaminação dos materiais constituintes do concreto (água e agregados);
- contaminação através da névoa salina (maresia);
- contato direto com a água do mar (estruturas marinhas);
- e através de determinados processos industriais.

No entanto, não há uma concentração específica de cloretos que possa provocar a despassivação da armadura. Segundo Alonso *et al.* (1997), isso ocorre devido aos diversos fatores que influenciam os fenômenos de transporte e absorção dos cloretos.

A identificação da penetração de íons de cloreto é feita através de ensaios específicos, pois não há alteração na aparência superficial do concreto, tampouco alteração na resistência do mesmo (CASCUDO, 1997).

De acordo com Kropp *et al.* (1995), a entrada de gases, água ou íons em soluções aquosas no concreto acontece devido à porosidade do mesmo ou à existência de microfissuras. O transporte dessas substâncias para dentro do concreto ocorre através de vários mecanismos físicos e químicos. Entre os fatores que influenciam tais mecanismos, podem ser citados: a concentração dessas substâncias, as características do meio no qual a estrutura de concreto se encontra, a temperatura, a porosidade e a espessura das fissuras existentes no concreto.

Segundo Kropp *et al.* (1995), os principais mecanismos de transporte são:

- difusão: transferência de massa por um movimento aleatório de moléculas livres ou íons na solução presente nos poros, resultando em uma rede de fluxo das regiões de maior concentração das substâncias para as regiões de menor concentração. O fluxo de massa é expresso pela primeira lei de Fick, através da Equação 1 a seguir:

$$F = -D \frac{\partial C}{\partial x} \quad (2.5.1)$$

Sendo:

F = fluxo de massa transportada (g/cm².s);

D = difusividade (cm²/s);

C = concentração de íons na solução (g/cm³);

x = profundidade considerada (cm);

- permeabilidade: permeação de gases ou líquidos através dos poros (fluxo laminar), devido a uma pressão, representada pela lei de Darcy, expressa na Equação 2 abaixo:

$$F = -\frac{k_p}{\eta} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (2.5.2)$$

Sendo:

F = velocidade do fluxo de massa (m/s);

k_p = condutividade hidráulica (m²);

η = viscosidade do material (N.s/m²);

p = pressão do fluido (N/m²);

x = profundidade considerada (m);

- absorção capilar: transporte de líquidos em sólidos porosos devido à tensão superficial nos vasos capilares;
- adsorção: fixação de moléculas ou íons em superfícies sólidas através de interações de natureza química ou física;
- dessorção: liberação de moléculas adsorvidas de superfícies sólidas.

2.6 FADIGA

Fadiga é um fenômeno ligado às ações dinâmicas repetitivas que, muitas vezes, podem causar alterações nas propriedades mecânicas dos materiais e na vida útil dos mesmos. O dano causado pela fadiga é gradual e considerado permanente, oriundo dos carregamentos cíclicos e deformações em determinados períodos de tempo (BARONI, 2010; MENEGHETTI, 2007).

Desde a concepção das pontes e viadutos até a execução e conclusão dos mesmos, sabe-se que estas estruturas estarão sujeitas à passagem de veículos e às variações cíclicas de tensão oriundas da finalidade para qual foram projetados. Este fato faz com que a vida útil da estrutura esteja diretamente ligada à capacidade que a estrutura tem de resistir a este fenômeno. Por esse motivo é necessário que essas OAEs sejam projetadas para suportar os acréscimos de peso e a variação de volume de tráfego que pode ocorrer ao longo do tempo. No entanto, as normas brasileiras não reproduzem esse carregamento de maneira exata (ROSSIGALI, 2013), o que atrapalha a composição da combinação de ações para a verificação de fadiga. Aliado a esse fato, tem-se a propagação das fissuras após os ciclos de carregamento e a redução da área útil da seção (CERVO, 2004).

De acordo com Cervo (2004) o processo de ruptura por fadiga se divide em três etapas:

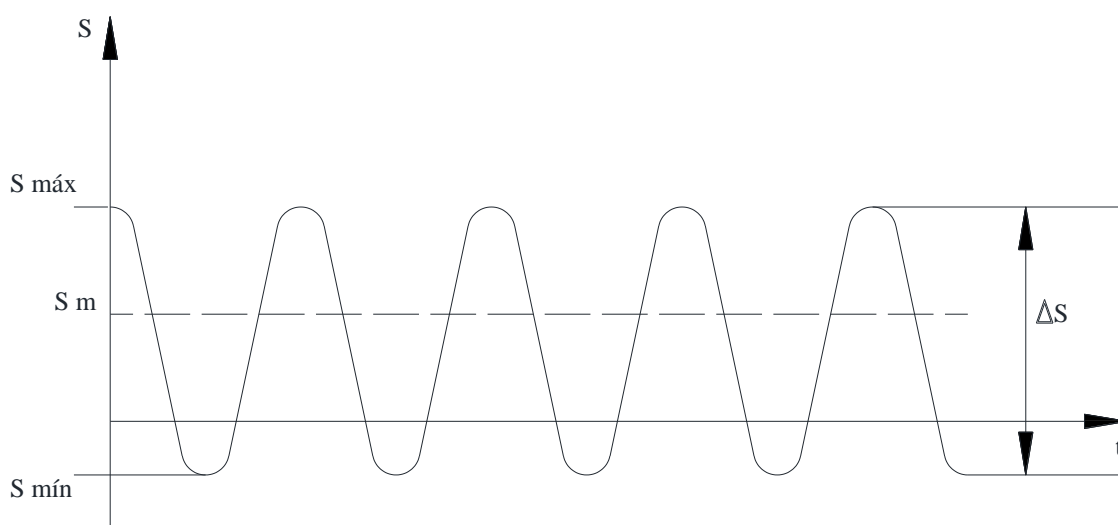
- abertura das fissuras: os danos são pequenos e progridem de forma gradual;
- propagação das fissuras: danos maiores e piores a cada ciclo de carregamento suportado pela estrutura;
- ruptura: comprometimento da estrutura.

Por se tratar de um fenômeno influenciado pelo acúmulo de danos ao longo do tempo, torna-se essencial o estudo do comportamento mecânico dos materiais que compõem as estruturas, com o intuito de evitar possíveis falhas.

Quando esse material é o concreto, deve-se também atentar para as características intrínsecas do mesmo. Entre elas, destaca-se a baixa capacidade de deformação, que torna as alterações da matriz cimentícia permanentes e pontuais, contribuindo para geração e propagação de fissuras principalmente em pontos onde há concentração de tensões. Essas fissuras podem levar a estrutura ao colapso, mesmo para carregamentos inferiores à carga de ruptura estática do material (SCHIJVE, 2003).

O desempenho dos materiais submetidos à fadiga é geralmente caracterizado pela curva de Wöhler, ou curva S-N, como também é conhecida. Essa curva correlaciona a variação de tensão (S) com o número de ciclos necessário para abertura de uma fissura (N). Um ciclo é o intervalo de tempo entre dois picos consecutivos de tensão. A Figura 8 mostra a variação cíclica de tensões com amplitude constante.

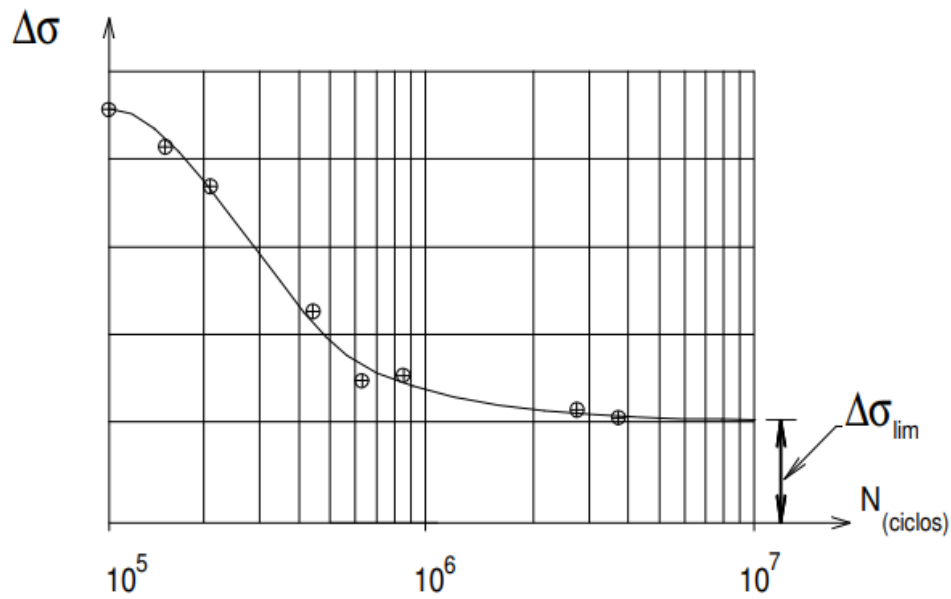
Figura 8 - Variação cíclica de tensões com amplitude constante.



(Fonte: adaptado de BELISÁRIO, 2015)

Baseando-se nessa variação de tensão, a curva S-N fornece o número máximo de ciclos que a peça é capaz de suportar quando submetida a uma tensão de compressão, de tração ou de cisalhamento (GURNEY, 1976). Os gráficos são traçados com dados adquiridos através de ensaios experimentais (BARONI, 2010), relacionando a variação de tensão com o número de carregamentos cíclicos até a ruptura da peça. A Figura 9 mostra uma curva S-N característica.

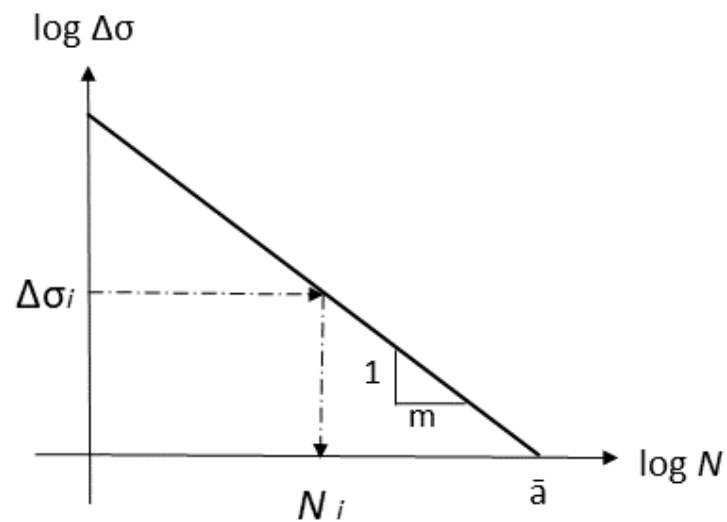
Figura 9 - Curva S-N característica.



(Fonte: CAIXETA, 2010)

As curvas S-N podem ser aproximadas de uma reta quando representadas em escala logarítmica, como demonstrado na Figura 10.

Figura 10 - Curva S-N.



(Fonte: BELISÁRIO, 2015)

Matematicamente, a curva é representada através da seguinte Expressão (3):

$$N = c \times (\Delta\sigma)^{-m} \quad (2.6.1)$$

Sendo:

N = número de ciclos para a iniciação de fratura;

c = constante adimensional;

$\Delta\sigma$ = variação de tensão;

m = inclinação negativa da curva.

Além das curvas S-N, existem outras maneiras de avaliar a vida de fadiga. Entre estas abordagens, também se destaca a Teoria Mecânica da Fratura (BARONI, 2010; MENEGHETTI, 2007). De acordo com Baroni, o objetivo da Mecânica da Fratura é determinar se um defeito tipo fissura irá ou não levar à fratura catastrófica para tensões normais de serviço, permitindo também definir um grau de segurança do elemento fissurado. Uma revisão acerca deste conteúdo pode ser encontrada nos trabalhos de Baroni (2010) e Meneghetti (2007).

Apesar da existência de várias abordagens para analisar a vida de fadiga, a identificação do efeito fatigante se torna difícil quando o alvo são estruturas de concreto armado. Devido a sua composição não homogênea, as fissuras não seguem um padrão definido (COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, 1987). Além disso, a propagação dessas fissuras diminui a seção transversal do concreto, e assim reduz a aderência entre o concreto e as barras de aço (CERVO, 2004; FERNANDES, 2000).

A resistência do concreto armado à fadiga é determinada como uma porcentagem da resistência estática suportada por um determinado número de ciclos (ACI 215R, 1991). Porém fatores como o tipo de carregamento, a tensão máxima a qual a estrutura está submetida, as características do concreto e a amplitude das tensões também influenciam essa resistência. Quanto maior a variação de tensão, menor o número de ciclos que a estrutura é capaz de resistir. O tipo de solicitação também é determinante para a resistência da estrutura. Fatores como o diâmetro, inversamente proporcional à resistência à fadiga (ACI 215R 1991), e o raio de curvatura das barras de aço também devem ser

levados em consideração, além da classe de agressividade do ambiente no qual a estrutura se encontra (COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, 1987).

2.7 EFEITOS COMBINADOS DE CORROSÃO E FADIGA EM CONCRETO ARMADO

Neste item serão abordadas como o desenvolvimento de um dos processos deletérios (corrosão ou fadiga) pode influenciar no desenvolvimento do outro processo. Conforme dito anteriormente, tanto a corrosão de armaduras, quanto o processo fatigante, já foram bastantes estudados separadamente. Suas causas e efeitos estão difundidos na literatura e discutidos em livros, periódicos e trabalhos acadêmicos (APOSTOLOPOULOS *et al.*, 2016, 2013; BARONI, 2010; AL-HAMMOUD *et al.*, 2010; CAETANO, 2008; GRAEFF, 2007; MENEGHETTI, 2007).

No entanto, quando se fala na sinergia entre esses efeitos, as pesquisas ainda são recentes e, apesar de algumas delas apresentarem bons resultados, mais estudos são necessários para compreender melhor o fenômeno. Em um âmbito geral, verificou-se que há uma grande dificuldade de simular em laboratório ambos os efeitos de corrosão e fadiga ocorrendo de maneira simultânea, como acontece na realidade. Oyado *et al.* (2003) explicam que ainda não existem métodos capazes de avaliar estruturas corroídas sujeitas a carregamentos cíclicos. Devido a esse fator, acredita-se que os resultados obtidos em laboratório são menos intensos quando comparados com situações reais. Surge, então, a necessidade de se realizar estudos mais aprofundados na área, com o intuito de melhorar a simulação do efeito corrosão-fadiga e tornar o ensaio mais próximo da realidade.

O item seguinte tratará sobre os efeitos da corrosão na vida de fadiga e o item subsequente dissertará sobre os efeitos dos carregamentos cíclicos no processo corrosivo.

2.7.1 Efeitos da corrosão na vida de fadiga

O processo corrosivo pode reduzir a capacidade portante das estruturas de concreto armado através de diversos mecanismos. Entre eles, a perda de aderência entre o concreto e a armadura e a influência sobre as propriedades mecânicas da armadura merecem destaque. É importante salientar que todos esses efeitos acontecem durante a propagação da corrosão, isto é, quando a armadura já se encontra despassivada.

2.7.1.1 Perda de aderência entre o concreto e a armadura

A aderência entre o concreto e a armadura é necessária para assegurar a interação entre estes dois materiais e fazê-los trabalhar em conjunto. Segundo a Fédération Internationale du Béton (2000), essa aderência é oriunda, inicialmente, de uma aderência química entre as barras de aço e o cimento endurecido, caracterizando-se como uma ligação fraca e perdida com baixos esforços. Uma vez perdida essa união química, o que contribui para a absorção dos esforços é a fricção entre o concreto e a armadura, tanto para barras de aço planas quanto nervuradas, além da capacidade que o concreto tem de resistir às solicitações geradas pelos carregamentos sujeitos à estrutura.

A corrosão da armadura libera produtos de corrosão com volume maior que o aço original. Primeiramente, essa expansão aumenta o diâmetro da barra e pode colaborar para o aumento da fricção entre o concreto e a armadura, estando ela entre 1- 4% (CAETANO, 2008; GRAEFF, 2007; AUYEUNG *et al.*, 2000). Entretanto, para níveis de corrosão mais avançados, esta expansão acaba gerando fissuras no concreto ao redor das barras e, aliada à diminuição da seção transversal das mesmas, pode contribuir com a perda de aderência entre o aço e o concreto (AL-HAMMOUD, 2010).

Em estudo realizado por Ma *et al.* (2017), observou-se que a influência do processo corrosivo na aderência entre o concreto e a armadura pode ser ignorada para níveis de corrosão inferiores a 2,4%. No programa experimental em questão, foram realizados testes de arrancamento em amostras com armaduras corroídas. Dois tipos de barras de aço (com nervuras e planas) e três diâmetros foram analisados. Constatou-se que a corrosão influencia de maneira diferente cada tipo de barra. As barras com nervuras e corroídas a baixos níveis de corrosão (até 3,84%) apresentaram força de aderência maior que as barras nervuradas e não corroídas. Para níveis mais avançados de corrosão (em torno de 7%), os resultados mostraram que as fissuras resultantes dos produtos expansivos da corrosão aceleram a falha por falta de aderência. Comparando os resultados obtidos nos ensaios das barras com e sem nervura, concluiu-se que a aderência entre o concreto e as barras não nervuradas é mais sensível à corrosão do que as barras que apresentam nervuras.

2.7.1.2 Influência sobre as propriedades mecânicas da armadura

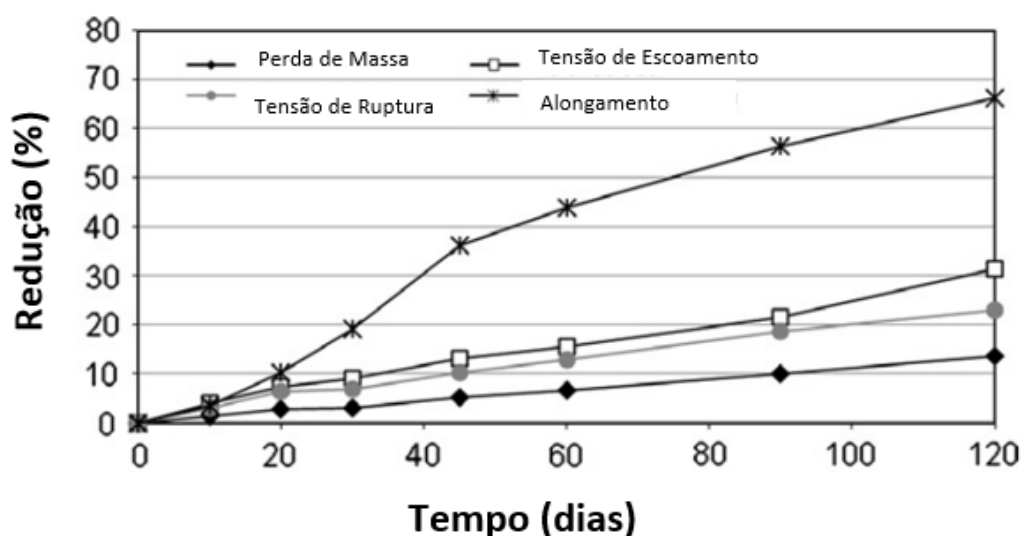
Sabe-se que a corrosão de armadura por íons de cloreto se caracteriza por apresentar regiões nas quais a corrosão é extremamente localizada, a chamada *Pitting Corrosion*.

Essa corrosão puntiforme pode causar acentuadas reduções na seção das barras de aço e, além de reduzir a resistência à tração do aço, pode diminuir drasticamente a ductilidade do mesmo, alterando o modo de ruptura dúctil para frágil.

Em 2013, Apostolopoulos *et al.* (2013) avaliaram as propriedades mecânicas de barras de aço expostas a um ambiente rico em cloretos. As barras foram expostas à solução de cloretos diretamente ou envoltas por cilindros de concreto. Nas barras de aço envoltas por concreto com perda de massa igual a 13,55%, observou-se uma redução de 22,9% na tensão de ruptura após 120 dias de exposição. Apesar desta redução ser expressiva, o que mais merece destaque é o decréscimo da ductilidade das barras, medida através do alongamento das mesmas. Percebe-se que a diminuição do alongamento aumenta de 19,2%, aos 30 dias, para 66,2%, aos 120 dias de exposição.

A Figura 11 relaciona o tempo de exposição das barras, indiretamente expostas ao spray de cloretos, com a redução de algumas propriedades mecânicas das mesmas.

Figura 11 - Redução de propriedades mecânicas ao longo do tempo.



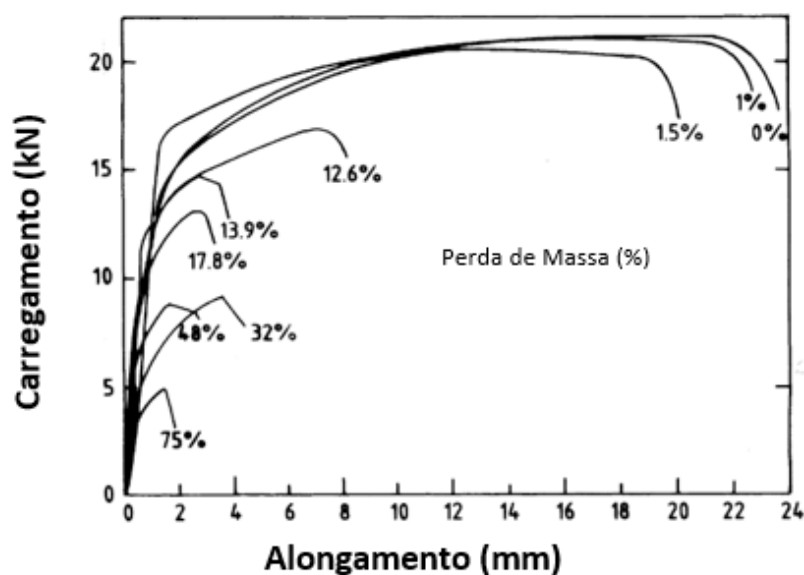
(Fonte: adaptado de APOSTOLOPOULOS *et al.*, 2013)

O estudo também constatou que a influência do processo corrosivo na redução da ductilidade é maior que a influência na diminuição da resistência à tração, considerando perdas de massa superiores a 1,33%. Este fato é atribuído à corrosão puntiforme e à perda de seção localizada.

Além disso, o estudo também comparou os resultados obtidos nas barras diretamente corroídas com os resultados das barras indiretamente corroídas. Notou-se então que os danos eram maiores nas amostras envoltas por concreto, apesar da perda de massa ser igual a 2,41% em ambos os casos. Acredita-se que este fato é decorrente do tempo de exposição das amostras ao processo corrosivo. Para chegar nesta perda de massa, as barras expostas diretamente aos cloretos precisaram de 18 dias de exposição, enquanto as outras necessitaram de um ano. Comparando as reduções na tensão de escoamento e no alongamento das barras, temos reduções de 21,2% e 28,3% respectivamente, para barras corroídas indiretamente. Já para barras expostas diretamente, estas reduções são de 6,8% e 8,9%.

Outro estudo que também avaliou a ductilidade das barras de aço foi o desenvolvido por Almusallam (2001). Os resultados mostram que, para barras de aço de 6 mm de diâmetro, o alongamento diminui à medida que o grau de corrosão aumenta, conforme evidencia a Figura 12.

Figura 12 - Carregamento x alongamento de barras de aço corroídas.



(Fonte: adaptado de ALMUSALLAM, 2001)

A pesquisa também verificou que para graus de corrosão maiores ou iguais a 12,6%, a armadura fica extremamente fragilizada e perde sua capacidade de absorção de energia, ocasionando assim uma ruptura brusca, isto é, sem aviso.

Sendo assim, a corrosão aliada à fadiga pode provocar a fissuração precoce do concreto de cobertura e prejudicar a aderência entre a matriz cimentícia e as barras de aço. A corrosão de armadura, juntamente com os carregamentos cíclicos, pode fragilizar ainda mais o aço e diminuir sua capacidade de deformação e absorção de esforços, mudando inclusive o modo de ruptura da estrutura.

2.7.2 Efeitos da fadiga na corrosão

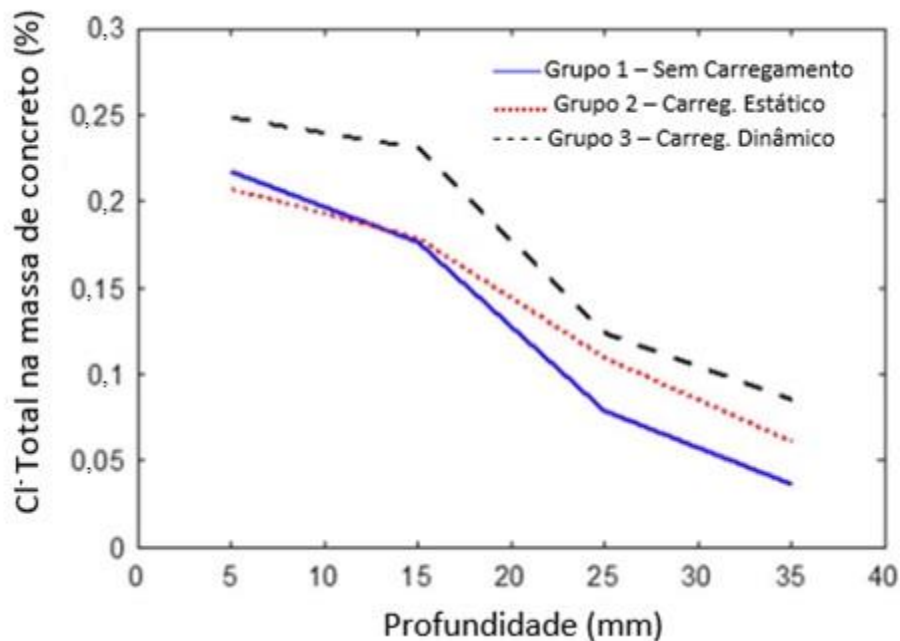
Os carregamentos cíclicos podem colaborar para que o processo corrosivo aconteça mais rapidamente, facilitando a entrada de agentes agressivos e contribuindo assim para a despassivação da armadura. De maneira sucinta, a armadura está protegida pelo concreto de cobertura, sendo este concreto responsável por manter o aço em um ambiente alcalino. No entanto, caso o concreto seja muito poroso, pouco espesso ou apresente fissuras, esta camada protetora não apresentará um desempenho satisfatório, o que aumentará a velocidade de penetração dos íons de cloreto, sulfatos e/ou CO².

A fissuração do concreto pode acontecer devido vários fatores: retração por secagem, retração autógena, assentamento do concreto, reações expansivas, recalques diferenciais, ou até mesmo pelo processo de corrosão da armadura. Além disso, quando o objeto de estudo são as OAEs, estas fissuras também podem ser ocasionadas pelo carregamento estático permanente (peso próprio), como também pelos carregamentos dinâmicos. De acordo com Baroni (2010), estas fissuras acontecem de maneira gradual e progressiva, se ampliando conforme o número de ciclos aumenta.

Esta abertura de fissuras e sua influência na concentração de cloretos foi estudada por Wang *et al.* (2018). Na pesquisa, alguns corpos de prova foram mantidos sem nenhum tipo de carregamento (Grupo 1), outros sujeitos a carregamentos estáticos (Grupo 2) e a carregamentos dinâmicos (Grupo 3). Após o término dos carregamentos, todas as amostras foram submetidas a ciclos de secagem e molhagem. Os corpos de prova eram imersos em solução de 3,5 – 5% NaCl. Uma vez concluída a simulação do ambiente agressivo, cilindros foram perfurados nos 300 mm centrais da face inferior dos corpos de prova. Então, a parte de cada cilindro correspondente ao concreto de cobertura foi fatiado em fatias de 10 mm de espessura. Essas fatias foram secas em forno e moídas, com o intuito de analisar a presença de cloretos em diversas profundidades. Após a análise, observou-se que os carregamentos estático e dinâmico influenciam a penetração

de cloretos, sendo o carregamento dinâmico aquele que mais aumenta o teor de cloretos para profundidades acima de 15 mm, como mostra a Figura 13.

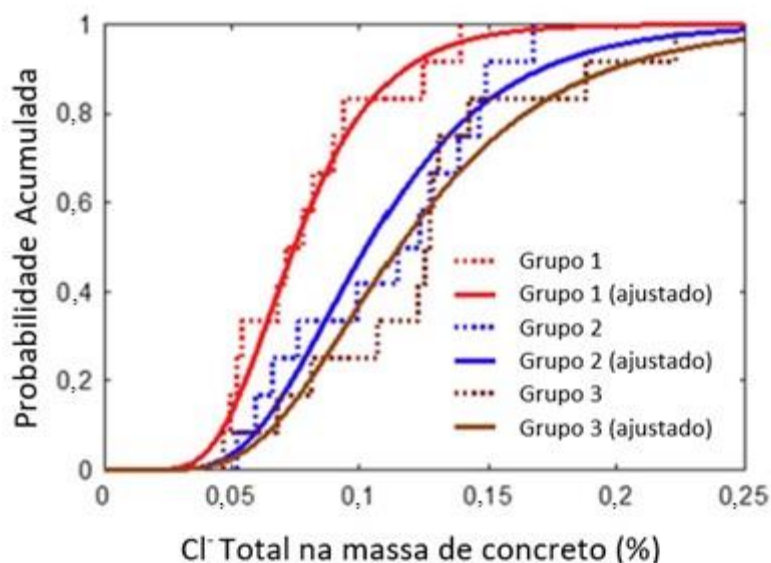
Figura 13 - Teor de cloretos x profundidade.



(Fonte: adaptado de WANG *et al.*, 2018)

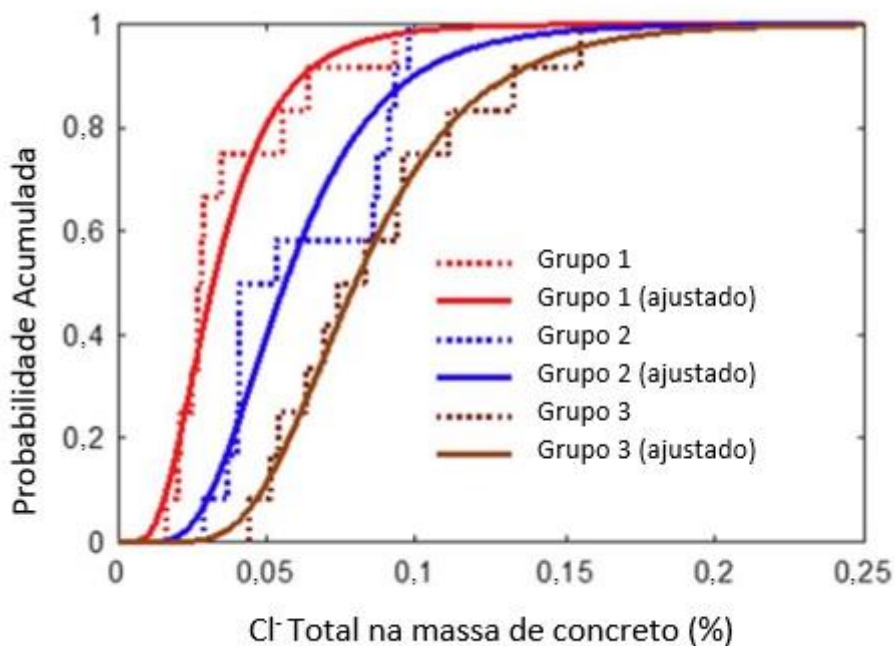
Sendo assim, através da análise das probabilidades cumulativas das concentrações de cloretos, o estudo também concluiu que, para uma mesma profundidade, a probabilidade cumulativa aumenta de acordo com o processo de carregamento, ou seja, corpos de prova pertencentes ao Grupo 1, não possuíam nenhum tipo de carregamento, as amostras pertencentes ao Grupo 2, eram carregadas estaticamente, por sua vez, os corpos de prova do Grupo 3 estavam sob a influência de carregamento dinâmico, conforme evidenciam as Figuras 14 e 15.

Figura 14 - Probabilidade acumulada x teor de cloretos na profundidade de 25 mm.



(Fonte: adaptado de WANG *et al.*, 2018)

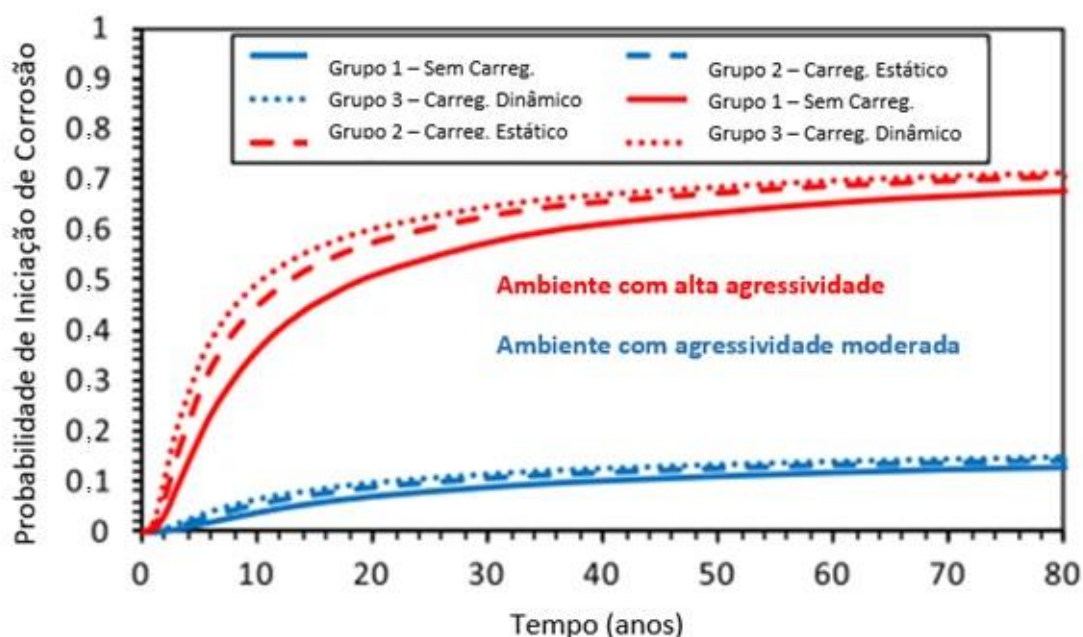
Figura 15 - Probabilidade acumulada x teor de cloretos na profundidade de 35 mm.



(Fonte: adaptado de WANG *et al.*, 2018)

O trabalho desenvolvido por Wang *et al.* (2018) também avaliou a probabilidade de ocorrer a iniciação da corrosão em duas condições de agressividade diferentes: moderada e alta. Cabe salientar que esta classificação foi feita pelos autores e se baseou na distância das edificações até a costa. A Figura 16 apresenta o resultado do trabalho desenvolvido.

Figura 16 - Probabilidade de iniciação de corrosão x tempo.



(Fonte: adaptado de WANG *et al.*, 2018)

Conclui-se, então, que para ambientes com agressividade moderada, ou seja, estruturas localizadas entre 0,1 e 2,84 km da costa e sem contato direto com água do mar, a condição de carregamento pode ser negligenciada. No entanto, para condições de exposição mais agressivas, isto é, estruturas localizadas a 0,1 km ou menos da costa e sem contato com a água do mar, a influência do carregamento é maior (WANG *et al.*, 2018). Por exemplo, quando se fixa uma probabilidade de iniciação de corrosão em 50%, estruturas não sujeitas a carregamentos demorariam 19,2 anos para atingir este patamar, enquanto estruturas sujeitas a carregamentos estáticos (Grupo 2) e dinâmicos (Grupo 3) levariam respectivamente 12,8 e 10,3 anos, representando uma redução na vida de serviço de 6,4 e 8,9 anos respectivamente (WANG *et al.*, 2018).

2.7.3 Artigos relativos aos efeitos combinados de corrosão e fadiga

Em 2009, uma série de experimentos foi realizada com um equipamento desenvolvido especialmente para os ensaios, capaz de simular efeitos de corrosão e fadiga simultaneamente. Nestes experimentos foi constatado que os corpos de prova submetidos a 60 dias de cura seguidos por 60 dias de imersão em solução corrosiva, perderam até 17,8% de sua resistência à flexão. Por outro lado, os corpos de prova submetidos a 60 dias de cura seguidos por 60 dias de simulação de efeitos de corrosão e fadiga, perderam

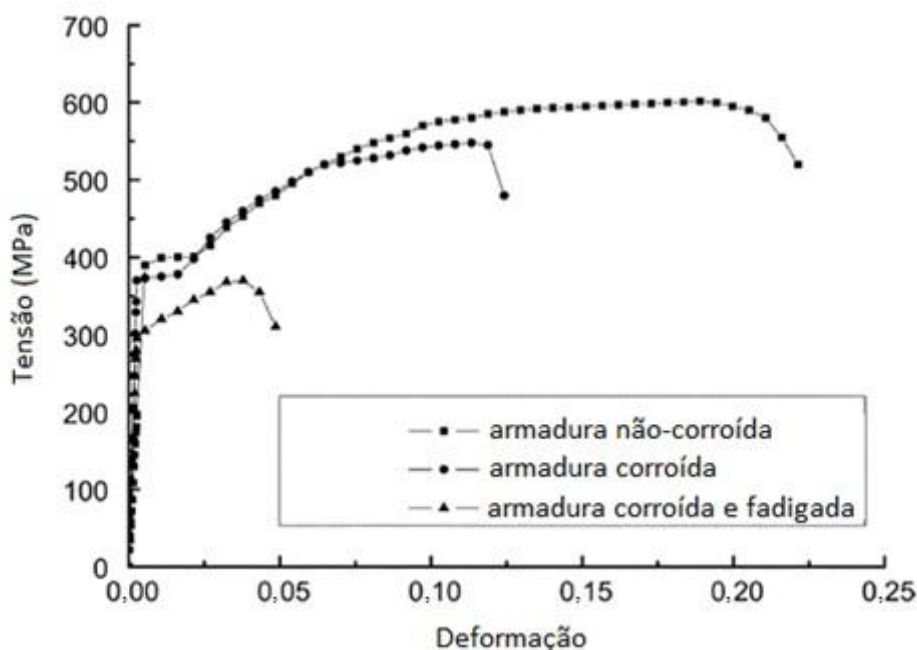
até 34,8% de sua resistência à flexão. Em geral, a perda de resistência à flexão dos corpos de prova submetidos à fadiga e corrosão foi maior que o dobro da perda de resistência à flexão dos submetidos somente à corrosão (CHEN *et al.*, 2009).

Outras pesquisas realizadas posteriormente observaram que o aumento no grau de corrosão das armaduras diminuiu a resistência à fadiga de vigas de concreto armado, fazendo com que as mesmas rompam fragilmente (YI *et al.*, 2010; SUN *et al.*, 2015). Estes estudos constataram que vigas com armaduras não corroídas resistiram mais de 2 milhões de ciclos de fadiga, ou seja, o ensaio de fadiga não influenciou de maneira significativa o desempenho das vigas estudadas.

Conforme Sun *et al.* (2015), as vigas corroídas apresentaram ruptura frágil, devido ao rompimento de uma das barras de aço tensionadas durante o ensaio de fadiga. As vigas não corroídas, submetidas a 2 milhões de ciclos no ensaio de fadiga, não apresentaram desempenho inferior quando submetidas ao ensaio estático de flexão.

Além disso, foi observado que em vigas com armadura corroída a 3,25% de perda de massa, o número de ciclos antes da ruptura foi reduzido para 626.000, sendo assim, fica evidente que mesmo em baixos graus de corrosão e fissuração não perceptível, a vida útil da viga reduziu drasticamente (YI *et al.*, 2010). Já em vigas com 11,6 % de perda de massa, o número de ciclos suportado foi de apenas 89.000 ciclos, o que indicaria a grande influência da corrosão da armadura em vigas submetidas a carregamentos cíclicos. Estas mesmas vigas tiveram ruptura frágil e romperam sem nenhum aviso prévio (YI *et al.*, 2010). A Figura 17 mostra as curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios do estudo de Yi *et al.* (2010). Pode-se perceber que, além da diminuição da resistência mecânica das vigas, também há a diminuição da capacidade de deformação das mesmas.

Figura 17 - Curvas Tensão-Deformação de diferentes tipos de corpos-de-prova.



(Fonte: adaptado de YI *et al.*, 2010)

Outro estudo que reforça o efeito corrosão-fadiga é o realizado por Coca *et al.* (2011). Neste estudo foram examinados elementos de pontes submetidos aos efeitos de corrosão, fadiga e corrosão-fadiga. Constatou-se então que, quando combinados, os efeitos de fadiga e corrosão podem diminuir a resistência à fadiga em torno de 20 a 30%.

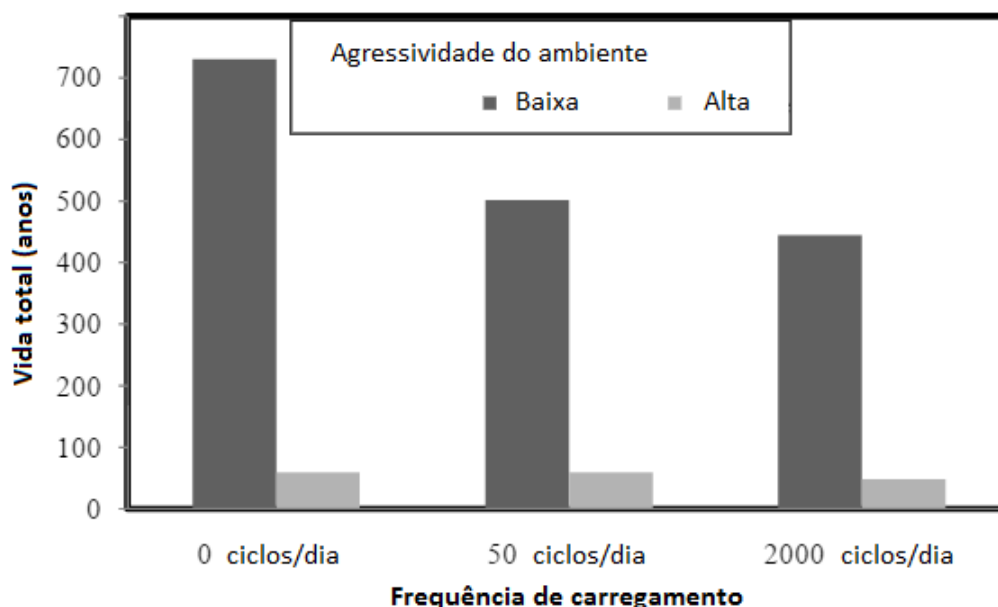
O fenômeno corrosão-fadiga também foi estudado por Wang *et al.* (2015). A pesquisa se baseou no comportamento de vigas de concreto armado e revelou o aumento da flecha de vigas corroídas, quando comparadas a vigas que não apresentavam corrosão, durante o ensaio de flexão. Além do mais, foi observada a redução no desempenho e rigidez das vigas corroídas ensaiadas.

De maneira semelhante ao anterior, o trabalho realizado por Zhang *et al.* (2017) avalia vigas de concreto armado corroídas, submetidas a ensaio de fadiga. Observou-se que a corrosão da armadura reduz rapidamente o desempenho e a rigidez da viga, quando submetida a ensaio de fadiga. Essa redução acontece principalmente por rompimento das barras de armadura em locais com concentração de corrosão. A perda de aderência entre a armadura e o concreto não causou reduções significativas na resistência à fadiga das vigas estudadas, porém seus efeitos em relação à curvatura da seção e deflexão da estrutura devem ser considerados.

Esta mesma perda de aderência foi estudada por Lin *et al.* (2017). O estudo constatou que, tanto para corpos de provas com armadura corroída, quanto para corpos de prova sem corrosão, os carregamentos cíclicos, em comparação com o carregamento monotônico, não exercem nenhuma influência significativa na aderência, tampouco no escorregamento das barras de aço. No entanto, a perda de aderência é bastante sensível ao aumento dos níveis de tensão utilizados nos ensaios de fadiga. Por exemplo, quando o nível de tensão diminui de 0,9 para 0,7, em barras com 2% de corrosão, tem-se um considerável aumento no número de ciclos de 100 para aproximadamente 5.000.

Além de análises experimentais, um modelo probabilístico, para estruturas de concreto armado, que considera o efeito da corrosão e de carregamentos cíclicos na vida útil das armaduras, foi proposto por Bastidas-Arteaga *et al.* (2008). Esse modelo considerou diferentes frequências de carregamento e diferentes classes de agressividade. Os resultados concluíram que o nível de corrosão é mais influente do que a frequência de carregamento. A Figura 18 mostra a relação entre as frequências de carregamento e a agressividade do meio.

Figura 18 - Efeito da frequência de carregamento e da agressividade do ambiente na vida útil das estruturas de concreto armado.



(Fonte: BASTIDAS-ARTEAGA *et al.*, 2008)

Através de um modelo matemático, os autores provaram que a mudança do meio de baixa agressividade para o meio com alta agressividade é de até catorze vezes mais influente do que as variações dos carregamentos.

No Brasil, o efeito corrosão-fadiga está sendo estudado por uma equipe do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais da UFRGS. Conforme estudo desenvolvido por Stein (2016), fica evidente a sinergia entre os efeitos deletérios de corrosão e fadiga. Os resultados foram obtidos através do ensaio de oito vigas executadas em concreto armado de dimensões 7 x 14 x 130cm. Estas vigas foram corroídas através do método CAIM e após submetidas aos ciclos de carregamento. Observou-se que a capacidade resistente das vigas corroídas e submetidas à fadiga diminuiu 54% quando comparada a capacidade resistente das vigas testemunho. No entanto, estas vigas não possuíam o cobrimento mínimo requerido por norma e apresentavam seção transversal muito esbelta, portanto, o ensaio foi considerado exploratório. Surgiu então a ideia de realizar o presente trabalho com um número maior de vigas e dimensões mais representativas.

3 MÉTODO DE PESQUISA

Este capítulo explica as considerações adotadas para o desenvolvimento do programa experimental, a fim de atingir os objetivos propostos no trabalho. Ao todo, foram moldadas 16 vigas de dimensão 12 x 20 x 150 cm. Cada uma destas vigas pesava aproximadamente 90 kg, fato que dificultava a movimentação e o transporte das mesmas. Dentre elas, a V01 foi utilizada como viga teste, já as vigas V10 e V11 não serão consideradas neste trabalho por terem sido submetidas a diferentes amplitudes de carregamento durante o ensaio de fadiga. As dimensões das vigas (altura, largura e comprimento), como também a quantidade de armadura e diâmetro das barras, foram baseadas em publicações internacionais (LI *et al.*, 2018; LU *et al.*, 2018; WANG *et al.*, 2015; YIN e YU, 2016; ZHANG *et al.*, 2017). As vigas foram executadas em concreto usinado, diminuindo assim a variabilidade do experimento e aumentando o controle tecnológico do mesmo.

O programa experimental se divide em 3 etapas: corrosão acelerada, ensaios monotônicos de resistência à flexão e aplicação dos ciclos de carregamento, seguidos por ensaios monotônicos de resistência à flexão. As 16 vigas foram concretadas e desmoldadas 72 horas depois da concretagem. A cura foi realizada durante 28 dias. Devido à dimensão das vigas, não foi possível colocá-las na câmara úmida, sendo assim, optou-se por embrulhá-las com plástico para que não perdessem umidade para o ambiente. Foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos, de diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, para controle da resistência à compressão do concreto utilizado. Os materiais utilizados, a preparação dos corpos de prova, o ensaio de corrosão acelerada e o ensaio de fadiga estão descritos ao longo do capítulo.

A primeira etapa é referente ao ensaio acelerado de corrosão feito pelo método CAIM. Na segunda etapa, foram realizados os ensaios monotônicos de resistência à flexão das vigas testemunhos, com o objetivo de determinar os carregamentos máximos e mínimos aplicados durante os ensaios dinâmicos de resistência à flexão. O ensaio dinâmico das vigas testemunho baseou a escolha do número de ciclos de carregamento igual a 2.000.000. Este valor também é considerado o número máximo de repetições para ações de fadiga de média e baixa intensidade, conforme estabelece a NBR 6118 (2014).

Na terceira e última etapa, as demais vigas foram submetidas aos 2.000.000 de ciclos de carregamento e depois rompidas em ensaio estático de resistência à flexão. Foram analisados a capacidade de carga e os deslocamentos verticais das vigas submetidas somente à corrosão, somente aos carregamentos cíclicos e à combinação de ambos os efeitos.

A Tabela 2 mostra a nomenclatura das vigas e os ensaios realizados nas mesmas. O esquema das etapas descritas acima está apresentado na Figura 19. Cabe salientar que o método de pesquisa foi ajustado no decorrer dos ensaios e da análise dos resultados obtidos. O grau de corrosão previsto inicialmente era de 5% e precisou ser ajustado para 10%. O número de ciclos máximo estabelecido foi de 2 milhões, de acordo com a NBR 6118 (2014), após esse valor não há prejuízos na vida de fadiga da estrutura de concreto armado. Após atingir esta quantidade de ciclos, as vigas foram ensaiadas à flexão estaticamente.

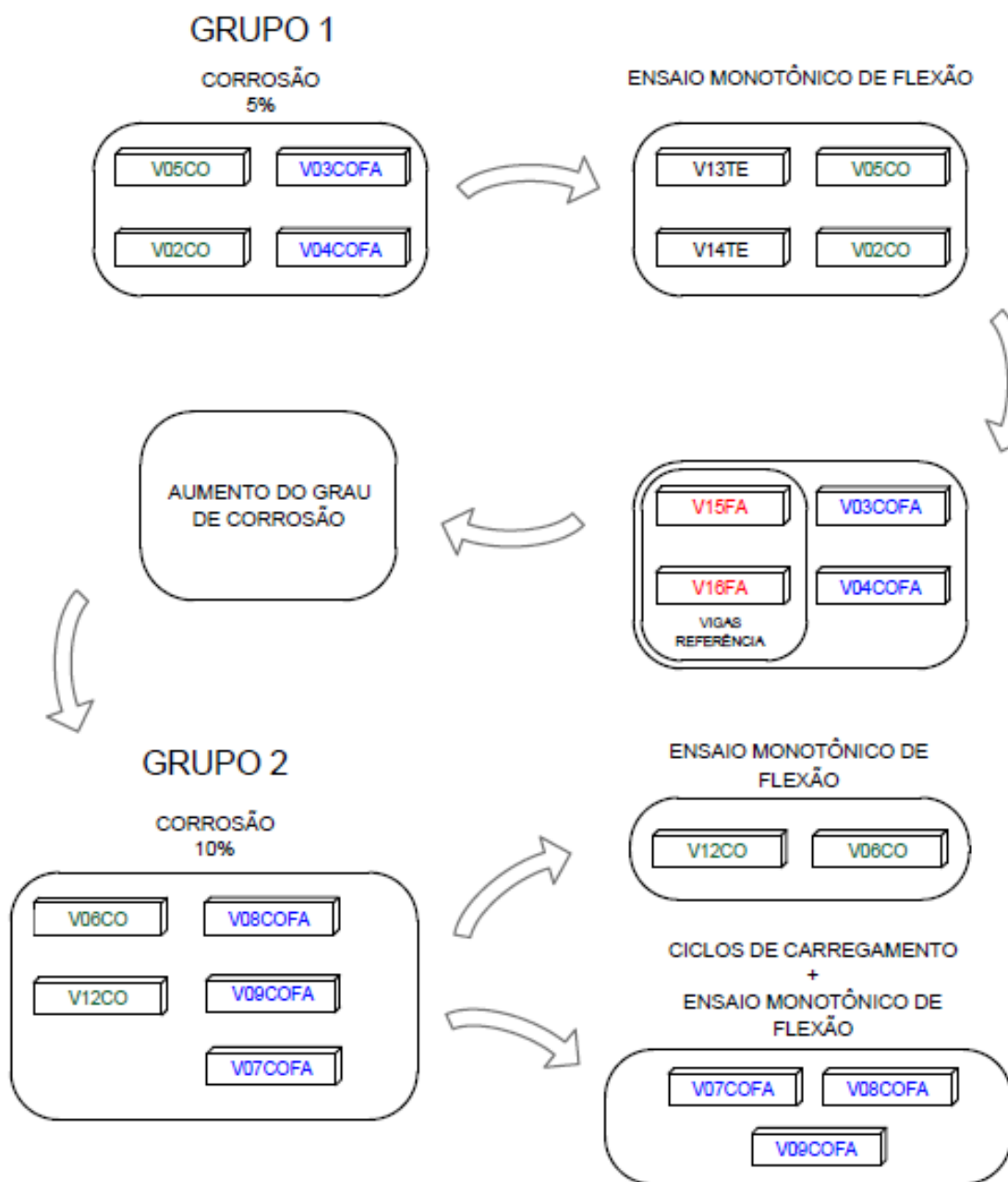
Tabela 2 - Vigas e ensaios realizados

Vigas	Ensaio Realizado
V01	Viga teste
V02CO	Corrosão acelerada + Flexão estático
V03COFA	Corrosão acelerada + Ciclos de carregamentos + Flexão estático
V04COFA	Corrosão acelerada + Ciclos de carregamentos + Flexão estático
V05CO	Corrosão acelerada + Flexão estático
V06CO	Corrosão acelerada + Flexão estático
V07COFA	Corrosão acelerada + Ciclos de carregamentos + Flexão estático
V08COFA	Corrosão acelerada + Ciclos de carregamentos + Flexão estático
V09COFA	Corrosão acelerada + Ciclos de carregamentos + Flexão estático
V12CO	Corrosão acelerada + Flexão estático
V13TE	Flexão estático
V14TE	Flexão estático
V15FA	Ciclos de carregamentos + Flexão estático
V16FA	Ciclos de carregamentos + Flexão estático

Para melhor compreensão foi utilizada a seguinte nomenclatura: vigas testemunho (TE), representadas na cor preta, vigas somente corroídas, representadas na cor verde (CO),

vigas com carregamentos cíclicos e depois rompidas estaticamente à flexão, representadas na cor vermelha (FA) e vigas corroídas, com carregamentos cíclicos e rompidas estaticamente à flexão posteriormente, representadas na cor azul (COFA).

Figura 19- Esquema dos ensaios



3.1 MATERIAIS

Antes de iniciar a preparação dos corpos de prova, é necessário descrever os materiais que serão utilizados no programa experimental e suas características. Na sequência estão descritos o traço do concreto utilizado e a armadura escolhida.

3.1.1 Concreto

Optou-se por trabalhar com um concreto de resistência à compressão característica igual a 25 MPa. Concretos com a resistência entre 20 e 30 MPa são bastante utilizados em edifícios de maneira geral. Muitas das OAEs mais antigas também foram construídas com concretos de resistência inferior a 30 MPa. Além do mais, concretos com resistência à compressão mais elevada são pouco suscetíveis à corrosão de armadura, mesmo quando se encontram em ambientes mais agressivos. Devido à baixa porosidade, o transporte de oxigênio e umidade é prejudicado, dificultando a passagem da corrente elétrica e impossibilitando a corrosão acelerada pelo método CAIM. O traço escolhido foi baseado nos estudos realizados por Graeff (2007), que também acelerou o processo de corrosão em estruturas de concreto armado por ingresso de cloretos.

Concretos de resistência igual ou muito semelhante podem ser encontrados em alguns trabalhos internacionais (YIN e YU, 2016; WANG *et al.*, 2015; SUN *et al.*, 2015; WANG *et al.*, 2011), fato que corrobora a escolha do concreto utilizado neste estudo. A Tabela 3 descreve o traço escolhido, em proporção em massa. O abatimento do concreto foi de 210 mm, conforme mostrado pela Figura 20.

Tabela 3 - Traço do concreto

Concreto	Cimento	Areia Média	Brita 1	Brita 0	Aditivos		Relação a/c
					Tec-Mult 828 LF	Control Mix 90	
25 MPa	1	3,16	2,88	0,96	0,0070	0,0030	0,675

Figura 20 - Ensaio de abatimento.



As granulometrias dos agregados se encontram nas Tabelas 4, 5 e 6. Como agregado graúdo foi utilizada uma composição de brita basáltica 1 e 0, nas porcentagens de 75% e 25% respectivamente.

Tabela 4 - Granulometria da areia

Areia Média		
Peneira (mm)	% Retida	% Retida Acumulada
6,3	0	0
4,75	2	2
2,36	10	12
1,18	14	26
0,6	20	46
0,3	29	75
0,15	20	95
0	5	100

Tabela 5 - Granulometria da brita 1

Brita 1		
Peneira (mm)	% Retida	% Retida Acumulada
25	0	0
19	6	6
12,5	82	88
9,5	12	100

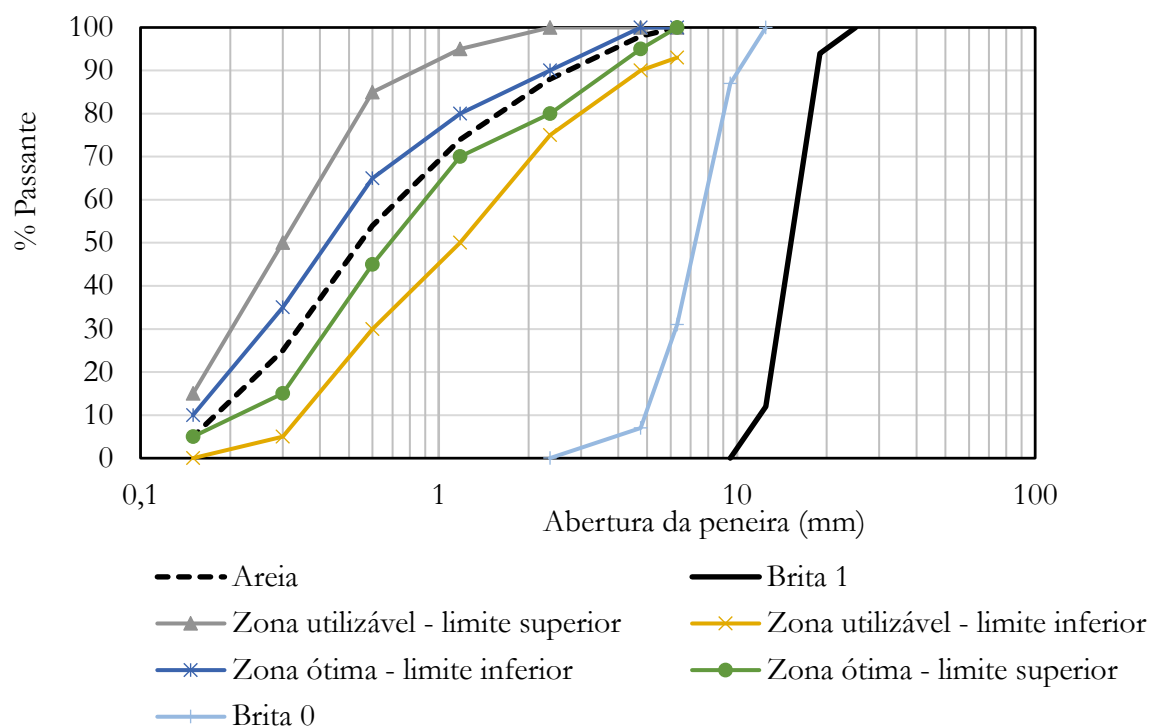
Tabela 6 - Granulometria da brita 0

Brita 0		
Peneira (mm)	% Retida	% Retida Acumulada
12,5	0	0
9,5	13	13
6,3	56	69
4,75	24	93
2,36	7	100

O agregado miúdo é areia natural média, oriunda do Rio Jacuí e o cimento utilizado é da classe CP V-ARI, da empresa Itambé. Os aditivos foram misturados no concreto com o intuito de controlar a hidratação e melhorar a plasticidade. A primeira dose do aditivo Tec-Mult 828 LF foi colocada automaticamente nas balanças da central e no teor de 0,4%. De acordo com o fabricante, a empresa Grace Construction Products, esse aditivo prolonga a manutenção do abatimento e mantém um tempo de pega controlado. O Control Mix (controlador de hidratação) foi adicionado também na central logo após o carregamento do caminhão betoneira, na dose de 0,3%. A segunda dose do Tec-Mult 828 LF foi adicionada no local de descarga do concreto para corrigir o abatimento. A dose utilizada foi de 0,3%.

A Figura 21 apresenta a curva granulométrica dos agregados utilizados. A brita 1 apresentou dimensão máxima característica de 25 mm, já a dimensão máxima característica da brita 0 foi de 12,5 mm.

Figura 21 - Curva granulométrica dos agregados.



Juntamente com a concretagem das vigas, foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos (K1 ao K6) para realizar o controle tecnológico do concreto. Aos 28 dias de cura, foram rompidos 3 destes corpos. Os outros 3 corpos de prova foram rompidos no mesmo dia que a última viga foi ensaiada, isto é, 240 dias após a concretagem. As resistências aos 28 e 240 dias estão apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 - Resistência à compressão do concreto aos 28 e 240 dias

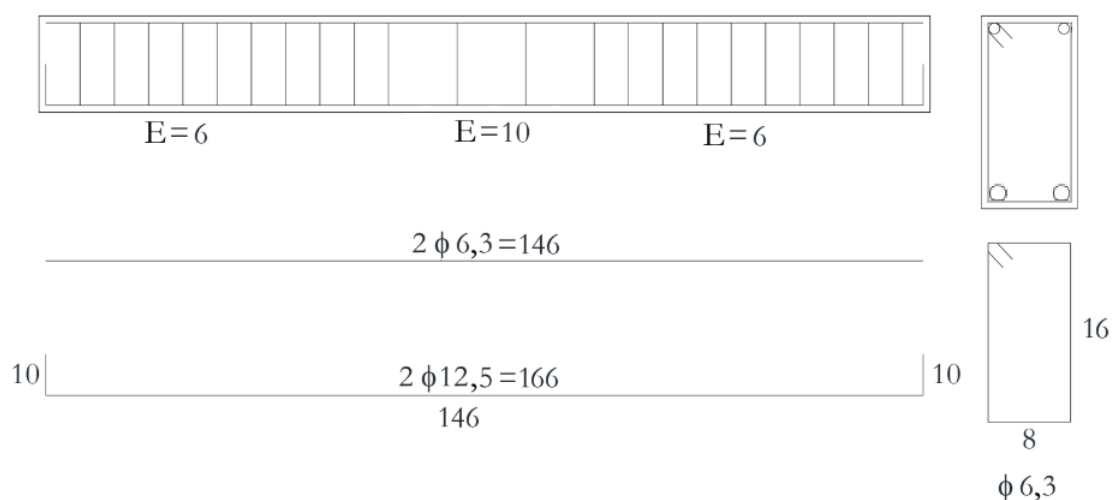
	CP 1	CP 2	CP 3	Média
Resistência aos 28 dias (MPa)	29,5	31,3	29,9	30,22
Resistência aos 240 dias (MPa)	35,8	36,9	36,3	36,34

3.1.2 Barras de aço

Para a execução das armaduras foram utilizadas barras de aço doadas pela empresa ArcelorMittal. Como armadura positiva, foram utilizadas duas barras de aço CA-50 de

12,5 mm de diâmetro. Essas barras possuem comprimento reto de 146 cm e ganchos de 10 cm. Para amarração dos estribos foram utilizadas duas barras de aço CA-50 de 6,3 mm de diâmetro, ambas com 146 cm de comprimento. Cabe salientar que a armadura negativa não foi considerada no cálculo da capacidade de carga das vigas. A Figura 22 mostra o detalhamento da armadura.

Figura 22 - Detalhamento da armadura.



ϕ = mm
C = cm

Para concluir, os estribos utilizados são feitos em aço CA-50 e possuíam 6,3 mm de diâmetro. Suas dimensões são de 8 cm de largura e 16 cm de altura. Os estribos foram amarrados nas armaduras longitudinais utilizando arame queimado número 18. O espaçamento dos estribos no terço central da viga é de 10 cm e nas extremidades de 6 cm.

3.2 CORROSÃO ACELERADA

Neste item é abordado o método escolhido para induzir a aceleração do processo corrosivo da armadura. De acordo com Graeff (2007), todo ensaio acelerado distorce as condições de agressividade, fazendo com que seja mais difícil correlacionar as condições de ensaio com as condições naturais, o que praticamente impossibilita a estimativa de vida útil a partir da análise de tempos de ensaio.

Considerando as limitações de tempo para realizar os ensaios, o tempo consumido para desencadear o processo corrosivo naturalmente e o conhecimento já adquirido pelo laboratório, através da realização de experimentos anteriores (CAETANO, 2008; GRAEFF, 2007; STEIN, 2016 e TORRES, 2006), optou-se pelo método CAIM. O método consiste na indução eletroquímica para iniciar e propagar a corrosão da armadura. O ensaio propõe a imersão parcial do corpo de prova em uma solução repleta de íons de cloretos que acabam migrando da solução para as barras de aço através da aplicação de estímulos elétricos.

Após a definição do método, tornou-se necessária a escolha de alguns parâmetros referentes ao mesmo. Determinou-se que seria mantida a mesma taxa de corrente constante utilizada nos ensaios de Graeff (2007), com o intuito de realizar um maior controle sobre o grau de corrosão. A corrente mantida é de $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Tendo em vista que as barras a serem corroídas são barras de 12,5 mm de diâmetro e 146 cm de comprimento, obtém-se a corrente constante de 0,57 A. A corrente foi calculada com base na Lei de Faraday, que relaciona a massa corroída com a corrente utilizada, como evidencia a Equação 3.

$$\Delta m = \frac{MI t}{zF} \quad (3.2.1)$$

Sendo:

Δm = massa consumida (g);

M = peso atômico do metal (= 56 para Fe);

I = corrente aplicada (A)

t = tempo de ensaio (s)

Z = carga iônica (= 2)

F = constante de Faraday (= 96.500 A.s)

Além disso, também foi decidido que seriam misturados 35 g de sal de cozinha (NaCl) por litro d'água, formando assim uma solução de cloretos parcialmente similar a

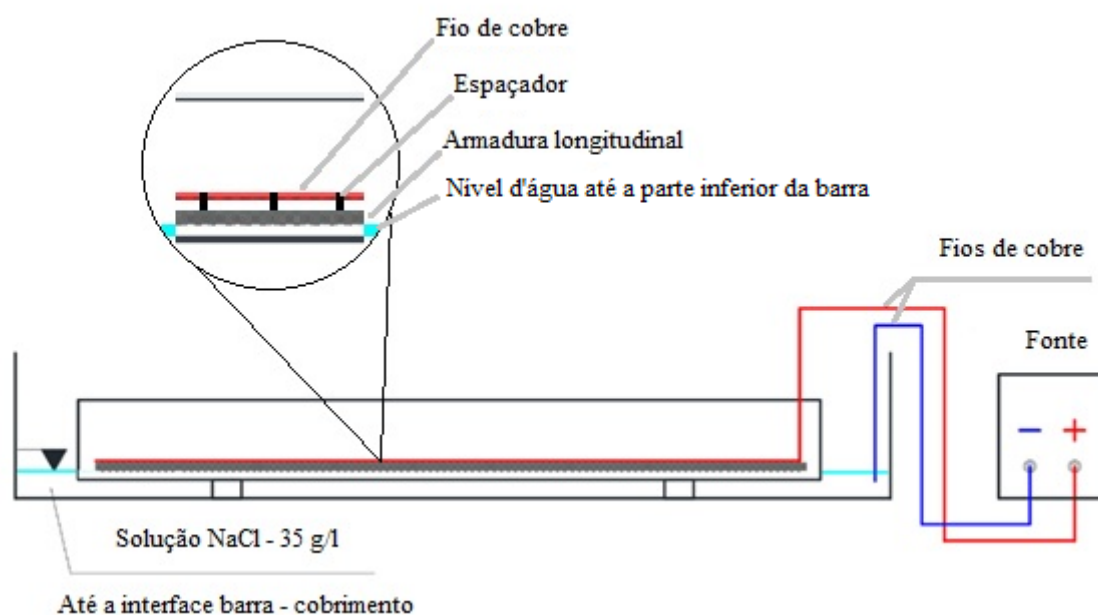
concentração encontrada no Oceano Atlântico e também usual em artigos internacionais, conforme evidencia a Tabela 8.

Tabela 8 - Concentrações de NaCl em ensaios acelerados de corrosão

Concentração de NaCl	Ano da Publicação	Autores
3,5 - 5%	2018	Wang <i>et al.</i>
4%	2018	Yuan <i>et al.</i>
3,50%	2017	Zhu <i>et al.</i>
3,50%	2018	Ye <i>et al.</i>
3,50%	2011	Wang <i>et al.</i>
3%	2018	Zhang <i>et al.</i>
3%	2015	Wang <i>et al.</i>

Definidos esses parâmetros, tornou-se possível iniciar o ensaio de corrosão acelerada. A Figura 23 apresenta a configuração do mesmo.

Figura 23 - Ensaio de corrosão acelerada.



O tempo estimado de duração do ensaio de corrosão foi baseado nos estudos realizados por Graeff (2007), ficando determinado que o tempo necessário para atingir 5% de perda de massa seria de aproximadamente 16 dias. Essa perda de massa foi baseada na literatura internacional de acordo com os estudos mostrados na Tabela 9.

Tabela 9 - Grau de corrosão da armadura

Grau de corrosão (% perda de massa)	Ano da publicação	Autores
4,8% - 15,4%	2017	Zhang <i>et al.</i>
0% - 5%	2010	Al-hammoud <i>et al.</i>
0% - 81,90%	2016	Lu <i>et al.</i>
0% - 40,5%	2017	Zhu <i>et al.</i>
1,37% - 11,10%	2018	Li <i>et al.</i>
5,3% - 15,15%	2016	Apostolopoulos <i>et al.</i>
0% - 10,41%	2017	Ma <i>et al.</i>
0% - 10,4%	2007	Apostolopoulos <i>et al.</i>

A Equação 3.2.2 mostra como o tempo de ensaio foi previsto, relacionando o tempo de corrosão com as demais variáveis.

$$t_c = [((\Delta m \cdot z \cdot F) / (M \cdot I))^{1,1778}] + 357825 \quad (3.2.2)$$

Sendo:

t_c = tempo de corrosão (s);

Δm = massa consumida (g);

M = peso atômico do metal (= 56 para Fe);

I = corrente aplicada (A)

Z = carga iônica (= 2)

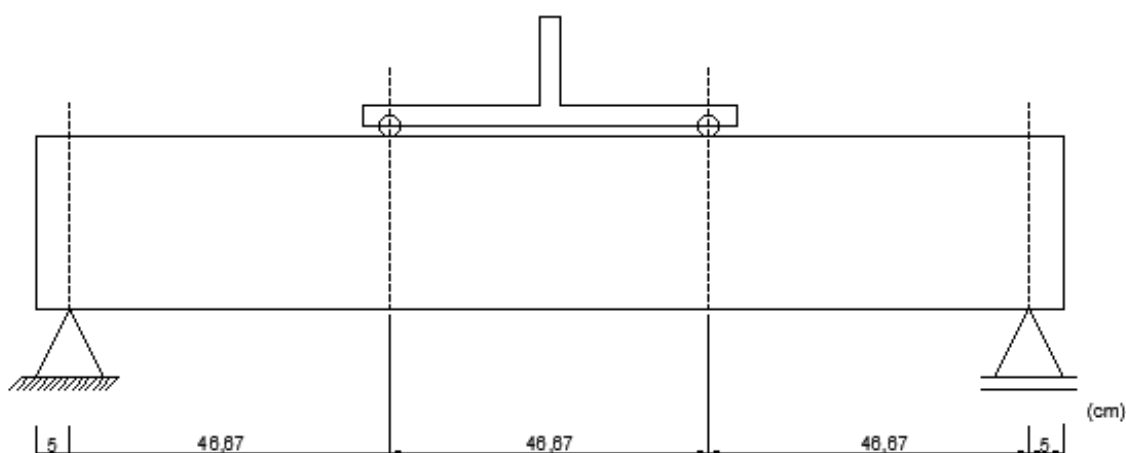
F = constante de Faraday (= 96.500 A.s)

Ao total, foram corroídas 9 vigas. O ensaio de corrosão aconteceu no anexo do Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME). Para realizar a corrosão acelerada foram utilizadas fontes de corrente constante da marca ICEL, modelo PS-5000, 0-30V e 0-3A. Cada uma das fontes possui dois canais independentes, nos quais eram conectados as vigas.

3.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO PRELIMINARES

Este item descreve os ensaios preliminares necessários para a obtenção dos parâmetros que serão adotados no ensaio de fadiga, ou seja, na aplicação dos ciclos de carregamento. Inicialmente, as vigas V13TE E V14TE foram ensaiadas estaticamente à flexão - 4 pontos. Estas vigas eram vigas sãs, ou seja, não apresentavam corrosão de armadura e serviram de referência para a comparação com as vigas deterioradas. A configuração do ensaio é apresentada na Figura 24.

Figura 24- Configuração do ensaio de flexão a 4 pontos - dinâmico e estático.



O atuador utilizado no ensaio é da marca MTS, modelo 244.41, com capacidade de 500 kN e curso útil de 150 mm. A Figura 25 apresenta o pórtico e a instrumentação da viga. Os deslocamentos verticais eram medidos com o auxílio de LVDTs (Linear Variable Differential Transformer) da marca HBM, modelo WA/50mm, posicionados no meio da viga, fixados ao pórtico por bases magnéticas, conforme mostra a Figura 26.

Figura 25 - Pórtico e instrumentação da viga

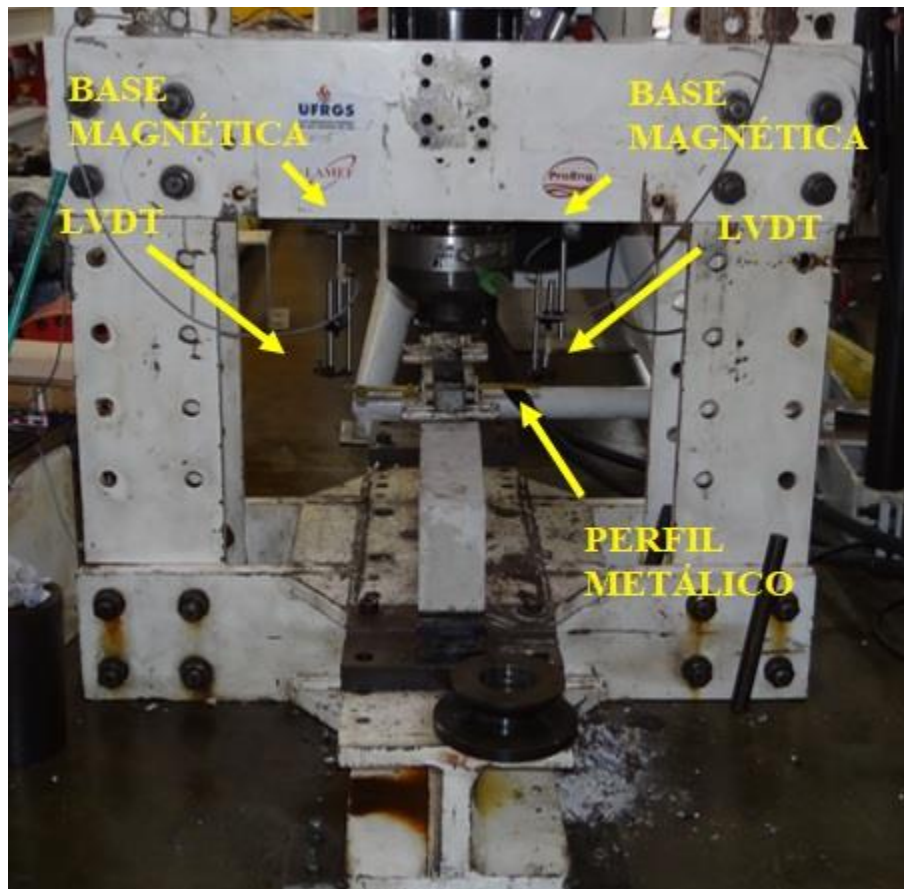


Figura 26 - Detalhamento da instrumentação.



Os resultados obtidos nos ensaios estáticos de flexão e apresentados posteriormente no capítulo 4.2.1 serviram para analisar os deslocamentos verticais, assim como determinar a média das cargas últimas das vigas testemunhos, as vigas V13TE e V14TE. Esta média foi utilizada como base para definir os carregamentos máximo e mínimo adotados durante os ciclos de carregamento.

3.4 CICLOS DE CARREGAMENTO

É importante salientar que o ensaio de fadiga no concreto é realizado considerando uma fração da sua resistência estática e é influenciado pela amplitude de variação das tensões e pelo número de ciclos. Uma vez terminado o ensaio estático de resistência à flexão nas vigas V13TE e V14TE, e concluída a revisão bibliográfica sobre o assunto, foi determinado que seria aplicada uma amplitude de carregamento no ensaio de fadiga, mantendo o carregamento mínimo em 50% da carga de ruptura média obtida no ensaio estático das vigas testemunhos e o carregamento máximo de 65% da mesma. Valores similares foram adotados em estudos internacionais como mostra a Tabela 10. O limite de carregamento inferior de 50% é pra representar o peso próprio da estrutura aliado ao aumento do trem tipo ao longo dos anos, conforme explicado no capítulo 2.2. Por sua vez, o limite superior representa as cargas acidentais.

Tabela 10 - Porcentagem da carga última utilizada no ensaio dinâmico

Porcentagem da carga última obtida no ensaio estático de resistência à flexão	Ano da publicação	Autores
10-50%, 55%, 65% ou 75%	2018	Lu <i>et al.</i>
50% - 60%	2016	Yin e Yu
50% - 70%	2015	Wang
55% - 75%	2011	Wang <i>et al.</i>
10% - 60 %	2017	Zhang <i>et al.</i>

Os ensaios estáticos e dinâmicos foram realizados no Laboratório de Metalurgia Física (LAMEF) da UFRGS. O laboratório apresenta excelente infraestrutura, favorecendo assim a caracterização de materiais de engenharia, bem como a realização de testes mecânicos ao ar ou em meios corrosivos, simulações de processos via elementos finitos e ensaios não destrutivos.

A frequência foi determinada com base no tempo que a viga demorava para voltar a sua forma inicial. Outro fator que influenciou a escolha da frequência foi o tempo de ensaio, sendo assim, optou-se pela frequência de 5 Hz. Frequências similares a esta são encontradas dos trabalhos listados na Tabela 11.

Tabela 11 - Frequências utilizadas em ensaio de carregamento dinâmico

Frequência (Hz)	Ano da publicação	Autores
1,5 e 4,5	2018	Lu <i>et al.</i>
4	2015	Sun <i>et al.</i>
5 - 10	2012	Zhang <i>et al.</i>
3,5	2010	Yi <i>et al.</i>

Definidos esses parâmetros, foi iniciada a aplicação dos ciclos de carregamento. Em princípio, as vigas seriam submetidas a 250 mil, 500 mil, 1 milhão e 2 milhões de ciclos. Decidiu-se também que, atingidos os 2 milhões de ciclos, o ensaio dinâmico seria interrompido, visto que a vida de fadiga não parecia ser afetada pela aplicação destes ciclos de carregamento. Posteriormente, todas as vigas foram ensaiadas à flexão, com exceção da viga V07COFA que rompeu durante o ensaio de fadiga, com aproximadamente 1.450.000 ciclos.

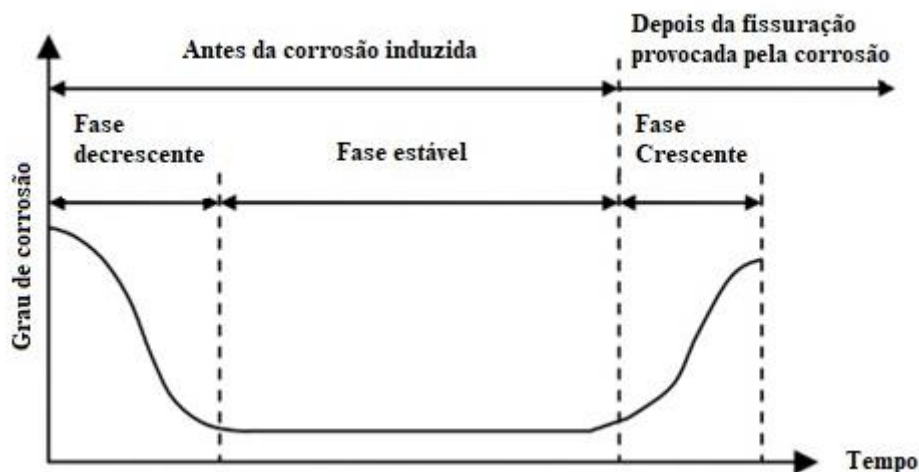
4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo são analisados os resultados obtidos durante os ensaios de corrosão acelerada, resistência à flexão e aplicação dos ciclos de carregamento. É importante salientar que a metodologia foi adaptada ao longo dos ensaios. Inicialmente foi realizada a troca do grau de corrosão, medido através da perda de massa, de 5% para 10%, fato que desencadeou a formação de dois grupos de controle. O Grupo 1, com vigas corroídas que apresentam perda de massa entre 3-5% e o grupo 2, formado por vigas corroídas com perda de massa entre 8-11%. O número de ciclos de carregamento dinâmico também sofreu alteração. Inicialmente, pretendia-se realizar a aplicação de 250 mil, 500 mil, 1 milhão e 2 milhões de ciclos. No entanto, como os testemunhos e as vigas V03COFA e V04COFA suportaram o número máximo de ciclos, isto é, 2.000.000, não houve mais a necessidade de realizar os ciclos de carregamento inferiores.

4.1 ENSAIO ACELERADO DE CORROSÃO

Primeiramente, foram corroídas 4 vigas ao mesmo tempo. As vigas corroídas foram as seguintes: V02CO, V05CO, V03COFA e V04COFA. Durante a realização do ensaio, observou-se que, na maioria das vigas, mesmo tendo sido configurada a fonte com corrente constante, essa diminuía ao longo do tempo. Nas vigas iniciais, essa diminuição de corrente acontecia entre o 3º e 5º dia de imersão nas piscinas de corrosão. De acordo com Hájková *et al.* (2018), o período de iniciação de corrosão é muito afetado pela concentração de cloretos, pela porosidade e cobertura do concreto. Conforme Gao *et al.* (2019), após a iniciação, a armadura começa a corroer somente no momento em que atinge uma concentração crítica de cloretos. Depois de atingir essa concentração, o processo corrosivo vai se propagando e formando uma camada de produtos expansivos que retarda o transporte de oxigênio e umidade, reduzindo a corrente aplicada e, conseqüentemente, a taxa de corrosão. Esta taxa tende a estabilizar no momento em que o equilíbrio entre o consumo e transporte de oxigênio é atingido e mantém-se constante até o início da microfissuração do concreto, promovida pelo acúmulo de produtos de corrosão. Essas fissuras geram novos acessos para o transporte de oxigênio e umidade e aceleram a penetração de íons de cloreto no concreto, aumentando novamente a taxa de corrosão de armadura. A Figura 27 mostra uma representação esquemática do processo descrito acima.

Figura 27 - Taxa de corrosão ao longo do tempo.

(YUAN *et al.*, 2009)

Na prática, o que se observava era que a corrente de 0,57 A se mantinha constante durante os primeiros dias e a tensão registrada na fonte, relativa a esta mesma corrente, era em torno de 11 V. Por volta do terceiro dia, os produtos de corrosão já começavam a dificultar a passagem da corrente e para mantê-la constante, a fonte aumentava a tensão aplicada. No entanto, quando esta tensão chegava nos 32 V (limite da fonte), a corrente começava a cair. Esta queda acontecia até a corrente estabilizar, em valores próximos de 0,04 A. Porém, acredita-se que, pelo fato da fonte ter atingido sua capacidade máxima de tensão e a corrente não estar mais constante, o valor da corrente de 0,04 A, mostrada no painel digital da fonte, não fosse o valor real medido. No momento em que o concreto começasse a apresentar microfissuras, devido ao acúmulo dos produtos de corrosão, a corrente aumentava novamente até atingir os 0,57 A. Essas microfissuras favorecem a passagem de oxigênio e umidade, conforme dito anteriormente, e devido a isto, a tensão registrada na fonte era próxima de 6 V, menor que a tensão registrada inicialmente. A queda no valor da tensão pode ser associada com a queda na resistência elétrica das vigas.

Portanto, a perda de massa de 5% foi controlada em função da corrente aplicada ao longo do tempo. Essa corrente era medida quatro vezes durante o dia, nos seguintes horários: 8:00, 11:00, 14:00 e 17:30. Para facilitar o cálculo de perda de massa diária, foi acrescentado o horário das 24:00. A corrente considerada neste horário era a média da corrente medida às 17:00 do dia anterior e a corrente medida às 8:00 do dia seguinte. A perda de massa teórica diária era calculada pela soma da perda de massa durante estes intervalos de tempo. Como exemplo, a Tabela 12 mostra a corrente aplicada na

V03COFA durante os quatro primeiros dias e a perda de massa correspondente a este período.

Tabela 12 - Corrente e perda de massa da V03COFA

V03CO									
Dia 1					Dia 2				
08:00	11:00	14:00	17:00	23:59	08:00	11:00	14:00	17:00	22:59
0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57
Perda de massa = 10,10 g					Perda de massa = 9,68 g				
Dia 3					Dia 4				
08:00	11:00	13:30	18:40	23:59	08:00	11:00	14:00	17:37	23:59
0,57	0,57	0,57	0,57	0,45	0,33	0,3	0,26	0,24	0
Perda de massa = 9,63 g					Perda de massa = 3,83 g				

Observa-se que, a partir do terceiro dia, a corrente começou a diminuir devido ao efeito de colmatação dos poros do concreto, oriundo do processo corrosivo, como já explicado. A perda de massa diária também decresceu, influenciada por esta diminuição de corrente. O processo acelerado de corrosão foi mantido até atingir o valor teórico de 140 g de massa corroída, representando 5% de perda de massa da barra longitudinal. A Figura 28 mostra as piscinas de corrosão e as vigas conectadas às fontes.

Figura 28 - Piscinas de corrosão.



Terminado o ensaio de corrosão acelerada, as vigas V02CO e V05CO foram submetidas a ensaios estáticos de resistência à flexão e as outras duas, as vigas V03COFA e V04COFA, foram submetidas aos carregamentos dinâmicos e posteriormente rompidas à flexão. Após a realização destes ensaios de resistência à flexão, as duas barras longitudinais de aço de 12,5 mm de diâmetro foram extraídas de cada viga. Estas barras foram divididas em três trechos de aproximadamente 50 cm. Não se utilizou o trecho central para determinação da perda de massa, pois a armadura já estava em escoamento devido ao ensaio de resistência à flexão. Os quatro segmentos restantes serviram de base para determinar o grau de corrosão real da armadura. Estes segmentos foram limpos com uma solução de hexametileno tetramina, de acordo com a ASTM G1-03 (2017). As porcentagens de perda de massa foram baseadas em valores médios, servindo a média do peso das barras longitudinais das vigas testemunho como referência. A Tabela 13 mostra a perda de massa real destas vigas.

Tabela 13 - Perda de massa das vigas do Grupo 1.

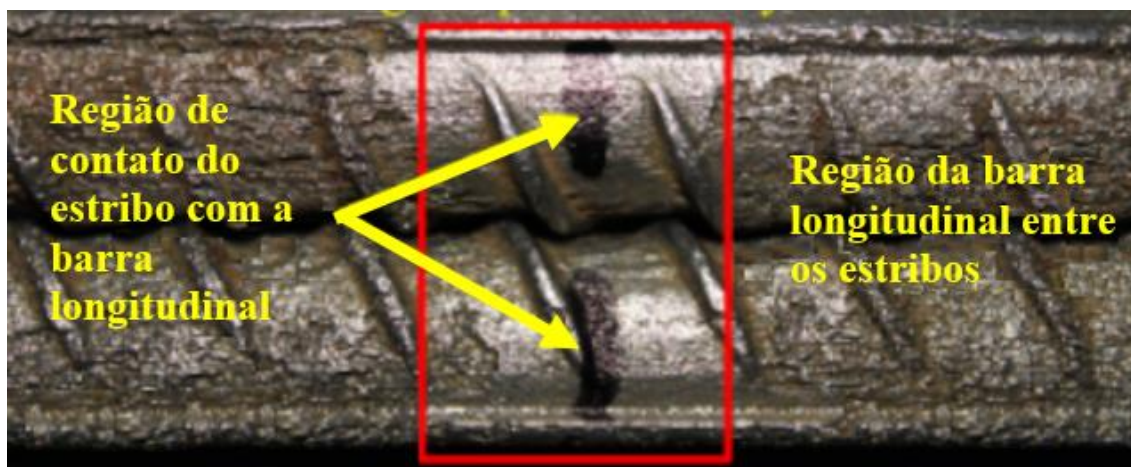
Vigas	Perda de massa (%)
V05CO	3,61
V02CO	2,90
V03COFA	3,60
V04COFA	4,95

Percebe-se, no entanto, que o grau de corrosão real foi bastante abaixo do previsto. A única viga que apresentou a perda de massa prevista foi a V04COFA. Esta viga foi a primeira a apresentar a redução da corrente, já no segundo dia de ensaio acelerado de corrosão. Optou-se por desligá-la da fonte por um período de 10 dias e substituí-la por outra viga para ver se este comportamento era característico do ensaio. Acredita-se que o processo corrosivo da viga V04COFA continuou a progredir durante este período de tempo, mesmo que em taxa menor, o que explicaria o grau de corrosão de 4,95%. Cabe salientar que, apesar da corrosão da viga V04COFA não estar mais sendo estimulada por corrente elétrica, a mesma ainda se encontrava depositada na piscina de corrosão e em contato com o eletrólito. Esse fato pode justificar a porcentagem de perda de massa mais elevada em comparação com as demais vigas do Grupo 1.

De maneira geral, a perda de massa apresentada pelas outras vigas é menor que a perda teórica. Esta diminuição é justificada pelo fato de que a corrosão também acontece nos estribos e a área dos estribos afetada pela corrosão não foi considerada no cálculo da

corrente. Conforme Zhao *et al.* (2019), os estribos protegem a região de interseção dos mesmos com a barra longitudinal. Neles, em comparação com a barra, a corrosão é mais severa, pois o concreto de cobertura é menos espesso, sendo assim mais fácil de penetrar. A corrosão dos estribos antecede a corrosão da armadura longitudinal e acaba formando uma proteção física nesta zona de contato, formando uma espécie de sombra sobre a armadura longitudinal. A Figura 29 compara a região de contato dos estribos com a armadura longitudinal com a região da armadura longitudinal entre os estribos. Este fenômeno também é encontrado em ambientes onde a corrosão ocorre naturalmente (FU *et al.*, 2017 e VIDAL *et al.*, 2007).

Figura 29 - Região de contato do estribo e da barra longitudinal.



(ZHAO *et al.*, 2019)

Considerando a ocorrência deste fenômeno, optou-se por realizar a análise de alguns dos estribos retirados das vigas ensaiadas e também de suas barras de armadura longitudinal. Na Figura 30 é apresentado um trecho da armadura da V10COFA depois da limpeza das barras. Nota-se que na região de contato com o estribo, a barra longitudinal está menos corroída em comparação com a região entre os estribos.

Figura 30 - Zona da barra longitudinal protegida pelo estribo.



Na sequência, foram analisados os estribos e a altura do estribo que era afetada pela corrosão. Em média, a corrosão atinge o estribo da base até a altura de 1,5 cm, conforme evidencia a Figura 31.

Figura 31 - Estribo retirado da viga V06CO.



Desse modo, para aproximar o grau de corrosão teórico ao real, optou-se por fazer uma média do grau de corrosão real das vigas V02CO, V05CO e V03COFA e compará-lo com o valor teórico. Percebeu-se, então, a necessidade de acrescentar 35% na massa corroída teórica, para fazer com que o grau de 5% de corrosão nas armaduras longitudinais fosse de fato atingido. A massa corroída total passou de 140g para 190g.

Contudo, após a análise dos dados obtidos durante a aplicação dos carregamentos cíclicos e nos ensaios de resistência à flexão, explicados posteriormente nos capítulos 4.2.1 e 4.2.2, decidiu-se elevar o grau de corrosão para 10% de perda de massa, com o intuito de diferenciar melhor as consequências no comportamento mecânico e nos deslocamentos verticais das vigas ensaiadas. Sendo assim, a massa corroída teórica total passa a ser 380g. A Tabela 14 mostra o grau de corrosão de todas as vigas, medido em porcentagem de perda de massa.

Tabela 14 - Porcentagem de perda de massa de todas as vigas.

Vigas	Perda de massa (%)
V02CO	2,90
V03COFA	3,60
V04COFA	4,95
V05CO	3,61
V06CO	11,02
V07COFA	9,15
V08COFA	9,76
V09COFA	9,05
V12CO	8,05

De acordo com a Tabela 14, a viga V06CO apresenta perda de massa um pouco maior que as demais vigas do Grupo 2. Esta viga estava ligada em série com as vigas V07COFA e V11COFA e, portanto, estava sujeita à mesma corrente elétrica de 0,57 A que as demais. Porém, apesar da fonte estar com a corrente constante, por um provável ruído experimental, ou por apresentar mais fissuras que as outras vigas a V06CO apresentou perda de massa de 11,02%. Por consequência, um número maior de fissuras diminuiria a resistência elétrica da viga e deixaria mais espaço para a formação e acúmulo dos produtos corrosivos, o que poderia justificar o grau de corrosão mais elevado.

4.2 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS VIGAS REFERÊNCIAS E GRUPO 1

Concluída a corrosão acelerada das armaduras, o próximo passo foi submeter as vigas ao ensaio de resistência à flexão. Conforme dito anteriormente, devido aos diferentes graus de corrosão, tornou-se necessária a divisão dos corpos de prova em dois grupos. Os ensaios de resistência à flexão de todas as vigas foram realizados na velocidade de 10 kN/min. Os carregamentos cíclicos do Grupo 1 respeitaram a amplitude de 50-65% da

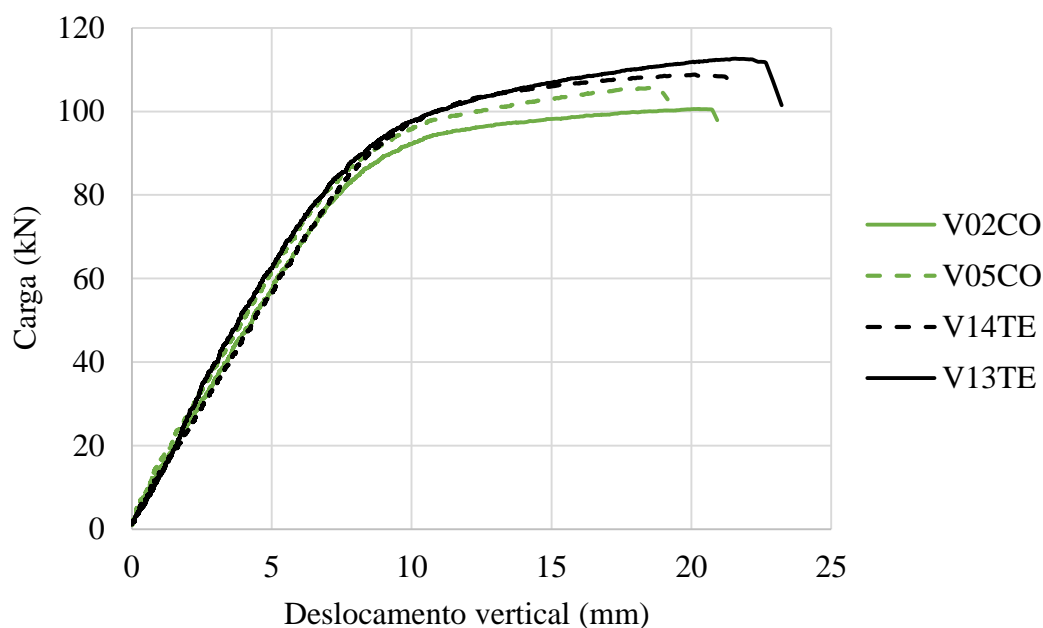
média das cargas últimas das vigas testemunho ensaiadas à flexão – 4 pontos. Os resultados foram analisados grupo a grupo.

4.2.1 Ensaios Preliminares – Testemunhos e Grupo 1

Os ensaios de flexão serviram para analisar os deslocamentos verticais e determinar a média das cargas últimas das vigas V13TE e V14TE. Esta média foi utilizada como base para definir os carregamentos máximo e mínimo adotados durante o ensaio dinâmico.

Realizado o ensaio das vigas testemunhos, as vigas V05CO e V02CO foram as próximas ensaiadas. A intenção era analisar o quanto o processo corrosivo influenciava na perda da capacidade portante e nos deslocamentos verticais das mesmas. A Figura 32 mostra o gráfico da carga x deslocamento vertical das vigas testemunhos com as vigas corroídas do Grupo 1 no ensaio de flexão estático.

Figura 32 - Gráfico carga x deslocamento vertical das vigas testemunhos e vigas corroídas do Grupo 1.



Conforme a Figura 32 revela, as vigas ensaiadas apresentam comportamento muito semelhante. A média dos deslocamentos verticais das vigas V14TE e V13TE na ruptura é de 22,0 mm, enquanto a média destes mesmos deslocamentos nas vigas V05CO e V02CO é de 19,9 mm, representando uma redução de 9,5% no deslocamento vertical das vigas com corrosão média de 3,25% de perda de massa quando comparadas as vigas

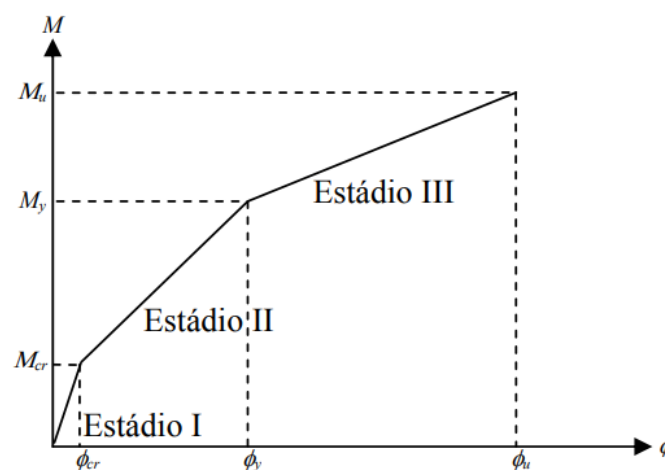
testemunhos. Essa pequena (e de certa forma até desprezível) perda de ductilidade já era esperada, visto que baixos graus de corrosão não provocam fissuras no concreto de cobrimento e podem inclusive melhorar a aderência. Analisando a média das cargas últimas, tem-se uma redução de 111 kN para 103,5 kN, correspondente a um decréscimo de 6,8% na capacidade portante destas vigas corroídas, quando comparadas com as testemunhos. Para haver perdas consideráveis na capacidade resistente das vigas, seria necessário haver perdas maiores na seção da armadura transversal, no entanto, baixos graus de perda de massa não provocam diminuições acentuadas de seção.

4.2.2 Ciclos de carregamento – Vigas referências e Grupo 1

Uma vez conhecida a carga última média das vigas testemunhos, tornou-se possível iniciar o ensaio de fadiga. A amplitude dos carregamentos escolhida para este ensaio foi de 50-65% da média das cargas últimas das vigas V13TE e V14TE, que originou uma carga máxima de 72 kN e mínima de 55 kN.

Analisando o comportamento das vigas testemunho nos pontos referentes à carga máxima e à carga mínima do ensaio de fadiga, observa-se que para ambos os casos, as vigas testemunhos se encontram no regime elástico. De acordo com o diagrama momento *versus* curvatura com resposta tri-linear é possível dividir o comportamento do elemento de concreto reforçado ensaiado em três diferentes estágios, conforme mostra a Figura 33.

Figura 33 - Momento x curvatura da seção transversal do elemento.



(Fonte: GARCEZ, 2007)

Sendo, M_{cr} , o momento em que ocorre a fissuração do concreto, M_y , o momento em que ocorre o escoamento do aço e M_u , o momento último da viga e suas correspondentes curvaturas da seção transversal (ϕ_{cr} , ϕ_y e ϕ_u). Conforme Garcez (2007), o Estádio I, chamado de pré-fissuração do concreto, estende-se do começo da aplicação do carregamento até o momento no qual o concreto atinge sua resistência máxima à tração. O Estádio II, chamado de fissuração, começa no final do Estádio I e termina quando o aço começa a entrar em escoamento. Por sua vez, o Estádio III inicia após o término do Estádio II e termina quando o elemento atinge sua capacidade última, isto é, a ruptura à compressão do concreto ou à tração do aço.

A partir deste diagrama de momento *versus* curvatura da seção transversal do elemento reforçado são obtidas deflexões, por integração, e geradas as respostas nas unidades de carga e deslocamento. As Figuras 34 e 35 mostram que as vigas testemunho se mantêm no Estádio II até a carga de 88kN em média, aproximadamente.

Figura 34 - Diagrama tri-linear - V13TE.

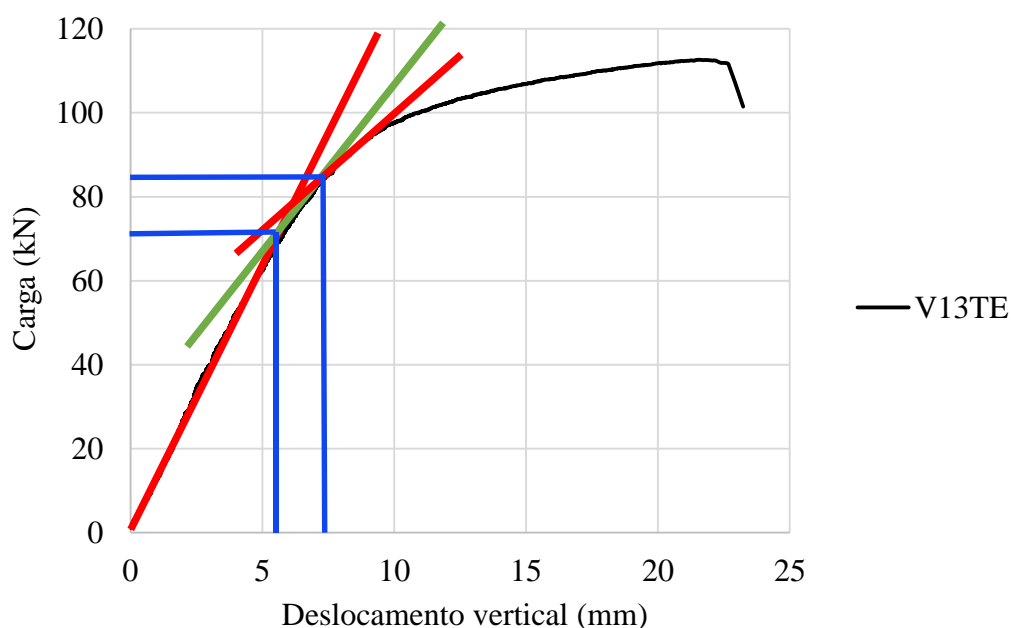
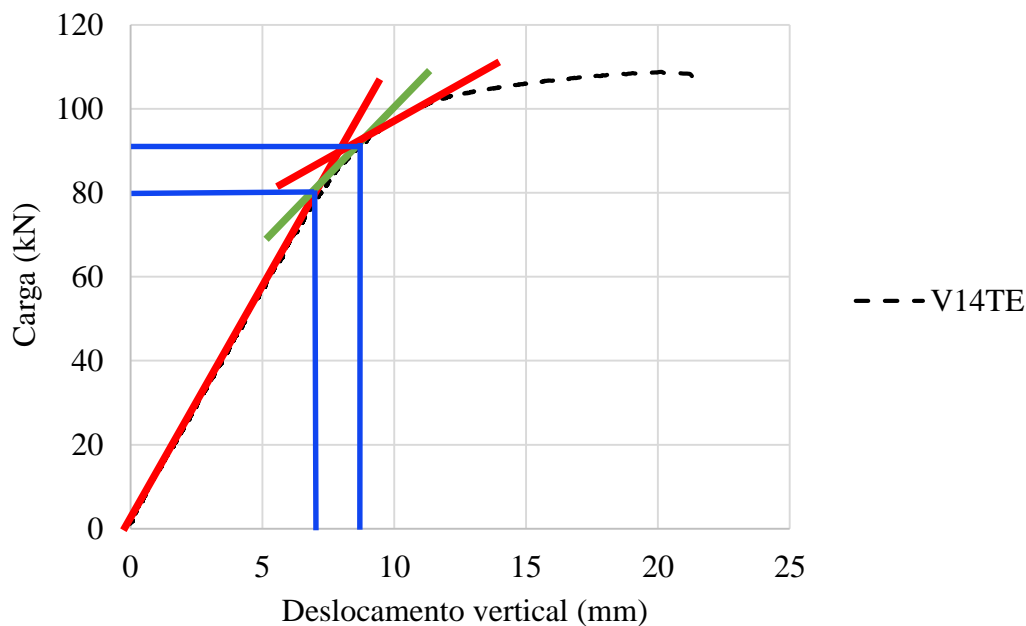


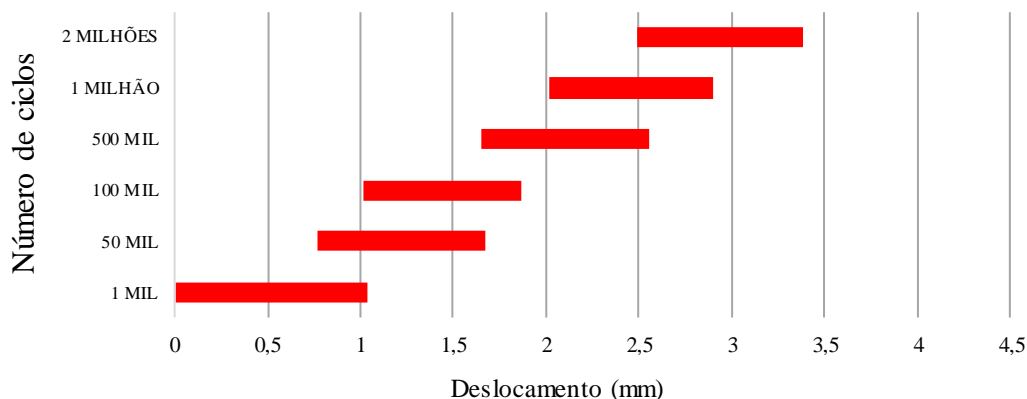
Figura 35 - Diagrama tri-linear - V14TE.



Neste regime, portanto, através da carga é possível saber o momento fletor máximo e, baseando-se nele, calcular a tensão e deformação na armadura longitudinal. Aplicando a carga de 55 kN, o momento fletor é de 12,8 kN.m, a tensão nas barras de 354 MPa e deformação de 1,69%. Por outro lado, a carga de 72 kN causa um momento fletor de 16,8 kN.m, originando uma tensão de tração de 471,4 MPa e deformação de 2,24% nas barras de aço. Cabe salientar que ambos os valores estão abaixo do valor de deformação na tensão de escoamento real do aço, igual a 2,51%. Esta deformação foi calculada levando em consideração o limite de escoamento do aço CA-50, doado pela empresa ArcelorMittal, de 527 MPa.

As vigas V16FA e V15FA foram usadas como vigas referências do Grupo 1. Estas vigas não estavam corroídas e foram submetidas a 2 milhões de ciclos de carregamento. As médias da variação dos deslocamentos verticais durante a aplicação de mil ciclos, 50 mil, 100 mil, 500 mil, 1 milhão e 2 milhões de ciclos estão apresentadas na Figura 36.

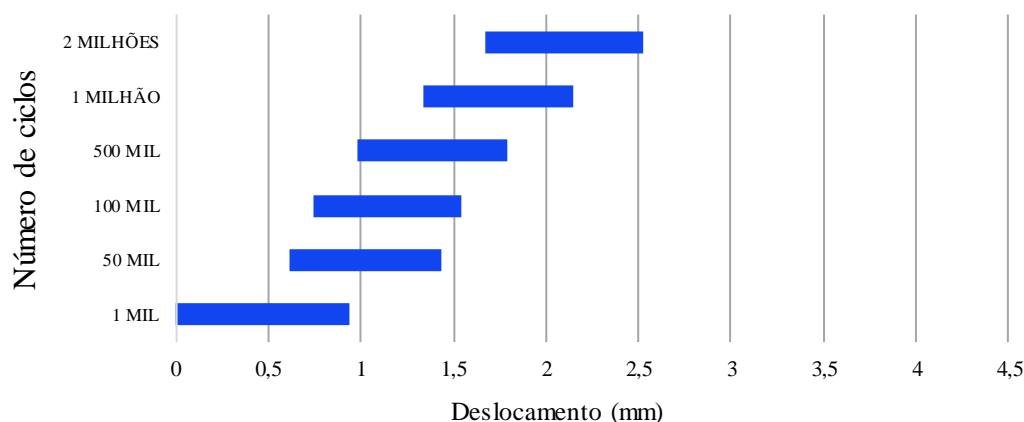
Figura 36- Variação nos deslocamentos verticais - V15FA e V16FA



Acredita-se que o aumento dos deslocamentos verticais medidos no centro do vão ao longo da aplicação dos carregamentos cíclicos ocorre devido à abertura de fissuras no concreto, à alteração das propriedades dos materiais, como o módulo de elasticidade, à mudança da estrutura interna do aço, à perda de monoliticidade ou, ainda, à combinação destes fatores. Para confirmar algumas destas suspeitas, seriam necessários ensaios complementares que foram sugeridos como estudos futuros ao final do trabalho. Sendo assim, no presente trabalho, foram avaliados somente os deslocamentos verticais das vigas e não as deformações dos materiais que as compõem.

Terminada a aplicação dos ciclos de carregamento nas vigas V15FA e V16FA, iniciou-se a aplicação destes ciclos nas vigas corroídas V03COFA e V04COFA. As médias das variações dos deslocamentos verticais estão apresentadas na Figura 37.

Figura 37- Variação nos deslocamentos verticais - V03COFA e V04COFA



Na comparação das variações dos deslocamentos verticais durante os carregamentos cíclicos, observa-se uma diminuição acentuada de 25% nos deslocamentos medidos na faixa de 2 milhões de ciclos apresentados pelas vigas corroídas em comparação com as vigas referências (V15FA e V16FA). Para entender este comportamento, é necessário lembrar que a aderência entre o concreto e a armadura é obtida através da combinação de três elementos: aderência química, atrito e travamento mecânico. Tanto o atrito, quanto o travamento mecânico são proporcionais à pressão radial e ao coeficiente de atrito. Portanto, graus de corrosão que não aumentam o volume das barras suficiente para causar a fissuração do concreto melhoram a aderência entre o concreto e o reforço de aço até determinado ponto (ALMUSSALAM *et al.*, 1996 e FANG *et al.*, 2004). Esse comportamento indica que a corrosão da armadura faz com que a viga se torne mais rígida e acabe perdendo um pouco da sua capacidade de absorver esforços. De acordo com Li *et al.* (2018) e Kearsley e Joyce (2014), baixos graus de corrosão provocam aumento considerável na rigidez das vigas, principalmente devido ao melhoramento da aderência entre o concreto e as barras corroídas no estágio inicial da corrosão. Sendo assim, porcentagens de perda de massa inferiores a 5% podem aumentar a aderência das barras com a matriz cimentícia, o que também justificaria deslocamentos verticais menores para a mesma amplitude de carregamento.

Os deslocamentos verticais também foram analisados em relação aos carregamentos máximos e mínimos. As Figuras 38 e 39 mostram gráficos que relacionam a amplitude dos carregamentos com os deslocamentos máximos e mínimos nos mesmos números de ciclos escolhidos anteriormente. Com esta análise, pretendia-se verificar se o ângulo de

inclinação da reta, formada pelos deslocamentos verticais medidos durante a aplicação dos carregamentos cíclicos, sofria alteração ao longo do tempo, o que representaria uma diminuição da capacidade de absorver esforços das vigas e possível deformação plástica.

Figura 38 - Inclinação da reta formada pelos deslocamentos máximos e mínimos da V15FA.

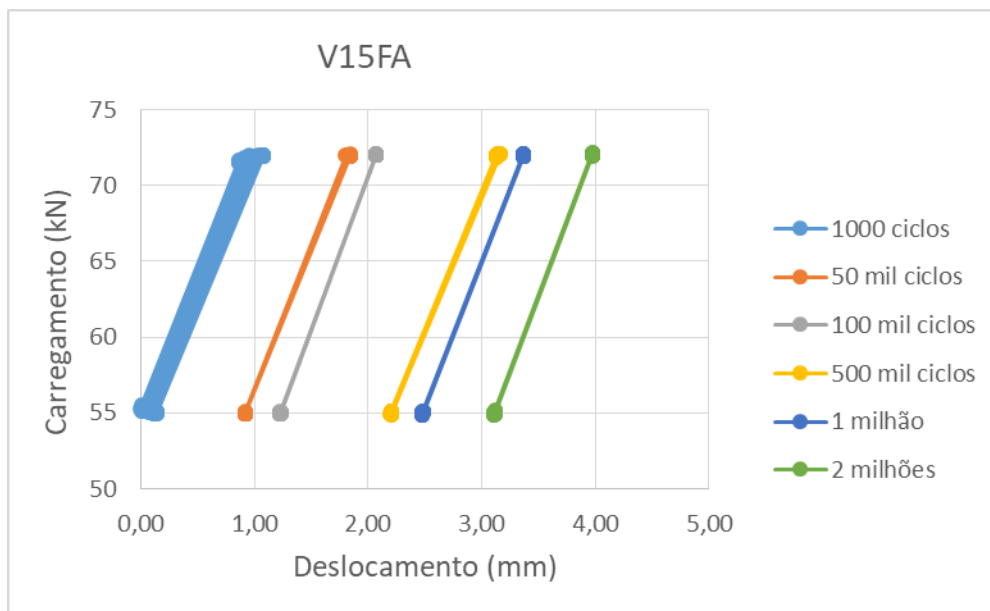
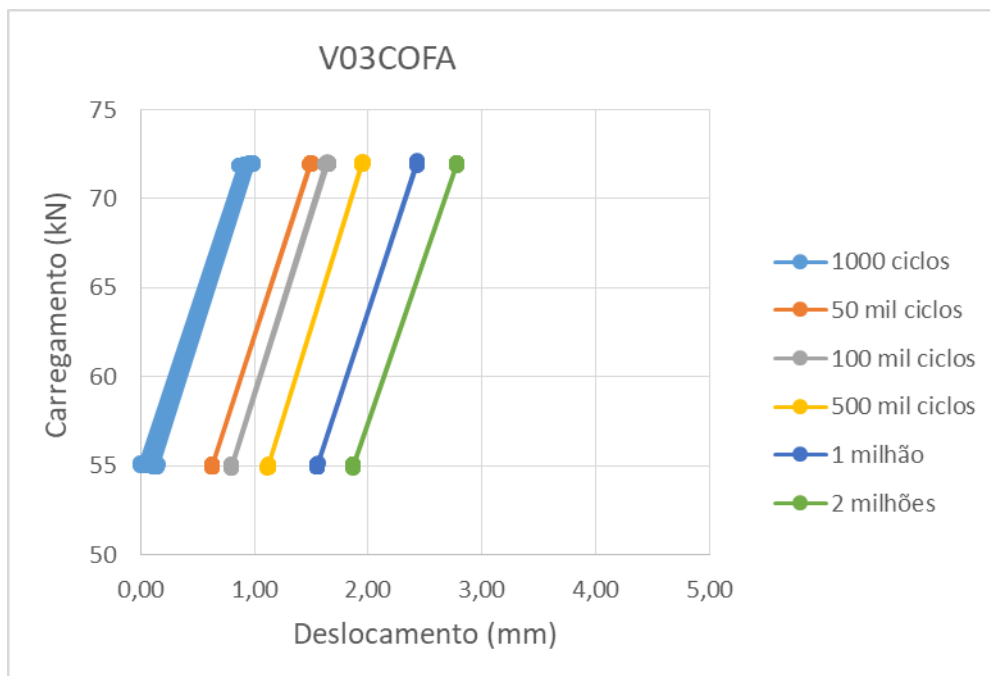


Figura 39 - Reta formada pelos deslocamentos máximos e mínimos da V03COFA.

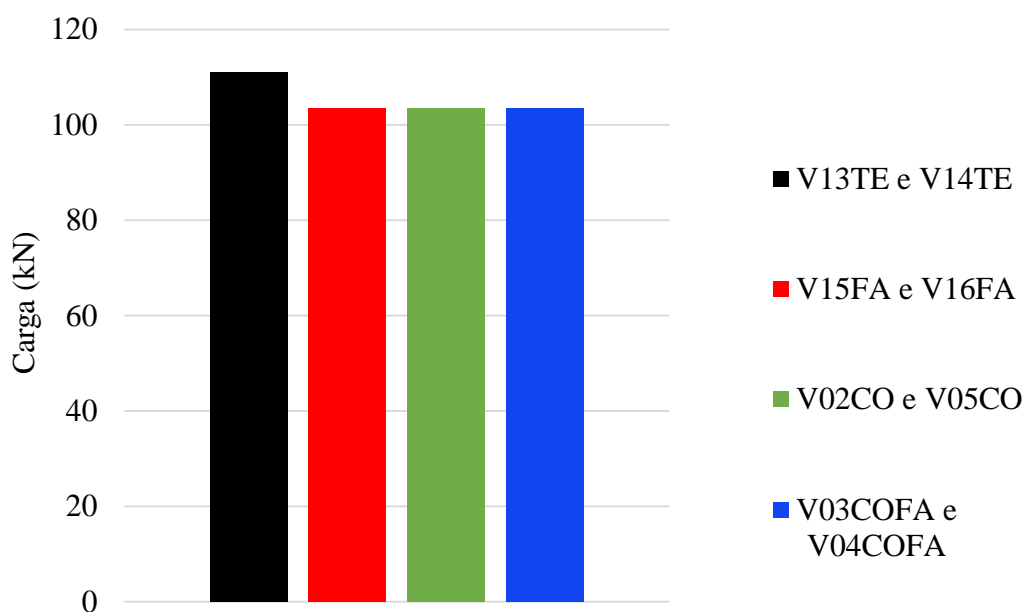


No entanto, não foi possível determinar um comportamento característico na inclinação da reta para as vigas ensaiadas. Após atingir os 2 milhões de ciclos, o ensaio dinâmico das vigas V15FA, V16FA, V03COFA e V04COFA foi interrompido. O próximo passo foi ensaiá-las à flexão.

4.2.3 Ensaios estáticos de resistência à flexão Grupo 1 pós carregamento cíclico

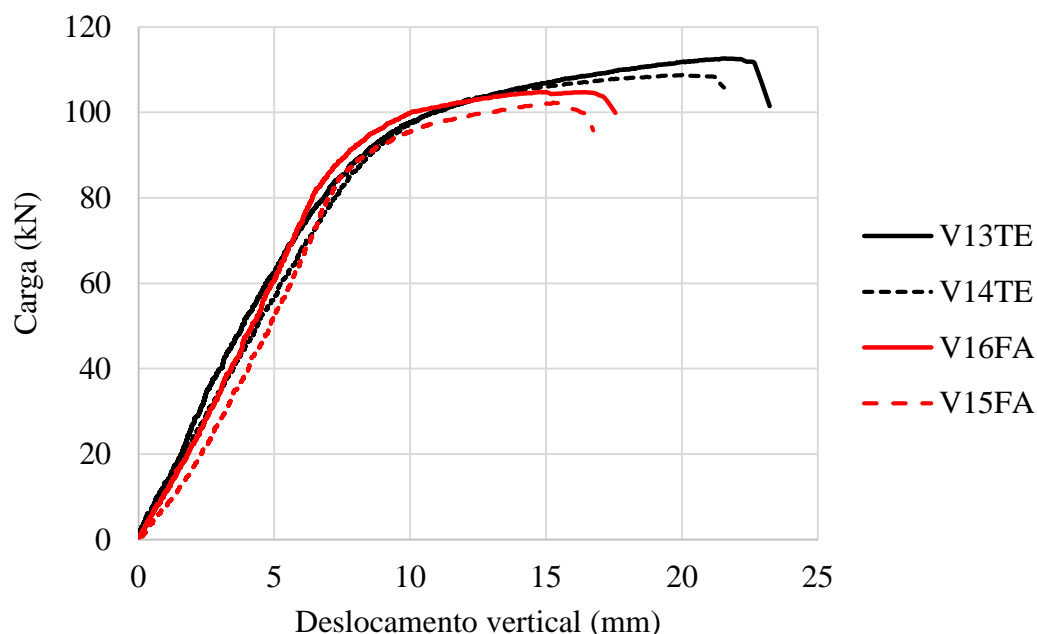
Após atingirem o patamar de 2 milhões de ciclos de carregamento, as vigas V15FA e V16FA, somente submetidas à fadiga, e as vigas V03COFA e V04COFA, submetidas à fadiga e corrosão, foram ensaiadas à flexão – 4 pontos até a ruptura. A Figura 40 mostra a média das cargas últimas das vigas testemunho, das vigas referências (V15FA e V16FA) e das pertencentes ao Grupo 1.

Figura 40 - Cargas médias de ruptura.



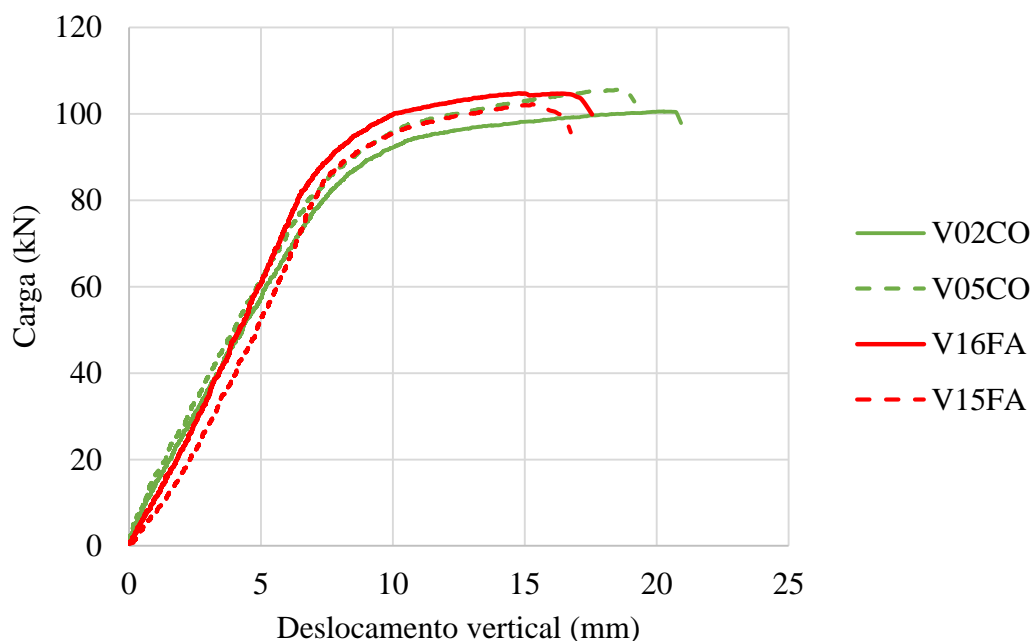
Apesar da capacidade portante das vigas V15FA, V16FA, V02CO, V05CO, V03COFA e V04COFA em relação às vigas testemunhos ter diminuído, não foi possível diferenciar os danos do processo corrosivo e dos carregamentos cíclicos, de maneira individual ou combinada. Além da capacidade resistente, os deslocamentos medidos durante o ensaio de resistência à flexão também foram comparados. A Figura 41 mostra o gráfico carga x deslocamento vertical das vigas submetidas a 2 milhões de ciclos em relação às vigas testemunhos.

Figura 41 - Gráfico carga x deslocamento vertical das vigas testemunhos e vigas submetidas aos carregamentos cíclicos.



Observa-se uma redução de 22,7% nos deslocamentos verticais médios das vigas V15FA e V16FA, submetidas somente aos 2 milhões de ciclos, em comparação com a média das vigas testemunhos, as vigas V13TE e V14TE. Sendo assim, pode-se afirmar que os carregamentos cíclicos diminuíram a ductilidade do aço. Porém, quando se compara os deslocamentos das vigas submetidas aos 2 milhões de ciclos com as vigas somente corroídas, as vigas V02CO e V05CO, apresentam deslocamentos verticais maiores, tornando possível perceber que a ductilidade do aço parece ser menos afetada pelo processo corrosivo do que pela aplicação dos carregamentos dinâmicos. A Figura 42 mostra o gráfico que relaciona as cargas e os deslocamentos destas vigas.

Figura 42 - Gráfico carga x deslocamento vertical das vigas submetidas aos carregamentos cíclicos e vigas corroídas.



Em média, os deslocamentos verticais das vigas submetidas aos ciclos de fadiga são 14,6% menores que os deslocamentos apresentados pelas vigas corroídas. No entanto, quando combinados os ciclos de carregamento dinâmico com a corrosão, em níveis de perda de massa entre 3-5%, essa perda de ductilidade parece ser compensada com o aumento de aderência entre a aço e o concreto ao seu redor. Lembrando que esse aumento acontece devido à expansão da barra e formação dos produtos corrosivos e, portanto, não é possível diferenciar os deslocamentos verticais das vigas somente corroídas com os das vigas corroídas e submetidas aos ciclos de carregamento, conforme mostra a Figura 43. Não é possível perceber também a influência de cada processo deletério no modo de ruptura da viga. Ao analisar a ruptura das vigas V13TE e V14TE, percebe-se que ambas as vigas romperam devido ao esmagamento do concreto. Este mesmo comportamento é observado nas vigas que foram submetidas somente aos carregamentos cíclicos, as vigas V15FA e V16FA. No entanto, todas as vigas apresentadas até o momento, isto é, as vigas V13TE, V14TE, V02CO, V05CO, V15FA, V16FA, V03COFA e V04COFA entraram em colapso devido ao esmagamento da seção comprimida de concreto. Este comportamento também foi encontrado nos estudos de Li *et al.* (2018), no qual foi constatado que pequenos graus de corrosão não influenciam o modo de ruptura das vigas corroídas. A Figura 44 mostra uma representação das vigas após o rompimento.

Figura 43 - Gráfico carga x deslocamento vertical das vigas submetidas aos carregamentos cíclicos e vigas corroídas e submetidas aos carregamentos cíclicos.

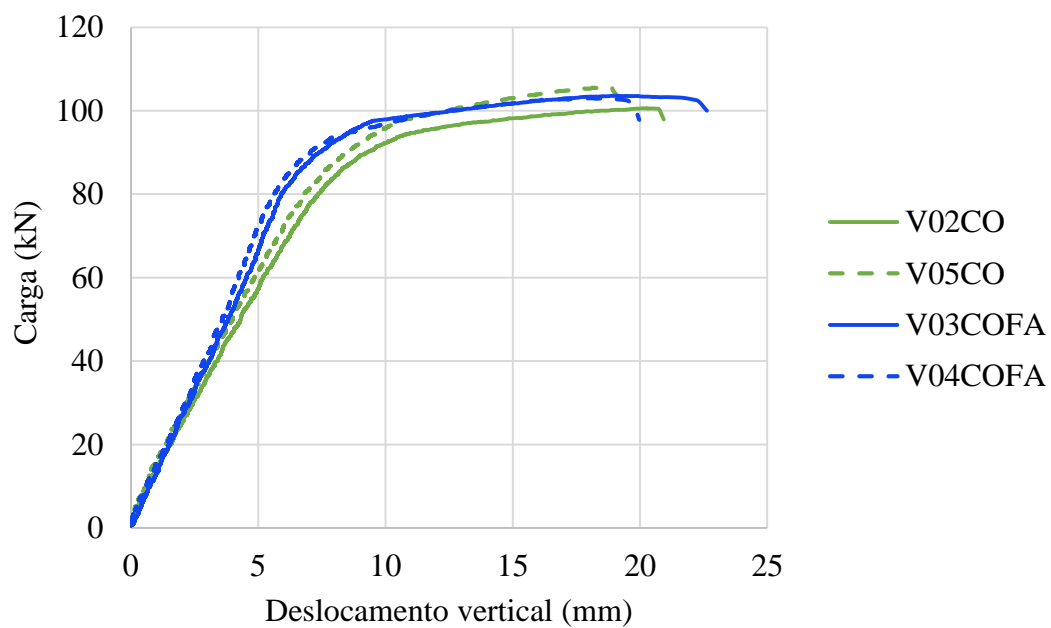
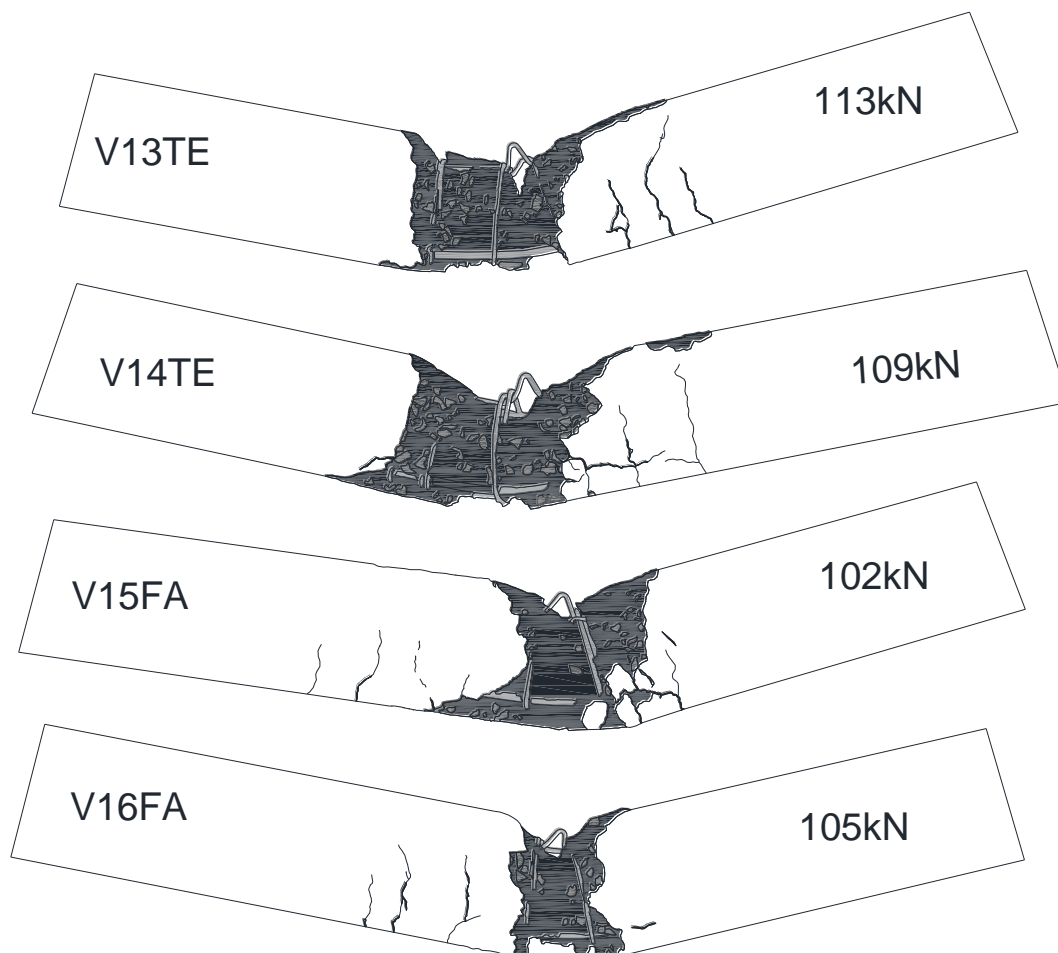
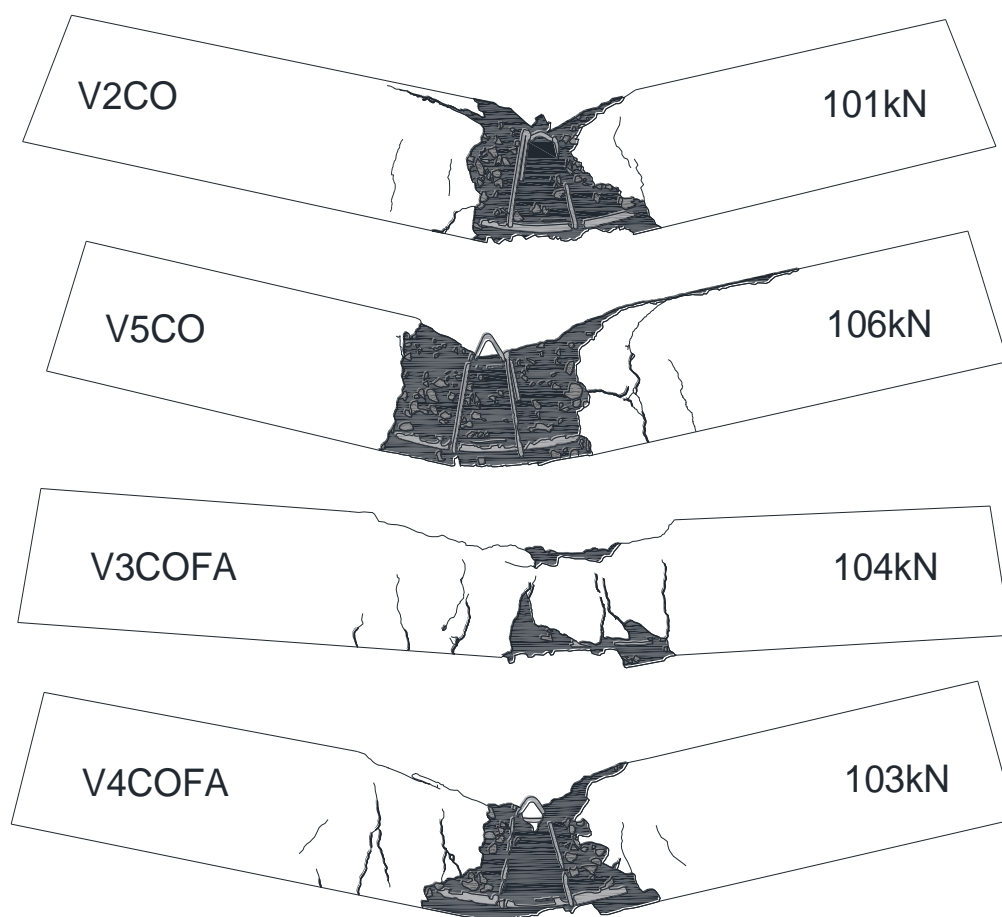


Figura 44 - Representação das vigas testemunhos e referências após o rompimento.



Sendo assim, pode-se dizer que a corrosão de armadura em níveis abaixo de 5% de perda de massa não altera o elemento que provoca o colapso das vigas. A Figura 45 apresenta estas vigas depois de rompidas. Tanto na Figura 44 quanto na Figura 45 fica evidente que o colapso dos corpos de prova ocorreu devido ao esmagamento da seção comprimida de concreto e que a armadura, apesar de já apresentar escoamento, não está rompida. Comparando os deslocamentos das vigas V15FA e V16FA com o das vigas V02CO e V05CO, percebe-se que o efeito deletério que mais influencia o modo de ruptura é a fadiga e a microfissuração provocada pela aplicação destes carregamentos. Essa influência acontece onde o concreto desempenha sua melhor função, resistir esforços de compressão, ou seja, na parte superior da viga.

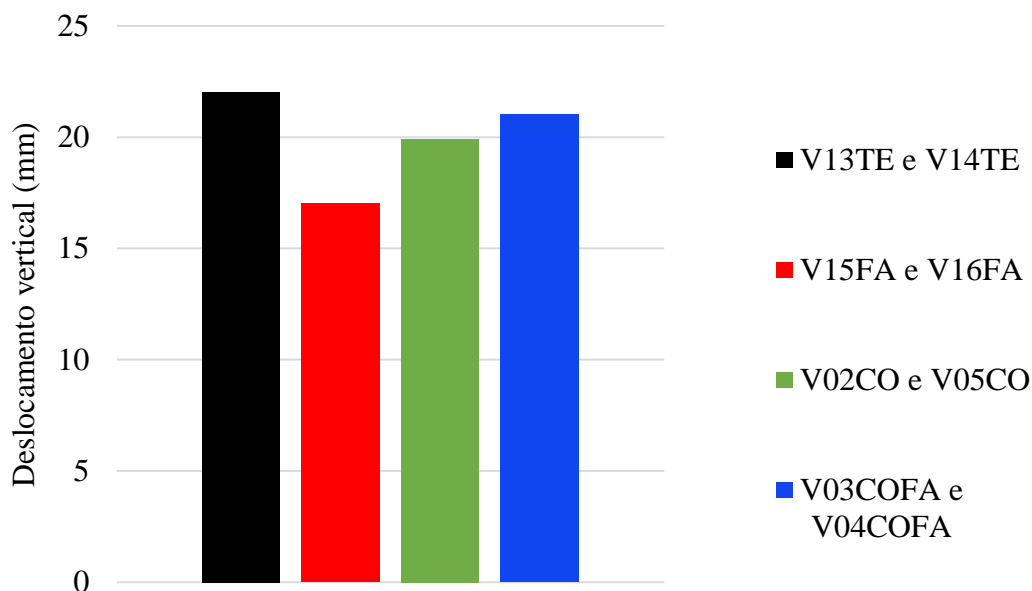
Figura 45 - Representação das vigas do Grupo 1 após o rompimento.



Não foi possível diferenciar o comportamento mecânico das vigas somente corroídas, V02CO e V05CO, com as vigas corroídas e submetidas posteriormente aos carregamentos cíclicos, as vigas V04COFA e V05COFA. A Figura 46 relaciona as

médias dos deslocamentos verticais medidos durante o ensaio de resistência à flexão das V13TE e V14TE, V15FA e V16FA, V02CO e V05CO, e V03COFA e V04COFA.

Figura 46 - Deslocamentos verticais médios.



Concluída a análise dos deslocamentos verticais, decidiu-se aumentar o grau de corrosão para 10% de perda de massa, a fim de tornar mais visível as consequências dos efeitos deletérios no comportamento mecânico das vigas ensaiadas. Este novo grupo de vigas com grau de corrosão maior que as anteriores foi denominado Grupo 2.

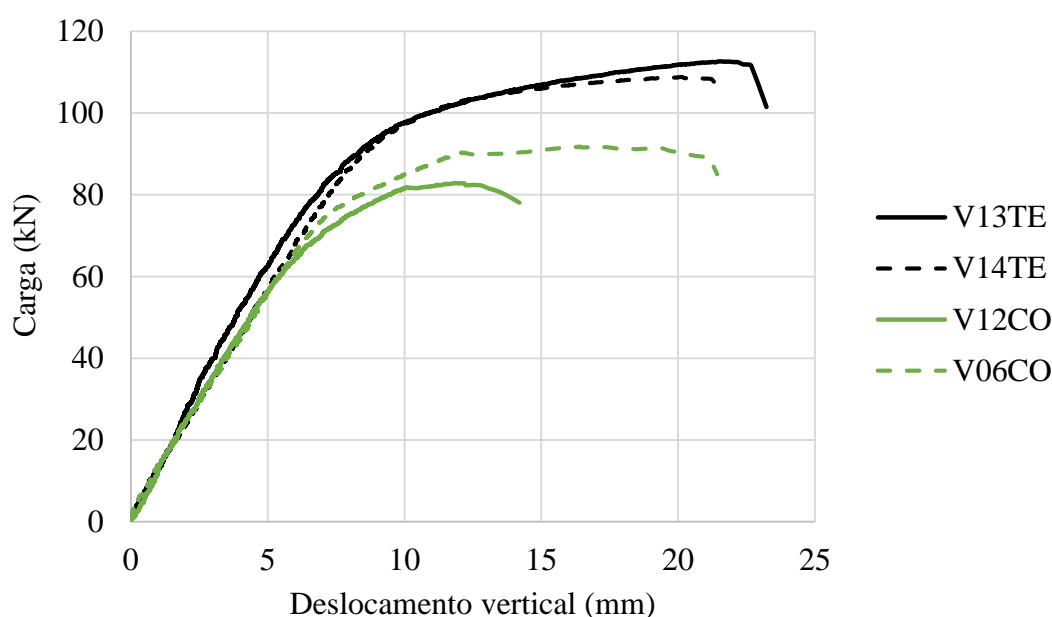
4.3 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS VIGAS DO GRUPO 2

Uma vez tomada a decisão de aumentar o grau de corrosão, as vigas voltaram para as piscinas com eletrólito e lá permaneceram até atingir a perda de massa teórica de 10%. Atingida essa perda de massa, as vigas do Grupo 2 foram submetidas aos mesmos ensaios que as vigas do Grupo 1. A ordem dos ensaios também foi mantida, sendo o ensaio de resistência à flexão o primeiro a ser realizado nas vigas somente corroídas com o novo grau de corrosão, seguido pelos carregamentos dinâmicos e pelo ensaio de resistência à flexão novamente.

4.3.1 Ensaios Estáticos de Resistência à Flexão – Grupo 2

As primeiras vigas do Grupo 2 ensaiadas foram as vigas V12CO e V06CO. A perda de massa média destas vigas foi de 9,52%, o que influenciou de maneira significativa a capacidade resistente e os deslocamentos verticais das mesmas. A Figura 47 mostra o gráfico do carga x deslocamento vertical das vigas testemunhos com as vigas corroídas deste grupo durante o ensaio de flexão estático.

Figura 47 - Gráfico carga x deslocamento vertical das vigas testemunhos e vigas corroídas do Grupo 2.



O deslocamento vertical médio na ruptura das vigas V12CO E V06CO foi de 17,0 mm. Quando comparado ao deslocamento médio das vigas testemunho, este valor representa uma queda de 22,7%. Essa diminuição acontece devido à perda de aderência entre a matriz cimentícia e as barras de aço, promovida pela expansão volumétrica dos produtos de corrosão depositados ao redor da armadura. Esses produtos dão origem às tensões de tração que microfissuram o concreto de cobrimento e afetam a aderência. Além do mais, a corrosão também provoca a redução da seção transversal da armadura, influenciando significativamente a capacidade portante das vigas. Ao comparar a média dos carregamentos últimos das vigas V13TE e V14TE com a média das vigas somente corroídas e pertencentes ao Grupo 2, observa-se uma redução de 111 kN para 87,5 kN, o que representa um decréscimo de 21,2%. Essa diminuição de seção fragiliza o aço e altera também o modo de ruptura das vigas com perda de massa entre 8-10%. Ao invés de

romper pelo esmagamento do concreto, as vigas V06CO e V12CO romperam devido à falha da armadura. A Figura 48 mostra terço médio da viga V12CO, evidenciando o local onde ocorreu o rompimento da armadura longitudinal.

Figura 48 - Rompimento da armadura longitudinal no terço médio da viga V12CO.



É importante salientar que após as rupturas das vigas, o equipamento necessitava de um tempo de resposta até executar a parada total do ensaio. Durante este período, a carga ainda estava aplicada e poderia ocasionar o esmagamento da seção comprimida de concreto, fato que ocorreu com as vigas V12CO e V06CO. A Figura 49 apresenta a viga

V06CO também após a ruptura. Assim como a V12CO, fica evidenciado que a V06CO colapsou devido ao rompimento da armadura longitudinal.

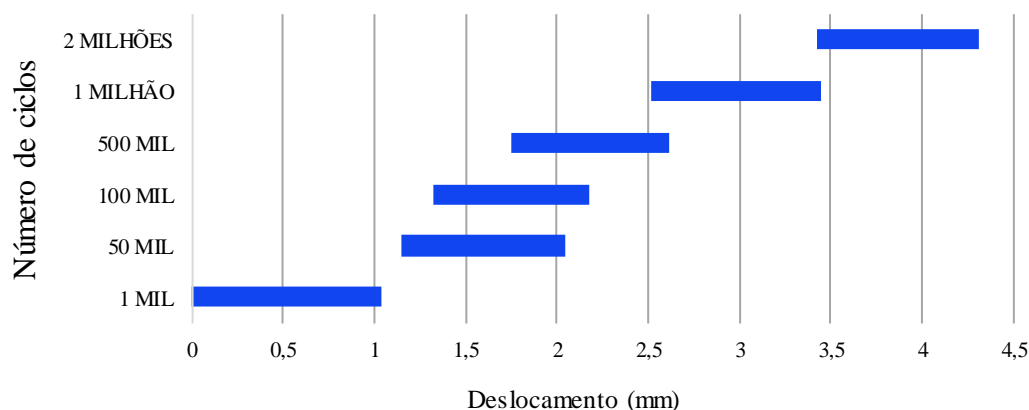
Figura 49 - Rompimento da armadura longitudinal no terço médio da viga V06CO.



4.3.2 Ciclos de carregamento – Vigas referências e Grupo 2

Finalizados os ensaios estáticos à flexão nas vigas pertencentes ao Grupo 2, iniciou-se a aplicação dos carregamentos dinâmicos. Os ciclos de carregamentos aplicados no Grupo 2 também seguiram a mesma faixa utilizada anteriormente: 50-65%. Sendo assim, os carregamentos cíclicos começaram a ser aplicados com carga máxima de 72 kN e mínima de 55 kN. As vigas submetidas à esta faixa de carregamento foram as vigas V09COFA, V08COFA e V07COFA. Dentre elas, duas chegaram ao número de ciclos desejado, isto é, 2 milhões. A viga restante, a V07COFA, rompeu após a aplicação de aproximadamente 1.458.000 de ciclos, o que demonstra acentuada diminuição na vida de fadiga, quando comparada às vigas testemunho. As médias das variações dos deslocamentos verticais medidas durante a aplicação de mil ciclos, 50 mil, 100 mil, 500 mil, 1 milhão e 2 milhões de ciclos das vigas V09COFA E V08COFA estão apresentadas na Figura 50.

Figura 50 - Variação nos deslocamentos verticais - V08COFA e V09COFA.

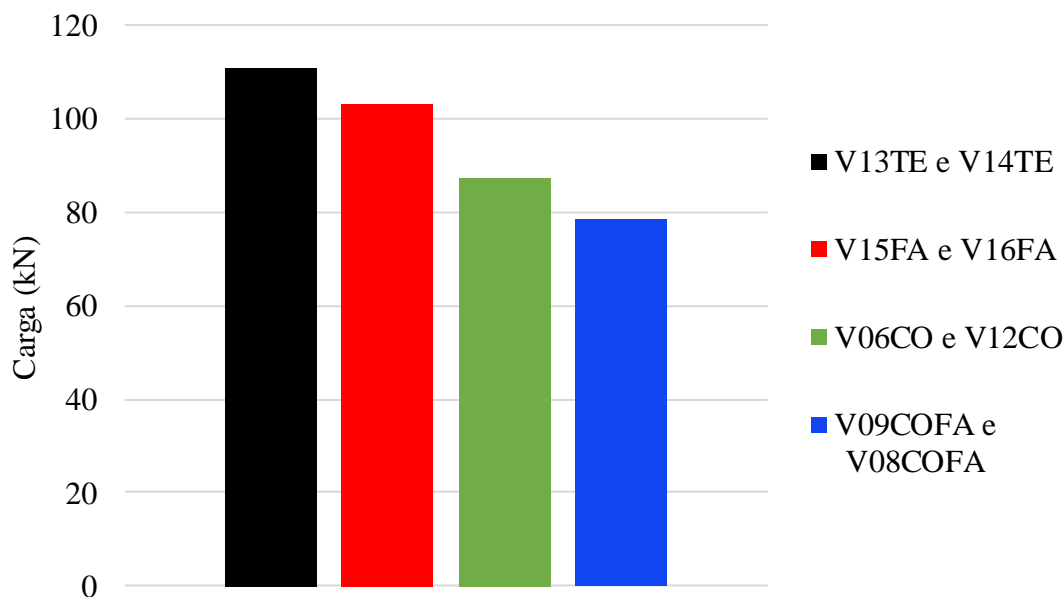


Na comparação dos deslocamentos verticais durante os carregamentos cíclicos, observa-se, desta vez, um aumento de 27,8% nos deslocamentos medidos na faixa de 2 milhões de ciclos apresentados pelas vigas corroídas do Grupo 2 em comparação com as vigas referências (V15FA e V16FA). Esse comportamento indica que as vigas com perda de massa entre 8-10% são menos rígidas do que as vigas do Grupo 1. Acredita-se que a microfissuração do concreto provocada pelas tensões, oriundas do maior acúmulo de produtos expansivos ao redor das barras, seja uma das causas deste comportamento.

4.3.3 Ensaios estático de resistência à flexão Grupo 2 pós carregamento cíclico

Finalizados os carregamentos cíclicos, foi possível iniciar o ensaio estático de resistência à flexão das vigas do Grupo 2, que foram submetidas aos 2 milhões de ciclos. A Figura 51 apresenta a média da carga última das vigas do Grupo 2 e da viga referência em comparação com os testemunhos e referência anterior.

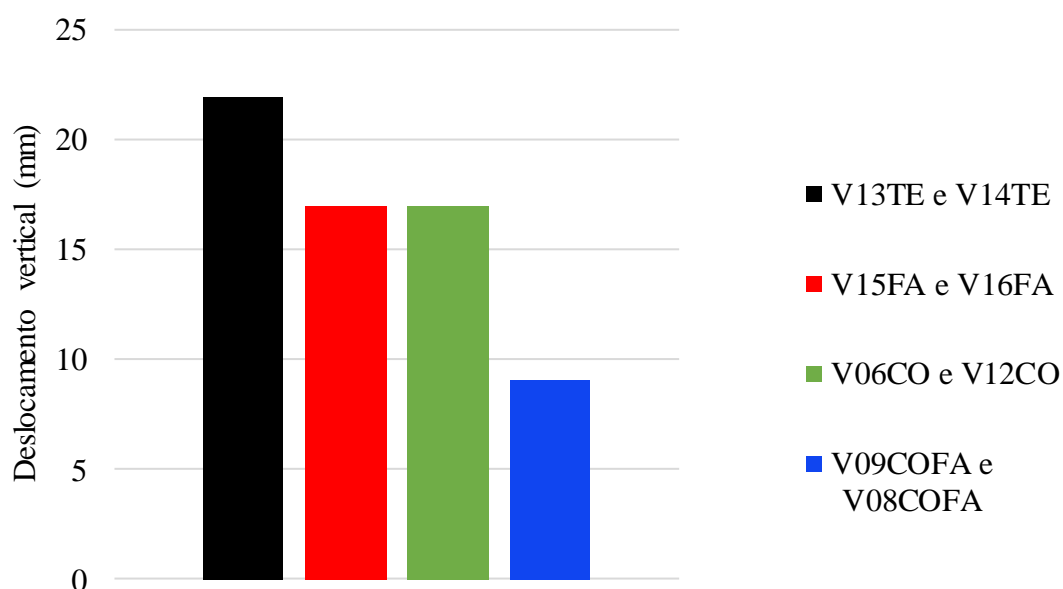
Figura 51 - Média das cargas últimas.



Ao contrário do que aconteceu com as vigas do Grupo 1, nas vigas pertencentes ao Grupo 2, pôde-se perceber um padrão de comportamento. Os ciclos de carregamento dinâmico parecem não influenciar muito a capacidade resistente dos corpos de prova ensaiados, representando uma diminuição de 6,8 % apenas. Todavia, todas as vigas submetidas somente aos carregamentos cíclicos apresentaram falha devido à compressão do concreto. Em relação às vigas somente corroídas, V06CO e V12CO, e as vigas corroídas e submetidas aos 2 milhões de ciclos, V09COFA e V08COFA, observa-se uma redução de 21,2% e 29,3% quando comparadas à capacidade portante das vigas testemunho. A sinergia dos efeitos de fadiga e corrosão é pequena, porém parece existir. A média das cargas últimas das vigas testemunhos foi de 111 kN. Quando submetidas somente à fadiga, houve uma queda para 103,5 kN na capacidade resistente das vigas (diferença de 7,5 kN). Analisando somente as vigas corroídas, observa-se que o valor da carga última decresce para 87,5 kN (diferença de 23,5 kN). Sendo assim, os efeitos individuais somados dariam um decréscimo de 31 kN. No entanto, quando comparada à média das cargas últimas das vigas ensaiadas à fadiga e corroídas com a média dos testemunhos, temos um decréscimo de 32,5 kN (diferença de 1,5 kN em relação a soma dos efeitos individuais).

Contudo, quando se avalia os deslocamentos verticais, fica mais claro perceber a sinergia gerada pela corrosão e fadiga. A Figura 52 mostra os deslocamentos verticais obtidos nos ensaios estáticos de resistência à flexão.

Figura 52 - Média dos deslocamentos verticais.



A comparação entre os testemunhos, V13TE e V14TE, e as vigas referências, V15FA e V16FA, já foi realizada no item 4.2.3. No entanto, comparando a média dos deslocamentos das vigas que foram somente corroídas e apresentam perda de massa média de 9,5%, com as vigas testemunhos, chega-se também em 22,7%. Portanto, não é possível diferenciar a redução dos deslocamentos verticais provocada somente pela fadiga da redução provocada somente pela corrosão.

A Figura 52 também mostra que existe uma sinergia entre a corrosão e fadiga. Ao somar a redução provocada unicamente pelos carregamentos cíclicos (22,7%) com a redução provocada exclusivamente pelo processo corrosivo (22,7%), tem-se um total de 45,4%. Essa soma representaria cada efeito deletério atuando separadamente. Porém, quando se tem ambos efeitos combinados, caso das vigas V08COFA e V09COFA, a diminuição na média dos deslocamentos é de 58,6%, ou seja, 13,2% maior que a soma dos danos individuais.

A Tabela 15 resume as causas das rupturas das vigas ensaiadas, já as Figuras 53 e 54 apresentam as vigas do Grupo 2 após o rompimento.

Tabela 15- Locais de ruptura das vigas

Vigas	Causa da ruptura
V02CO	Compressão do concreto
V03COFA	Compressão do concreto
V04COFA	Compressão do concreto
V05CO	Compressão do concreto
V06CO	Rompimento da barra longitudinal
V07COFA	Rompimento da barra longitudinal
V08COFA	Rompimento da barra longitudinal
V09COFA	Rompimento da barra longitudinal
V12CO	Rompimento da barra longitudinal
V13TE	Compressão do concreto
V14TE	Compressão do concreto
V15FA	Compressão do concreto
V16FA	Compressão do concreto

Figura 53 - Representação das vigas do Grupo 2 após o rompimento - parte 1.

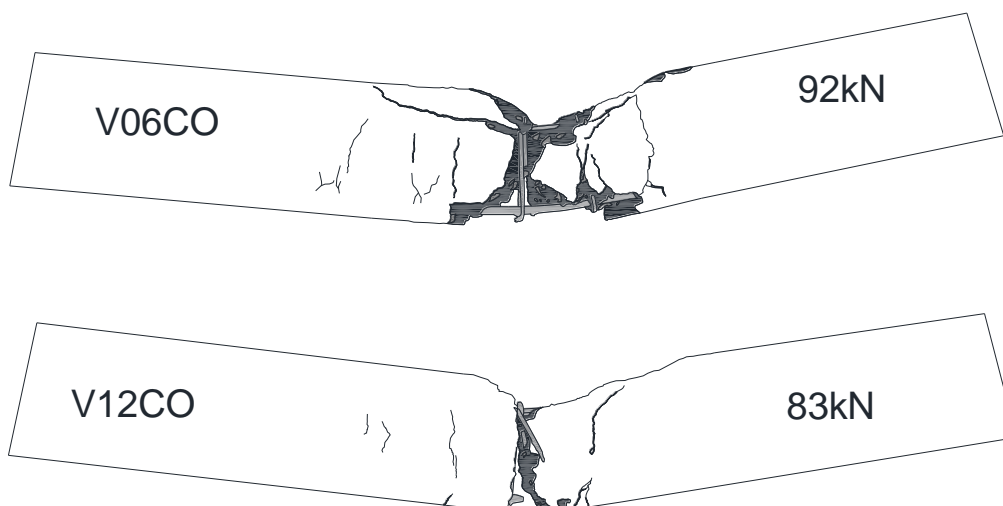
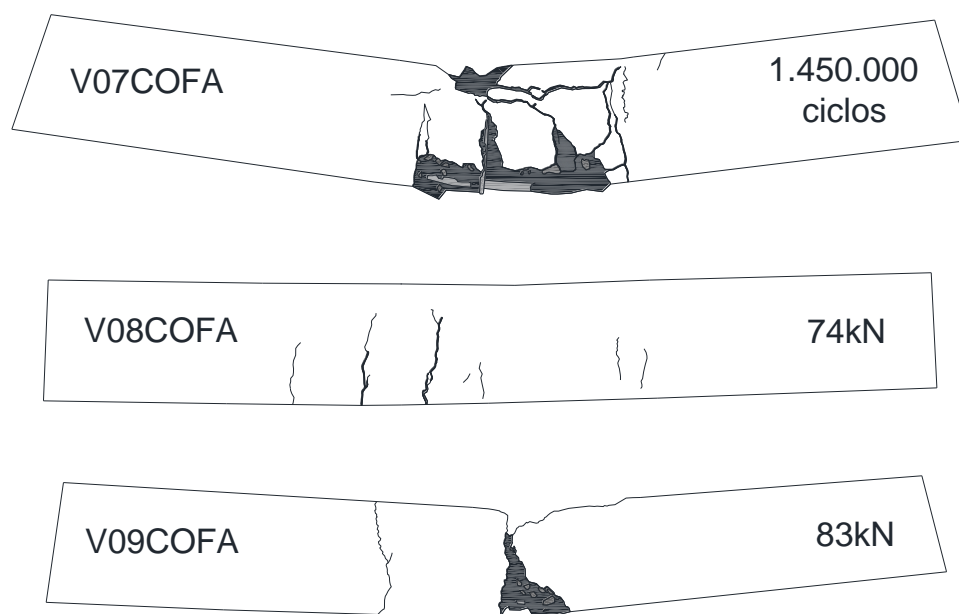


Figura 54 - Representação das vigas do Grupo 2 após o rompimento - parte 2.



4.4 ANÁLISE DE FISSURAS PÓS CICLOS DE CARREGAMENTO

A análise da abertura de fissuras em elementos de concreto armado é muito importante para a compreensão da corrosão, tendo em vista que esta abertura facilita a penetração de agentes agressivos que podem acelerar o processo corrosivo. A fissuração do concreto pode ocorrer antes ou depois do endurecimento do mesmo. De acordo com Petrucci (1998), são várias as causas desta fissuração, entre elas, destacam-se as ações químicas, oriundas de agregados reativos ou corrosão de armadura, a ação da temperatura, gerando expansões ou contrações diferenciais, ou até mesmo algum tipo de falha estrutural, provocada por tensões de tração devido à carga excessiva ou ação do frio e gelo.

A falha estrutural também pode ser provocada por carregamentos cíclicos, como explicado no capítulo 2.6. De maneira geral, sabe-se que o concreto apresenta elevada resistência quando submetido somente à compressão. No entanto, em OAEs, como pontes e viadutos, o peso próprio da estrutura e a passagem de veículos solicitam a estrutura à flexão. Esta solicitação dá origem a esforços de tração que são absorvidos inicialmente pelo concreto e depois transferidos para as barras de aço, garantindo a segurança da estrutura. No entanto, esta transferência não impede que as fissuras sejam propagadas pela matriz cimentícia. A NBR 6118 (2014) prevê o momento de fissuração em estruturas de concreto armado, garantindo que a presença de fissuras não comprometa a durabilidade

ou segurança das estruturas adequadamente projetadas e submetidas às cargas previstas na normalização.

A Tabela 16, retirada da NBR 6118 (2014), mostra as exigências relativas à fissuração para os diferentes tipos de concreto. Para estruturas executadas em concreto armado, para que a armadura se mantenha protegida nas classes de agressividade II e III, a abertura de fissura tem de ser menor ou igual a 0,3 mm.

Tabela 16 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental [NBR 6118, 2014].

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 e CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS- $W_{wk} \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS- $W_{wk} \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS- $W_{wk} \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS- $W_{wk} \leq 0,2$ 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	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (figura 3.1).
NOTAS
¹ As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.
² Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.
³ No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

4.4.1 Análise da abertura de fissuras pós corrosão acelerada

Não foram observadas fissuras em nenhuma das vigas pertencentes ao Grupo 1 ou ao Grupo 2 após o ensaio acelerado de corrosão. No entanto, as vigas apresentavam manchas, indicando que as barras de aço já estavam corroídas, conforme mostra a Figura 55.

Figura 55 - Viga V05CO antes da aplicação dos carregamentos cíclicos.



4.4.2 Análise da abertura de fissuras pós ciclos de carregamento

Uma vez terminada a aplicação dos carregamentos cíclicos, as vigas foram analisadas na seguinte ordem:

- Vigas submetidas somente aos 2 milhões ciclos de carregamento (50-65%) – V15FA e V16FA
- Vigas pertencentes ao Grupo 1, com perda de massa entre 3-5% e submetidas aos 2 milhões de ciclos (50-65%);
- Vigas pertencentes ao Grupo 2, com perda de massa entre 8-11% e submetidas aos 2 milhões de ciclos (50-65%);

Nas vigas V15FA e V16FA, foram encontradas fissuras com abertura entre 0,05 mm e 0,15 mm. Cabe salientar que as cargas aplicadas nestas vigas durante os ciclos de carregamento eram de 50-65% da carga de ruptura das vigas testemunhos, portanto esses carregamentos cíclicos não geram fissuras maiores que o limite permitido pela NBR 6118 (2014). A Figura 56 mostra a medição da espessura das fissuras com um fissurômetro.

Figura 56 - Medição da abertura de fissura da viga V15FA.



Em seguida, foram analisadas as fissuras das vigas pertencentes ao Grupo 1. Apesar das vigas V03COFA e V04COFA apresentarem de 3-5% de grau de corrosão, não foram medidas fissuras com espessura acima de 0,05 mm. Este baixo grau de corrosão diminuiu a porosidade do concreto ao redor da armadura onde a corrosão está sendo induzida, aumentando aparentemente a rigidez do corpo de prova. A Figura 57 mostra a medição.

Figura 57 - Medição da abertura de fissura da viga V04COFA.



Nas vigas V08COFA e V09COFA, pertencentes ao Grupo 2, ficou mais perceptível a influência dos carregamentos cíclicos, pois se tratavam de vigas com um grau de corrosão mais elevado, na faixa de 8-11%. Nelas, foram encontradas fissuras com espessura entre 0,1-1,6 mm. Estas fissuras encontram-se muito além do limite definido pela NBR 6118

(2014), e permitem a entrada dos agentes agressivos na matriz cimentícia e geram perdas de durabilidade. A Figura 58 mostra a abertura de uma destas fissuras.

Figura 58 - Medição da abertura de fissura da viga V09COFA.

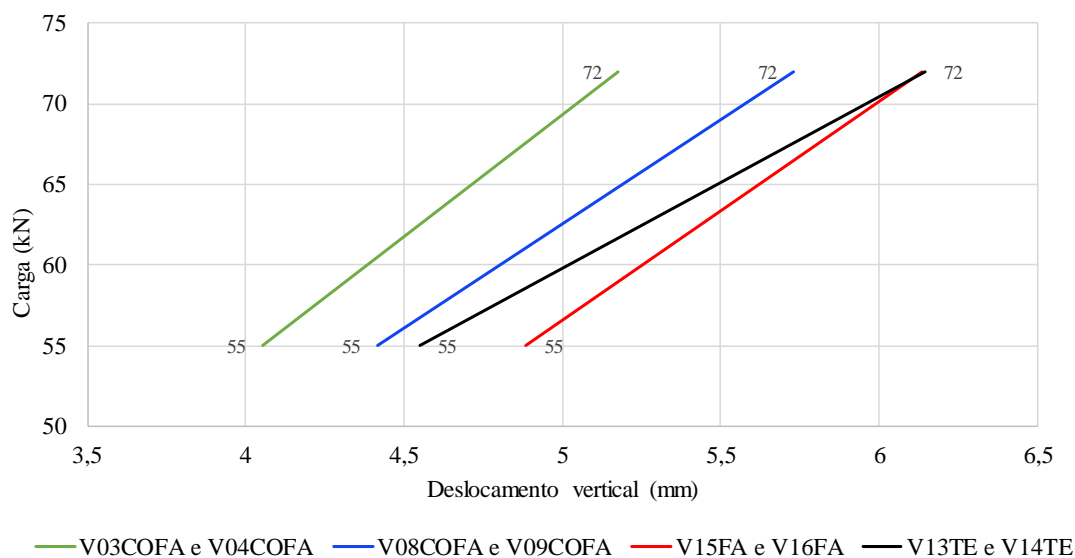


4.5 EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAS

Neste item são relacionadas as médias dos deslocamentos verticais obtidos durante o ensaio de resistência à flexão das vigas testemunhos e das vigas submetidas aos carregamentos cíclicos. As cargas utilizadas para esta análise são as cargas utilizadas na aplicação dos ciclos de carregamento, correspondentes à faixa de 50-65% da carga última das vigas testemunhos, ou seja, 55-72 kN.

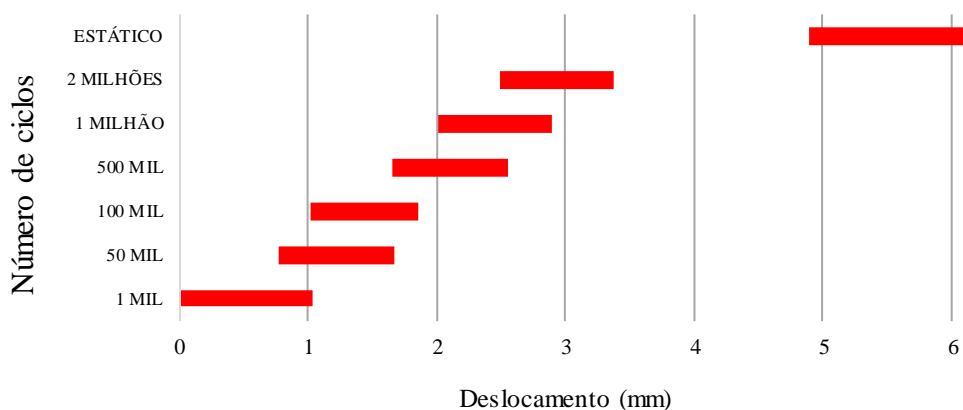
A Figura 59 apresenta os deslocamentos verticais médios das vigas testemunhos e das vigas submetidas aos 2 milhões de ciclos de carregamento, medidos durante o ensaio de resistência à flexão – 4 pontos.

Figura 59 - Deslocamentos verticais durante o ensaio de resistência à flexão.



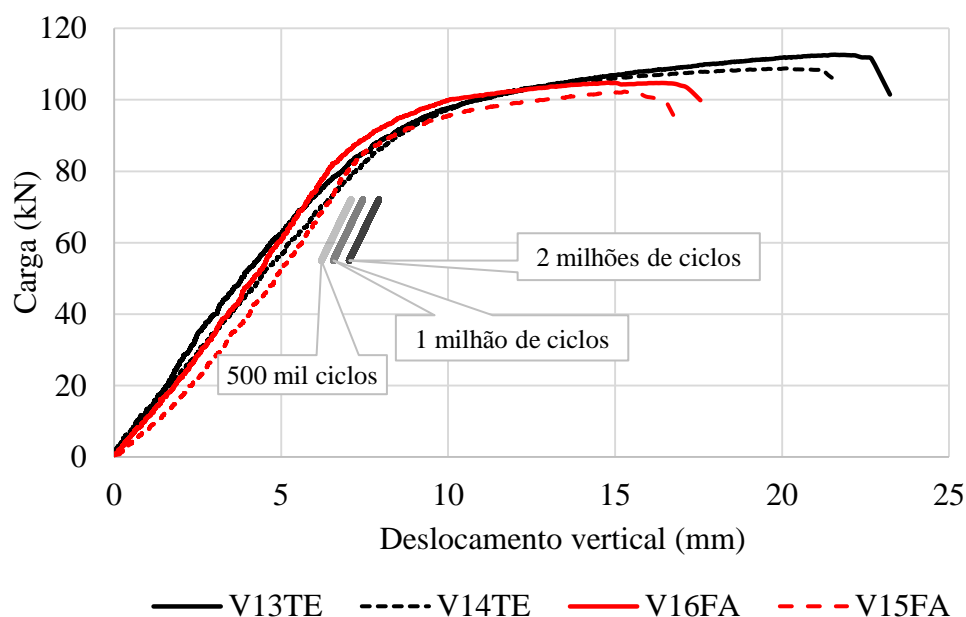
Como já esperado, as vigas V15FA e V16FA apresentam maiores deslocamentos verticais para a carga de 55kN quando comparadas às vigas V13TE e V14TE. A provável causa deste aumento é a microfissuração da matriz cimentícia provocada pela fadiga, visto que tanto as vigas testemunhos, quanto as vigas submetidas somente aos carregamentos cíclicos romperam devido à compressão do concreto. A Figura 60 mostra as médias das variações dos deslocamentos verticais das vigas V15FA e V16FA medidos durante a aplicação dos ciclos de carregamento e durante o ensaio de resistência a flexão para o carregamento mínimo de 55 kN e máximo de 72 kN.

Figura 60 - Variação nos deslocamentos verticais durante o ensaio dinâmico e ensaio de resistência à flexão estático das vigas V15FA e V16FA.



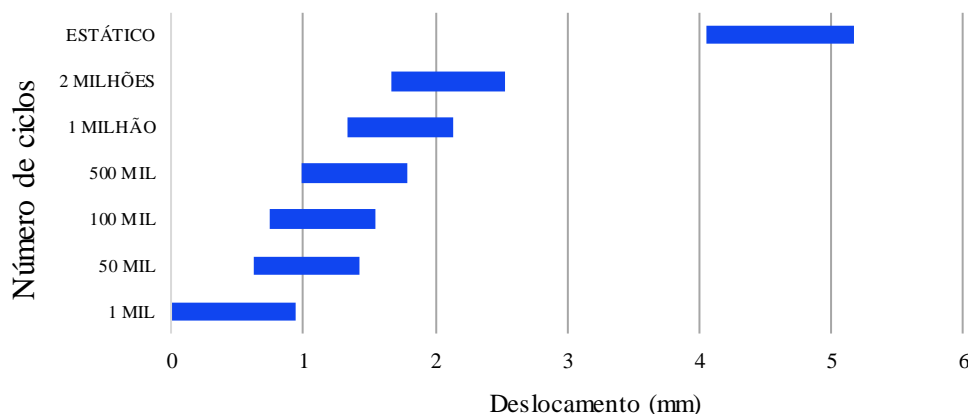
Pode-se perceber através no aumento dos deslocamentos verticais que, apesar das vigas estarem ainda em regime elástico, e portanto, não apresentarem deformação plástica, já existe um certo acúmulo de danos na matriz cimentícia que amplifica os deslocamentos verticais durante o ensaio de flexão. A Figura 61 mostra o gráfico carregamento x deslocamento destas vigas.

Figura 61 - Gráfico carga x deslocamento vertical e deslocamento nos 500 mil, 1 milhão e 2 milhões de ciclos das vigas V13TE, V14TE, V15FA e V16FA.



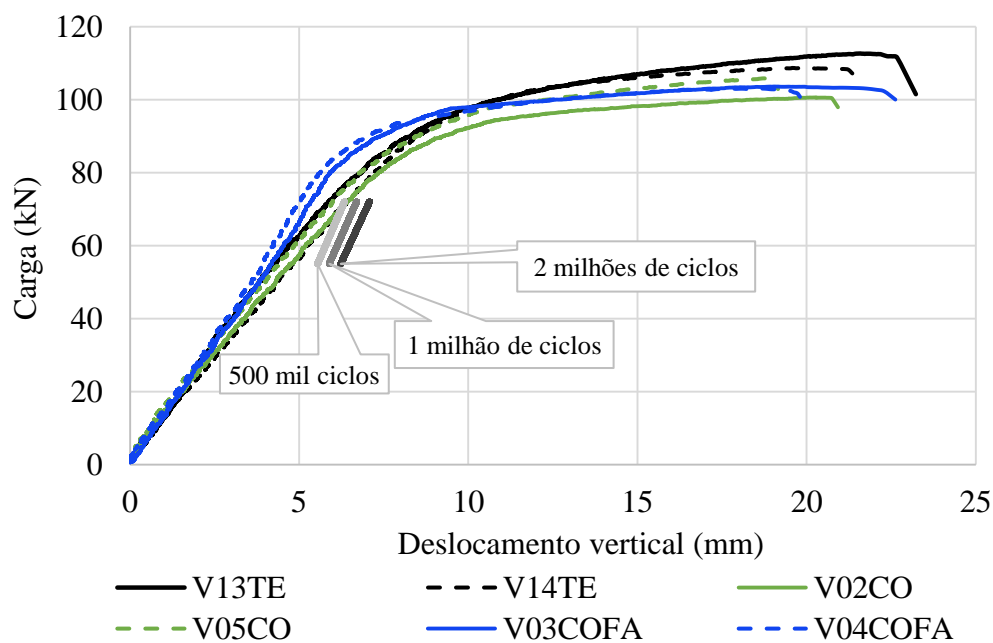
Analisando o comportamento das vigas V03COFA e V04COFA, na Figura 62, pode-se dizer que o comportamento dessas vigas é influenciado pelo aumento de aderência das barras de aço com a matriz cimentícia, provocado pelo incremento de seção das barras de aço e pelo acúmulo dos produtos corrosivos ao redor delas. Conforme explicado no capítulo 2.5 e revelado pela Figura 63, graus de corrosão baixos, entre 1-5%, podem ser benéficos e aumentar a aderência entre o concreto e a armadura. Apesar deste efeito ter pouca influência na vida de fadiga, baixos níveis de corrosão também aumentam a rigidez das vigas, diminuindo os deslocamentos verticais das mesmas quando comparados aos deslocamentos apresentados pelas vigas sãs.

Figura 62 - Variação nos deslocamentos verticais durante o ensaio dinâmico e ensaio de resistência à flexão estático das vigas V03COFA e V04COFA.



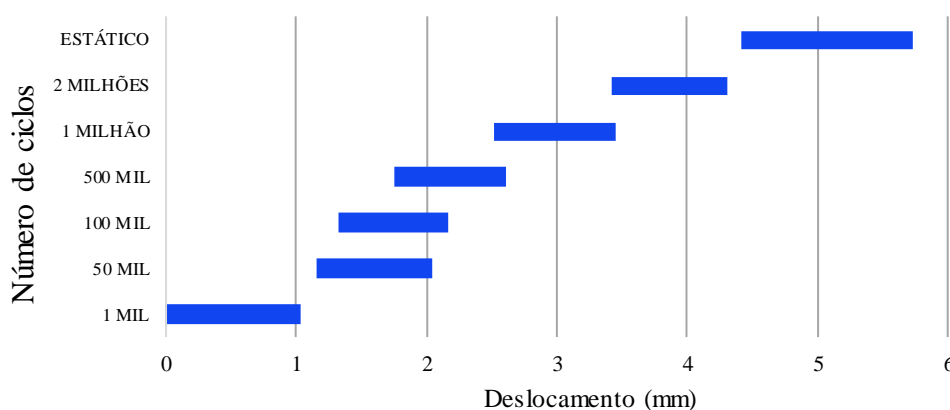
Quando se compara os deslocamentos verticais durante a aplicação dos ciclos com os medidos durante o ensaio de resistência à flexão das vigas V03COFA e V04COFA, percebe-se que, os danos provocados pela fadiga, como a microfissuração e a diminuição da rigidez das vigas, podem ser compensados com o aumento da aderência, promovido pelos baixos graus de corrosão da armadura. A Figura 63 evidencia esse comportamento.

Figura 63 - Gráfico carga x deslocamento vertical e deslocamento nos 500 mil, 1 milhão e 2 milhões de ciclos das vigas V03COFA e V04COFA.



Por outro lado, para níveis de corrosão mais elevados, como os apresentados pelas vigas V08COFA e V09COFA, observa-se que o processo corrosivo começa a fragilizar o aço, fissurar o concreto ao redor da armadura e prejudicar a aderência entre as barras longitudinais e a matriz. Esse comportamento fica evidenciado na Figura 64, onde as médias das variações dos deslocamentos verticais medidas durante a aplicação dos ciclos de carregamento são muito próximas das observadas durante o ensaio de resistência à flexão.

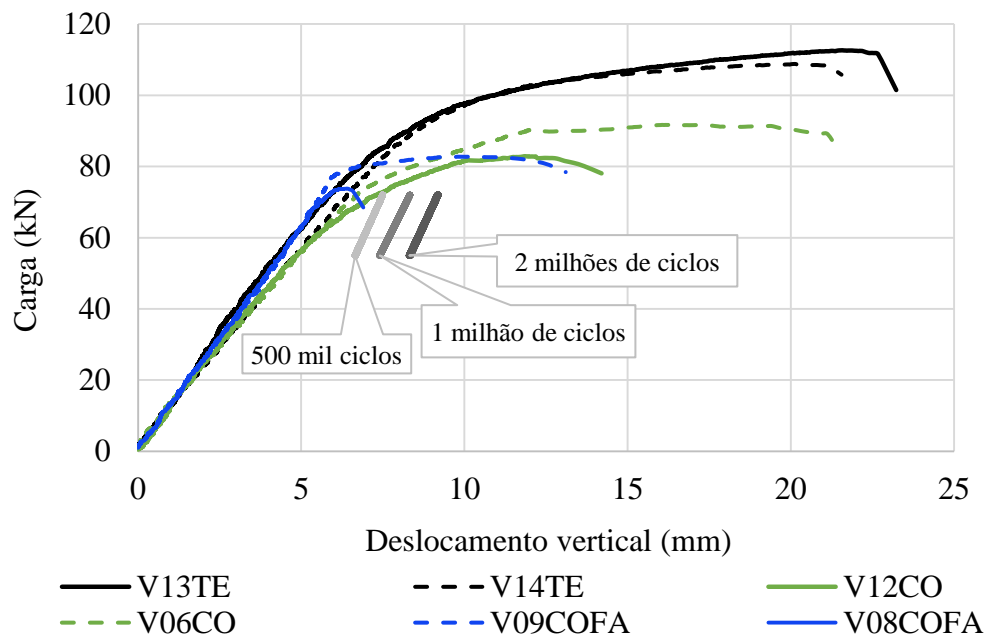
Figura 64 - Variação nos deslocamentos verticais durante o ensaio dinâmico e ensaio de resistência à flexão estático das vigas V08COFA e V09COFA.



Esse fato pode indicar acúmulo de danos tanto na matriz cimentícia, quanto na armadura. Isso também pode ser percebido na análise da Figura 65, visto que o carregamento máximo, utilizado durante o ensaio de fadiga de 72 kN, está muito próximo da fase de deformação plásticas das vigas V08COFA e V09COFA.

É importante salientar que os deslocamentos destas vigas são maiores que as vigas com perda de massa entre 3-5% (V03COFA e V04COFA), devido à perda de aderência entre o concreto e a armadura. Além do mais, nota-se também que a ruptura das vigas com grau de corrosão entre 8-11% aconteceu devido ao rompimento das barras longitudinais, portanto, o elemento que comanda o colapso da viga não é mais o concreto e passa a ser o aço.

Figura 65 - Gráfico carga x deslocamento vertical e deslocamento nos 500 mil, 1 milhão e 2 milhões de ciclos das vigas V08COFA e V09COFA.



5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

Esta pesquisa realizou uma avaliação dos efeitos individuais e combinados de corrosão e fadiga em vigas de concreto armado. É importante salientar que os ensaios de fadiga são onerosos, tanto em termos financeiros quanto em econômicos, fato que justifica o pequeno número de corpos de prova analisado. As conclusões a seguir são referentes única e exclusivamente aos resultados obtidos nesta pesquisa, não sendo possível extrapolação dos resultados para qualquer outra situação àquela apresentada neste trabalho. Apesar do número de corpos de prova reduzido, os resultados demonstram indícios que, de fato, a sinergia entre a corrosão e fadiga pode ocorrer. Após a análise dos resultados, foi possível concluir que:

- Não é possível diferenciar a redução na capacidade resistente causada pela corrosão de armadura na faixa de 3-5% de perda de massa em comparação com a redução promovida pelos ciclos de carregamento, de maneira individual ou combinada;
- Quando isolada, a fadiga parece fragilizar as barras de aço, tornando-as menos dúcteis. A redução nos deslocamentos verticais medidos no centro do vão foi de 22,7% em comparação à média dos deslocamentos das vigas testemunho;
- Os ciclos de carregamento e baixos graus de corrosão, associados ou não, não alteram o modo de ruptura no qual as vigas foram projetadas. As vigas testemunho (V13TE e V14TE), as vigas corroídas com 3-5% de perda de massa (V02CO e V05CO) e as vigas corroídas na mesma faixa das anteriores e submetidas aos 2 milhões de ciclos de carregamento (V03COFA e V04COFA) apresentaram ruptura dúctil e romperam devido à compressão na face superior da seção de concreto.
- É possível, no entanto, diferenciar a redução da capacidade resistente causada pela corrosão de armadura na faixa de 8-11% de perda de massa da redução promovida pelos ciclos de carregamento, de maneira individual. A fadiga e a corrosão de

armadura reduzem a capacidade resistente em comparação às vigas testemunho em 6,7% e 21,2%, respectivamente;

- Não é possível determinar se existe sinergia entre os efeitos de fadiga e corrosão na faixa de 8-11% de perda de massa na capacidade resistente das vigas, visto que, quando somadas, as perdas individuais (31 kN) são muito próximas da perda oriunda dos efeitos combinados (32,5 kN).
- A sinergia dos efeitos parece acontecer quando se analisa os deslocamentos verticais. Somando-se os efeitos individuais, tem-se uma redução de 45,4% no deslocamento vertical médio das vigas testemunho. Porém, quando combinados, os efeitos provocam uma redução média de 58,6%.
- Graus de corrosão entre 8-11% de perda de massa, associados aos carregamentos cíclicos, ou não, mudam o modo de ruptura para frágil, fazendo com que as vigas colapsem devido ao rompimento da barra.
- A combinação da corrosão de 8-11% de perda de massa com os 2 milhões de ciclos de carregamento causa abertura de fissuras com espessura superior às espessuras determinadas pela NBR 6118 (2014).
- A vida de fadiga chega ao limite de 2 milhões de ciclos, estabelecido pela NBR 6118 (2014), nas vigas submetidas somente aos carregamentos cíclicos e nas vigas corroídas de 3-5% de perda de massa e submetidas a fadiga posteriormente.
- No caso das vigas com corrosão entre 8-11% submetidas aos carregamentos cíclicos, observa-se que uma delas rompeu fragilmente e sem aviso prévio em torno de 1.450.000 ciclos. As outras duas chegaram até o limite estabelecido de 2 milhões. Portanto, a sinergia dos efeitos combinados de corrosão e fadiga parece afetar a vida de fadiga dos elementos ensaiados.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Abaixo seguem algumas sugestões de trabalhos que podem ser desenvolvidos para aperfeiçoar a metodologia de pesquisa e dar continuidade e complementação à mesma.

- Estudar a influência dos estribos no funcionamento do ensaio acelerado de corrosão. Mesmo a viga estando sujeita à uma corrente constante, observou-se que os estribos apresentaram grau de corrosão maior que as barras longitudinais. Sugere-se utilizar barras e estribos poliméricos separadamente a fim de descobrir a influência de cada elemento no ensaio acelerado de corrosão;
- Caso as vigas estejam conectadas em série no ensaio acelerado de corrosão, sugere-se a medição da corrente elétrica passante em cada uma das vigas, com o intuito de confirmar que esteja passando a mesma corrente em todo o sistema;
- Estudar o quanto a abertura de fissuras oriundas da expansão das barras de aço e do acúmulo dos produtos corrosivos influencia na resistência elétrica da viga. A resistência pode ser medida em determinados períodos de tempo com o intuito de verificar se a resistência se mantém constante ou apresenta queda.
- Ensaiar à tração os trechos extraídos das barras longitudinais das extremidades das vigas para avaliar os danos causados exclusivamente pelo processo corrosivo;
- Utilizar outros níveis de amplitude no ensaio de fadiga e, ao invés de amplitude constante, realizar o ensaio com amplitudes alternadas.
- Utilizar graus de corrosão entre 5 – 8%;
- Inverter a ordem dos processos deletérios, submeter as vigas inicialmente ao ciclos de carregamento e depois acelerar a corrosão.
- Realizar um estudo com a intenção de criar um modelo que relacione a perda da capacidade resistente com as variáveis do ensaio acelerado de corrosão e ensaio de fadiga;
- Desenvolver uma metodologia para realizar os ensaios de corrosão e fadiga simultaneamente.

REFERÊNCIAS

- AÏTCIN, P. C. **Concreto de Alto Desempenho**. São Paulo: PINI, 1. ed. ,2000.
- ALONSO, C.; ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M. e CASTRO, P. **Valores Críticos de Cloruros para Despassivar Aceros de Refuerzo Embebidos en un Mortero Estandarizado de Cemento Portland**. In: Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções, 4º, 1997, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre, UFRGS, 1997. p. 555-562.
- AL-HAMMOUD, R.; SOUDKI, K. e TOPPER, T. H. Bond analysis of corroded reinforced concrete beams under monotonic and fatigue loads. **Cement & Concrete Composites**, v. 32, p. 194-203, 2010.
- ALMUSALLAM, A. A. Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars. **Construction and Building Materials**, 2001. v. 15, n. 8, p. 361–368.
- ALMUSALLAM, A. A.; AL-GAHTANI, A. S. e AZIZ, A. R. Effect of reinforcement corrosion on bond strength. **Construction and Building Materials**, v. 10, p. 123-129, 1996.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading**. ACI 215R-74. Detroit, 1991.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Annual book of ASTM Standards. **Standard practice for preparing, cleaning, and evaluating corrosion test specimens**. ASTM G1-03. Philadelphia, 2017.
- ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Tradução de Antônio Carmona e Paulo R.L. Helene, São Paulo, PINI, 1992, 104p.
- ANDRADE, J. J. O. **Durabilidade das Estruturas de Concreto Armado: Análises das Manifestações Patológicas nas Estruturas no Estado de Pernambuco**. 148 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1997.
- APOSTOLOPOULOS, C. A. Mechanical behavior of corroded reinforcing steel bars S500s tempcore under low cycle fatigue. **Construction and Building Materials**, 2007. v. 21, n. 7, p. 1447–1456.
- APOSTOLOPOULOS, C. A.; DEMIS, S.; PAPADAKIS, V. G. Chloride-induced corrosion of steel reinforcement - Mechanical performance and pit depth analysis. **Construction and Building Materials**, v. 38, p. 139–146, 2013.
- APOSTOLOPOULOS, C. A.; DIAMANTOGIANNIS, G. e APOSTOLOPOULOS, A. C. Assessment of the Mechanical Behavior in Dual-Phase Steel B400C, B450C, and B500B in a Marine Environmet. **Journal of Materials Engineering**, 2016.

ARCILA, M. T. **Puentes**. México: Atrium Group, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575**: Edificações habitacionais — Desempenho. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 9452**: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2016.

AUYEUNG, Y., BALAGURU, P., AND CHUNG, L. **Bond Behavior of Corroded Reinforcement Bars**. ACI Materials Journal, Vol. 97, No. 2, pp. 214-220, 2000.

BARONI, H. J. M. **Simulação Da Vida Útil De Fadiga Do Concreto Em Vigas De Tabuleiro De Pontes Em Função Do Fluxo De Veículos Pesados**. 284 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

BASTIDAS-ARTEAGA, E.; S´ANCHEZ-SILVA, M.; CHATEAUNEUF, A. e SILVA, M. R. Coupled reliability model of biodeterioration, chloride ingress and cracking for reinforced concrete structures. **Structural safety**, v. 30, n. 2, p. 110–129, 2008.

BELISÁRIO, E. S. **Verificação à Fadiga em Pontes Rodoviárias de Concreto Armado no Brasil: Avaliação de Critério Normativo Simplificado**. 2015. 100 p. Diplomação (Graduação em Engenharia Civil), UFRJ, Rio de Janeiro, 2015.

BRASIL. Tribunal de Contas da União – TCU. **Acórdão nº. 2.864/2010 – Plenário**. Disponível em:

<<https://contas.tcu.gov.br/etcu/ObterDocumentoSisdoc?seAbrirDocNoBrowser=true&codArqCatalogado=4054952>> Acessado em out. 2019.

CAETANO, L. F. **Estudo do comportamento da aderência em elementos de concreto armado submetidos à corrosão e elevadas temperaturas**. 2008. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CAIXETA, E. C. **Investigação Experimental Da Fadiga Em Lajes De Pontes Com Ou Sem Pré-Lajes Investigação Experimental Da Fadiga Em Lajes De Pontes Com Ou Sem Pré-Lajes**. 2010. 190f. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

CASCUDO, O. **O controle da Corrosão de Armaduras de Concreto**. Inspeções e técnicas eletroquímicas. 1. ed. São Paulo: PINI; Goiânia: UFG, 1997.

CERVO, T. C. **Estudo da resistência à fadiga de Concretos de Cimento Portland para Pavimentação**. 2004. 242 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), EPUSP/USP, São Paulo, 2004.

CHEN, E.; LEUNG, C.K.Y. Finite element modeling of concrete cover cracking due to non-uniform steel corrosion, **Eng. Fract. Mech.** 134 (2015) 61–78.

CHEN, S.; ZHENG, M; E WAND, B. Study of high-performance concrete subjected to coupled action from sodium sulfate solution and alternating stresses. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Sci. Ed., v. 21, p. 148-153, 2009.

CNT. BOLETIM ESTATÍSTICO - CNT. 2018. n. 5. Disponível em: <<http://cms.cnt.org.br/Imagens%20CNT/BOLETIM%20ESTAT%20C3%8DSTICO/BOLETIM%20ESTAT%20C3%8DSTICO%202018/Boletim%20Estat%20CC%81stico%20-%202018.pdf>>.

COCA, F. O.; TELLO, M. L.; GAONA-TIBURCIO; C., ROMERO, J. A. e MARTÍNEZ-VILLAFANE, A. Corrosion Fatigue of Road Bridges: a review. **International Journal of Electrochemical Science**, v. 6, p. 3438-3451, 2011.

CHASE, C. **A Look At Bridges: A Study of Types, Histories, and Marriage of Engineering and Architecture**. Architectural Studies Integrative Projects. Paper 73. 2015.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON., **Fatigue Design Conceptions**, Plenary Session, Session 4, Fatigue, Treviso, Comité Euro-international du Béton, 1987.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **CEB 238**: new approach to durability design: an example for carbonation induced corrosion. Bulletin d'Information, Suecis, n. 238, may 1997, 138p.

DAER. **RELATÓRIO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS**. 2018. Disponível em: <<https://www.daer.rs.gov.br/upload/arquivos/201806/12174105-oe-rs-052018.xls>>.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **BASE DE DADOS: OBRAS DE ARTE ESPECIAIS**. 2017. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/planejamento-e-pesquisa/planejamento/BASE_DE_DADOS_OAE_COPLAN_CGPLAN_2017_01.xlsx/view>.

_____. **Norma 010/2004-PRO Inspeções em Pontes e Viadutos de Concreto Armado e Protendido Procedimento**, Rio de Janeiro, 2004.

_____. **Pontes e viadutos das rodovias federais estão em boas condições**, 2015. Disponível em : <<http://www.dnit.gov.br/noticias/pontes-e-viadutos-das-rodovias-federais-estao-em-boas-condicoes>>.

FANG, C. Q.; LUNDGREN, K.; CHEN, L. G. e ZHU, C. Y. Corrosion influence on bond in reinforced concrete. . **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 11, p. 2159–2167, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Bond of reinforcement in concrete. *Bulletin* n. 10, 2000.

FÉLIX, M. J. L. G. **Comportamentos e Interações do Design**. 2006. 125f. Dissertação (Mestrado em Design Industrial). Escola Superior de Artes e Design de Matosinhos, Porto, 2006.

FERNANDES, R. M.; EI DEBS, A.I. H.C. **A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto**. 2000. 172 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), UFSCAR/USP, São Carlos, 2000.

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**. 1994. 423 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.

FU, C.; JIN, N.; YE, H.; JIN, X. e DAI, W. Corrosion characteristics of a 4-year naturally corroded reinforced concrete beam with load-induced transverse cracks. **Corrosion Science**, v. 117, p. 11-23, 2017.

GAO, Y.; ZHENG, Y.; ZHANG, J.; XU, S.; ZHOU, X. e ZHANG, Y. Time-dependent corrosion process and non-uniform corrosion of reinforcement in RC flexural members in a tidal environment. **Construction and Building Materials**, v. 213, p. 79-90, 2019.

GARCEZ, M. R. **Alternativas para Melhoria no Desempenho de Estruturas de Concreto Armado Reforçadas pela Colagem de Polímeros Reforçados com Fibras**. 267 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

GENTIL, V. **Corrosão**. 3 ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996.

GOTTEMOELLER, F. **Bridgescape The Art of Designing Bridges**. Nova York: John Wiley & Sons, Inc., 1998.

GRAEFF, A. G. **Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado**. 2007. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

GURNEY, T. R. **Fatigue design rules for welded steel joints**. The Welding Institute Research Building Bulletin, n. 17, p.115-124. Cambridge, Mai., 1976.

HÁJKOVÁ, K.; SMILAUER, V.; JENDELE, L. e CERVENKA, J. Prediction of reinforcement corrosion due to chloride ingress and its effects on serviceability. **Engineering Structures**, v. 174, p. 768-777, 2018.

- HELENE, P. R. L. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. 1993. 223 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- HUSSAIN, S. E.; AL-MUSALLAM, A. e AL-GAHTANI, A. S. Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 7, p. 1543–1555, 1995.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). General Principles on the Design of Structures for Durability. **ISO 13823**. Geneva: ISO/TC, 2008.
- JIN, M.; XU, J.X.; JIANG, L.H.; GAO, G.F.; CHU, H.Q.; XIONG, C.S.; GAO, H.L.; JIANG, P. Electrochemical characterization of a solid embeddable Ag/AgCl reference electrode for corrosion monitoring in reinforced concrete, **Electrochemical**, 82 (2014) 1040–1046.
- KEARSLEY, E. P. e JOYCE, A. Effect of corrosion products on bond strength and flexural behavior of reinforced concrete slabs. **South African Institution of Civil Engineering**, v. 56, p. 21-29, 2014.
- KROPP, J.; HILSDORF, H. K. **Performance Criteria for Concrete Durability**. Londres: E & FN Spon, 1995. Capítulo 6, p. 138-164.
- LI, H.; LI, B.; JIN, R.; LO, S. e YU, J. Effects of sustained loading and corrosion on the performance of reinforced concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 169, p. 179-187, 2018.
- LIN, H.; ZHAO, Y.; OZBOLT, J. e HANS-WOLF, R. The bond behavior between concrete and corroded steel bar under repeated loading. **Engineering Structures**, v. 140, p. 390-405, 2017.
- LU, L.; TANG, W.; LI, S. e TANG, M. Effects of simultaneous fatigue loading and corrosion on the behavior of reinforced beams. **Construction and Building Materials**, v. 181, p. 85-93, 2018.
- LU, Z.; OU, Y.; ZHAO, Y. e LI, C. Investigation of corrosion of steel stirrups in reinforced concrete structures. **Construction and Building Materials**, v. 127, p. 293-305, 2016.
- MA, Y.; GUO, Z.; WANG, L. e ZHANG, J. Experimental investigation of corrosion effect on bond behavior between reinforcing bar and concrete. **Construction and Building Materials**, v. 152, p. 240-249, 2017.
- MADANAT, S.; IBRAHIM, W. H. W. Poisson regression models of infrastructure transition probabilities. **Journal of Transportation Engineering**, v. 121, n. 3, p. 267–272, 1995.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2014.

MENDES, P. T. C. **Contribuição para um Modelo de Gestão de Ponte de Concreto aplicada à Rede de Rodovias Brasileiras**. São Paulo: EPUSP, 2009. Tese Doutorado.

MENEGHETTI, L. C. **Análise do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF de vidro, carbono e aramida**. 2007. 277f. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

MOSCOSO, Y. F. M. **Modelos de degradação para aplicação em sistemas de gerenciamento de obras de arte especiais – OAES**. 2017. 185 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2017.

NEVILLE, A. **Propriedades do Concreto**. 5. ed. London: Pearson Education, 2011.

OYADO, M.; HASEGAWA, M. e SATO, T. **Characteristics of fatigue and evaluation of RC beam damaged by accelerated corrosion**. Quarterly Report of RTRI, v. 44, n. 2, p. 72–77, 2003.

PERNETA, H. M. B. **Pontes Metálicas em Ambiente Marítimo – Metodologias de Avaliação**. 108 p. Dissertação (Mestre em Engenharia). Universidade de Madeira, Funchal, 2010.

PETRUCCI, E. G. R. **Concreto de Cimento Portland**. São Paulo: Globo, 13ª ed., 1998. 307p.

PINHO, F. O. e BELLEI, I. H. **Pontes e viadutos em vigas mistas. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia, Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA)**. p. 138, 2007. (Manual de construção em aço).

RIBEIRO, A. M.; CARVALHO, C. B. C.; BAZZO, G. C. e SILVA, R. V. B. **Relatório de Gestão Temático**. Diretoria de Planejamento e Pesquisa - DPP. Brasília, DF. 2013.

ROSSIGALI, C. E. **Atualização do Modelo de Cargas Móveis para Pontes Rodoviárias de Pequenos Vãos no Brasil**. 2013. 278 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2013.

SCHIJVE, J. Fatigue of structures and materials. **Fatigue of Structures and Materials**, 2003. v. 25, n. September 2002, p. 1–622

SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do concreto à ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e adição de microssílica**. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

SITTER, W.R DE. **Durability of Concrete Structures**. Department of Structural Engineering Technical University of Denmark. Copenhagen: CEB- Rilem International Workshop. Editor: Steen Rostam. 1983.

STEIN, K. J. **Avaliação experimental dos efeitos combinados de corrosão e fadiga em vigas de concreto armado**. 2016. 80 p. Trabalho de conclusão de curso – Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

SUN, J.; HUANG, Q. e REN, Y. Performance deterioration of corroded RC beams and reinforcing bars under repeated loading. **Construction and Building Materials**, v. 96, p. 404-415, 2015.

TORRES, A.S. **Avaliação da sensibilidade do CAIM – corrosão acelerada por imersão modificada – frente ao processo de corrosão de armaduras de concreto armado**. 2006. 159 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Swedish Cement and Concrete Research, Fo n° 504, p. 469, 1982.

VIDAL, T.; CASTEL, A. E FRANÇOIS, R. Corrosion process and structural performance of a 17-year-old reinforced concrete beam stored in chloride environment. **Cement and Concrete Research**, v. 37, p. 1551-1561, 2007.

VITÓRIO, J. A. P., 2002, **Pontes Rodoviárias – Fundamentos, Conservação e Gestão**, Livro editado pelo Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia, Recife, Pernambuco, Brasil.

VITÓRIO, J. A. e BARROS, R. **Análise dos danos estruturais e das condições de estabilidade de 100 pontes rodoviárias no Brasil**. 3º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. Associação Portuguesa para a Segurança e Conservação de Pontes. p. 62–70. 2013.

WANG, L.; LI, C. e YI, J. An experiment study on behavior of corrosion RC beams with different concrete strength. **Journal of Coastal Research**, v. 73, p. 259 – 264, 2015.

WANG, L.; YU, A. e LIU, B. Behavior of different corrosion ratio RC beams under fatigue and monotonic loads. **Trans Tech Publications**, 10.4028/www.scientific.net/AMR.163-167.3074, 2011.

WANG, X.; BASTIDAS-ARTEAGA, E. e GOA, Y. Probabilistic analysis of chloride penetration in reinforced concrete subjected to pre-exposure static and fatigue loading and wetting-drying cycles. **Engineering Failure Analysis**, v. 84, p. 205 – 219, 2018.

YE, H.; FU, C., JIN, N. e JIN, X. Performance of reinforced concrete beams under sustained service loads: A comparative study of two accelerated corrosion techniques. **Construction and Building Materials**, v. 162, p. 286-297, 2017.

YI, W.-J.; KUNNATH, S.K.; SUN, X.-D.; SHI C.-J. e TANG, F.-J. Fatigue behavior of reinforced concrete beams with corroded steel reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 107, n. 5, p. 526, 2010.

- YIN, C. e YU, F. Study on fatigue performance of concrete highway bridge under corrosive environment. **Chemical Engineering Transactions**, v. 55, p. 373-378, 2016.
- YUAN, H.; WEIJIAN, Y. e CHAO, H. Corroded reinforced concrete beams under low-speed and low-cycle fatigue loads. **Construction and Building Materials**, v. 186, p. 644-651, 2018.
- YUAN, Y.; JI, Y. e JIANG, J. Effect of corrosion layer of steel bar in concrete on time-variant corrosion rate. **Materials and Structures**, v. 42, p. 1443-1450, 2009.
- ZHAO, P.; XU, G.; WANG, Q e TANG, G. Influence of sustained load on corrosion characteristics of reinforced concrete beams under galvanostatic accelerated corrosion. **Construction and Building Materials**, v. 215, p. 30-42, 2019.
- ZHANG, W.; SONG, X.; GU, X e LI, S. Tensile and fatigue behavior of corroded rebars. **Construction and Building Materials**, v. 34, p. 409-417, 2012.
- ZHANG, W.; YE, Z.; GU, X.; LIU, X. e LI, S. Assessment of fatigue life for corroded reinforced concrete beams under uniaxial bending. **Journal of Structural Engineering**, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001778, 2017.
- ZHANG, W.; ZHANG, H., GU, X.; e LIU, W. Structural behavior of corroded reinforced concrete beams under sustained loading. **Construction and Building Materials**, v. 174, p. 675-683, 2018.
- ZHU, W.; FRANÇOIS, R. e LIU, Y. Propagation of corrosion and corrosion patterns of bars embedded in RC beams stored in chloride environment for various periods. **Construction and Building Materials**, v. 145, p. 147-156, 2017.