

**UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL**  
**ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS**

**LEONARDO ROSA DE OLIVEIRA**

**MODELAGEM NUMÉRICA DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO COM  
VARIAÇÕES NAS PROPRIEDADES ESTRUTURAIS DEVIDO À CORROSÃO DA  
ARMADURA**

**CAXIAS DO SUL**

**2022**

**LEONARDO ROSA DE OLIVEIRA**

**MODELAGEM NUMÉRICA DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO COM  
VARIAÇÕES NAS PROPRIEDADES ESTRUTURAIS DEVIDO À CORROSÃO DA  
ARMADURA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da Silva

**CAXIAS DO SUL**

**2022**

**LEONARDO ROSA DE OLIVEIRA**

**MODELAGEM NUMÉRICA DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO COM  
VARIAÇÕES NAS PROPRIEDADES ESTRUTURAIS DEVIDO À CORROSÃO DA  
ARMADURA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

**Aprovado em: 06/12/2022**

**Banca Examinadora**

---

Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da Silva  
Universidade de Caxias do Sul – UCS

---

Prof. Esp. Maurício Monteiro Almeron  
Universidade de Caxias do Sul – UCS

---

Prof. Me. Luciano Zatti  
Universidade de Caxias do Sul – UCS

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a minha irmã gêmea Eduarda, por sempre estar ao meu lado me apoiando independentemente da situação e do quanto esforço fosse necessário ser feito. Eres uma pessoa incrível, talentosa, bondosa e todos ao seu redor têm a sorte de ter você em suas vidas. Tenho certeza que nossas vidas nunca deixarão de serem trilhadas lado a lado ao longo de todos os anos que temos pela frente.

Aos meus pais, Mariângela e Selmo, agradeço todo o carinho, amor e esforço realizado e dado ao longo desses 22 anos. Sei que vocês se dedicaram ao máximo para que eu pudesse atingir a melhor versão de mim mesmo e fosse o mais feliz e realizado quanto possível.

Agradeço aos meus amigos que, de forma direta ou indireta, me ajudaram a deixar este processo mais fácil e me deram momentos calmos e felizes em meio a um período estressante e cheio de dúvidas para mim. Espero levar todos vocês para toda vida.

Por fim, agradeço a todos os professores da Universidade de Caxias do Sul, em especial ao meu orientador Gustavo, por todo suporte, ajuda e conselhos ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Sem vocês o caminho percorrido até aqui teria sido muito mais difícil.

## RESUMO

Este trabalho possuiu como finalidade a modelagem numérica baseada no método dos elementos finitos realizada no *software* ANSYS e análise de vigas de concreto armado com prejuízo em suas propriedades estruturais, devido à propagação de corrosão eletroquímica nas barras constituintes da armadura, com percentual de 0, 2, 5, 10 e 20% de perda de massa. Como dados de entrada, foram levados em consideração os valores encontrados por Graeff (2007) em sua análise experimental e modelagem numérica sobre vigas de concreto armado, como redução da área de seção transversal e redução da resistência à tração da estrutura, contidos em sua dissertação de mestrado apresentada para o Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). O desenvolvimento desta modelagem numérica se deu por meio de duas partes distintas, sendo primeiramente modelada a viga utilizada por Graeff (2007) em sua pesquisa, para ser empregada como forma de validação do trabalho realizado, seguida de análise de uma segunda viga de concreto armado, dimensionada exclusivamente para esta pesquisa. Os resultados da análise indicam uma boa correlação entre os valores obtidos na modelagem numérica com aqueles expostos por Graeff (2007) em sua análise experimental, fato que corrobora para a sustentação deste trabalho. Em suma, os resultados mostram que as vigas com 2, 5 e 10% de corrosão não apresentam perdas significativas em suas propriedades estruturais, porém para a viga com 20% de perda de massa os danos já são extensos, causando variações significativas nas propriedades da viga. Para fins de segurança, é recomendado que haja manutenções nas estruturas com mais 10% de corrosão, visando interromper o processo corrosivo.

**Palavras-chave:** método dos elementos finitos; modelagem numérica; vigas; corrosão; propriedades estruturais.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Delineamento de pesquisa.....	16
Figura 2 – Representação esquemática do modelo de Tuutti (1982).....	20
Figura 3 – Velocidade de corrosão em relação ao oxigênio dissolvido.....	22
Figura 4 – Representação esquemática do processo de corrosão eletroquímica.....	23
Figura 5 – Volume relativo dos compostos resultantes da corrosão da armadura.....	24
Figura 6 – Corrosão por íons cloreto (localizada).....	24
Figura 7 – Corrosão por carbonatação (uniforme).....	25
Figura 8 – Representação do avanço da frente de carbonatação.....	27
Figura 9 – Representação do mecanismo de ruptura por absorção.....	28
Figura 10 – Representação da formação do pite.....	30
Figura 11 – Comparação dos resultados numéricos e experimentais.....	31
Figura 12 – Comparação dos resultados para grau de corrosão de 2%.....	32
Figura 13 – Comparação dos resultados para grau de corrosão de 5%.....	32
Figura 14 – Comparação dos resultados para grau de corrosão de 10%.....	33
Figura 15 – Comparação dos resultados para grau de corrosão de 20%.....	33
Figura 16 – Comparação dos resultados para carga de ruptura.....	34
Figura 17 – Processos de cálculo para determinação da vida útil.....	35
Figura 18 – Geometria da viga de concreto armada utilizada por Felix (2018).....	35
Figura 19 – Deformação da viga de concreto armado.....	36
Figura 20 – Tensões longitudinais na viga de concreto armado.....	36
Figura 21 – Geometria da viga de concreto armado utilizada por Felix (2018).....	37
Figura 22 – Profundidade de carbonatação do concreto.....	37
Figura 23 – Progresso da degradação das armaduras.....	38
Figura 24 – Abertura de fissuras no concreto.....	38

Figura 25 – Deslocamento vertical da viga.....	38
Figura 26 – Geometria da viga dimensionada por Albuquerque, Rodrigues e Silva..	39
Figura 27 – Comparação dos resultados com relação força x flecha.....	40
Figura 28 – Comparação dos resultados de fissuração.....	41
Figura 29 – Tensões (a) e deformações (b) da armadura, para força máxima.....	42
Figura 30 – Tensões (a) para força máxima e (b) para última carga analisada.....	42
Figura 31 – Detalhamento da viga usada por Felix et al. (2019).....	43
Figura 32 – Resultados sobre a profundidade de carbonatação.....	44
Figura 33 – Resultados sobre a probabilidade de falha.....	45
Figura 34 – Elemento <i>SOLID186</i> .....	48
Figura 35 – Elemento <i>REINF264</i> aplicado no <i>SOLID186</i> .....	49
Figura 36 – Lei de endurecimento para o modelo Linear.....	50
Figura 37 – Lei de amolecimento para o modelo Linear.....	51
Figura 38 – Detalhamento da viga utilizada por Graeff (2007).....	52
Figura 39 – Detalhamento da viga dimensionada para segunda análise.....	52
Figura 40 – Detalhamento da malha da viga de Graeff (2007).....	55
Figura 41 – Discretização da armadura da viga de Graeff (2007).....	55
Figura 42 – Gráfico carga x deslocamento para a viga de Graeff (2007) sem alterações.....	56
Figura 43 – Gráfico carga x deslocamento para a viga de Graeff (2007) com corrosão.....	57
Figura 44 – Comportamento para a viga sem corrosão para ambas modelagens....	58
Figura 45 – Comportamento para a viga com 2% de corrosão para ambas modelagens.....	58
Figura 46 – Comportamento para a viga com 5% de corrosão para ambas modelagens.....	59
Figura 47 – Comportamento para a viga com 10% de corrosão para ambas modelagens.....	59

Figura 48 – Comportamento para a viga com 20% de corrosão para ambas modelagens.....	60
Figura 49 – Gráfico comparativo dos resultados para carga de ruptura.....	60
Figura 50 – Detalhamento da malha da viga dimensionada.....	61
Figura 51 – Discretização da armadura da viga dimensionada.....	61
Figura 52 – Gráfico carga x deslocamento para a viga sem alterações.....	62
Figura 53 – Gráfico carga x deslocamento para a viga com corrosão.....	63
Figura 54 – Tensões no aço para a viga sem corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura.....	64
Figura 55 – Tensões no aço para a viga com 2% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura.....	65
Figura 56 – Tensões no aço para a viga com 5% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura.....	66
Figura 57 – Tensões no aço para a viga com 10% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura.....	67
Figura 58 – Tensões no aço para a viga com 20% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura.....	68
Figura 59 – Tensões no concreto para a viga sem corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura.....	69
Figura 60 – Tensões no concreto para a viga com 2% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura.....	70
Figura 61 – Tensões no concreto para a viga com 5% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura.....	71
Figura 62 – Tensões no concreto para a viga com 10% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura.....	72
Figura 63 – Tensões no concreto para a viga com 20% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura.....	73
Quadro 1 – Principais fatores responsáveis pelas causas intrínsecas.....	18
Quadro 2 – Principais fatores responsáveis pelas causas extrínsecas.....	18

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Alterações das propriedades estruturais no modelo.....	32
Tabela 2 – Propriedades da armadura.....	40
Tabela 3 – Características do concreto e ambiente.....	43
Tabela 4 – Coeficientes do modelo para o concreto e ambiente.....	43
Tabela 5 – Coeficientes do modelo para condições de exposição.....	44
Tabela 6 – Variações das propriedades dos elementos.....	53
Tabela 7 – Parâmetros para o modelo Linear.....	53

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>11</b>
1.1	TEMA E JUSTIFICATIVA.....	11
1.2	PROPOSTA DE PESQUISA.....	13
1.3	QUESTÃO DE PESQUISA.....	13
1.4	HIPÓTESES.....	13
1.5	OBJETIVOS.....	14
<b>1.5.1</b>	<b>Objetivo geral.....</b>	<b>14</b>
<b>1.5.2</b>	<b>Objetivos específicos.....</b>	<b>14</b>
1.6	PRESSUPOSTOS.....	14
1.7	DELIMITAÇÕES.....	14
1.8	LIMITAÇÕES.....	15
1.9	DELINEAMENTO.....	15
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....</b>	<b>17</b>
2.1	VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	17
2.2	CORROSÃO DA ARMADURA.....	19
<b>2.2.1</b>	<b>Fases do processo de corrosão das armaduras.....</b>	<b>20</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Corrosão eletroquímica.....</b>	<b>21</b>
2.2.2.1	Corrosão por carbonatação.....	25
2.2.2.2	Corrosão por cloretos.....	27
2.3	MODELAGENS NUMÉRICAS.....	30
<b>2.3.1</b>	<b>Avaliação experimental e modelagem de Graeff (2007).....</b>	<b>30</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Modelagem da deformação do concreto armado por Felix (2018).....</b>	<b>34</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Modelagem do comportamento estrutural de vigas de concreto armado por Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018).....</b>	<b>39</b>

2.3.4	Análise da vida útil de serviço de estruturas de concreto armado por Felix et al. (2019).....	42
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA.....</b>	<b>47</b>
3.1	TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NO MODELO.....	47
3.1.1	Vigas de concreto – <i>solid186</i> .....	47
3.1.2	Armadura – <i>reinf264</i> .....	48
3.2	MODELO CONSTITUTIVO <i>DP-CONCRETE</i> .....	49
3.3	VIGAS ANALISADAS.....	51
3.4	DADOS DE ENTRADA PARA O MODELO.....	52
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>54</b>
4.1	MODELAGEM NUMÉRICA.....	54
4.1.1	Viga de concreto armado de Graeff (2007).....	54
4.1.2	Viga de concreto armado dimensionada para o trabalho.....	60
4.1.2.1	Carga de ruptura.....	62
4.1.2.2	Tensões nas armaduras.....	64
4.1.2.3	Tensões no concreto.....	69
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>74</b>
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	75
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>76</b>
	<b>ANEXO A – EXEMPLO DE <i>SCRIPT</i>.....</b>	<b>79</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Neste tópico será exposta uma explicação introdutória sobre o assunto tratado neste trabalho, aprofundando-se no tema, nas perguntas de pesquisa e nos objetivos que se buscam alcançar ao longo do desenvolvimento do relatório. Ao decorrer dos tópicos, os assuntos relevantes serão tratados de forma minuciosa, como, por exemplo, na fundamentação teórica.

### 1.1 TEMA E JUSTIFICATIVA

Devido ao crescimento populacional e ao gradativo processo de urbanização, tornou-se necessário a construção de edificações que pudessem comportar um número maior de pessoas, em um espaço horizontal cada vez mais restrito, em grandes centros urbanos. Para que isso fosse possível, o planejamento urbano das cidades teve que ser alterado pelos profissionais da construção civil, que atualmente possuem a função de projetar edificações cada vez mais altas, processo o qual é conhecido como verticalização urbana.

Por possuir propriedades estruturais elevadas, tais como grande resistência mecânica e alta durabilidade, associado ao baixo custo de sua matéria prima, o concreto se tornou o material mais utilizado para a construção moderna. De acordo com Pedroso (2009), estima-se que são consumidas 11 bilhões de toneladas de concreto por ano, valor inferior apenas ao consumo de água do planeta.

Como é amplamente conhecido pelos profissionais da área, o concreto possui grande capacidade de resistência a esforços de compressão, porém, sua resistência à tração não é elevada. Quando submetido à valores de tração altos, o concreto tende a criar fissuras, podendo levar a estrutura à ruína. Segundo Neville (2016), a pasta de cimento hidratada apresenta diversas imperfeições, como poros, vazios e microfissuras. Embora não se saiba ao certo qual destas discontinuidades afetam diretamente a resistência do concreto, Neville (2016) acredita que a ruptura do concreto está, possivelmente, ligada à coesão interna da pasta e a aderência entre o agregado e a pasta.

Como resposta à procura de uma solução para a resistência à tração limitada do concreto, o concreto armado surgiu unindo o concreto e o aço, material que apresenta resistência satisfatória à tração. De acordo com definição de Clímaco

(2016, pg. 17), o concreto armado é um “material estrutural composto pela associação do concreto e barras de aço nele inseridas, de modo a constituir um sólido único do ponto de vista mecânico, quando submetido a ações externas.”

Mesmo que apresente propriedades estruturais distintas de outros materiais, o concreto armado não está protegido de apresentar manifestações patológicas devido a erros de projeto e execução ou ataques do ambiente que está inserido. Weimer, Thomas e Dresch (2018) afirmam que há uma grande variedade de agentes que podem atacar o concreto armado, sendo que alguns desses atingem apenas o concreto, outros restringem-se à armadura, e outros podem deteriorar ambos. Ainda segundo Weimer, Thomas e Dresch (2018), a classificação dos agentes pode ser feita em agentes mecânicos, físicos, químicos e biológicos, podendo ser divididos ainda em agentes intrínsecos e extrínsecos.

As manifestações patológicas que mais afetam as estruturas de concreto armado segundo Weimer, Thomas e Dresch (2018) são: fissuras no concreto, aparecimento de manchas na superfície do concreto, corrosão das armaduras, desagregação, deslocamento do concreto e o desgaste do material. Neste trabalho se dará atenção prioritária à manifestação patológica relacionada à corrosão de armadura nas estruturas de concreto armado.

De acordo com pesquisa realizada pela entidade International Zinc Association (IZA), em parceria com a Universidade de São Paulo (USP), o impacto econômico devido à corrosão do aço no Brasil, utilizado nas mais diversas obras de engenharia, no ano de 2015, é de R\$236 bilhões de reais, valor que corresponde a aproximadamente 4% do PIB brasileiro do mesmo ano. Vale ressaltar que este valor é gerado com base em custos diretos, como a substituição da armadura corroída, e indiretos, como a paralisação de obras inteiras devido à corrosão das estruturas. Devido às consequências que a corrosão da armadura causa nas edificações modernas e o alto custo para recuperar as estruturas após o início da corrosão, o presente trabalho será destinado a realização de modelagem numérica de elementos de concreto armado com variações nas propriedades mecânicas devido à corrosão da armadura, conforme o grau de corrosão aumenta.

## 1.2 PROPOSTA DE PESQUISA

Sales et al. (2020) define que a durabilidade de uma estrutura depende de determinados parâmetros básicos, como: nível de agressividade ambiental, critérios pré-estabelecidos de desempenho esperado, características da obra e do tempo, ou seja, da vida útil estabelecida para a estrutura. Muitas são as definições existentes para o conceito de vida útil das estruturas, porém, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, vida útil de projeto é o período de tempo em que as propriedades das estruturas de concreto se mantêm aceitáveis, sem sofrer intervenções consideráveis, atendendo os requisitos de uso e manutenção pré-estabelecidos pelo projetista, assim como de execução de reparos, oriundos de danos acidentais.

A corrosão da armadura é uma manifestação patológica que, se não controlada na fase de iniciação, pode reduzir de forma significativa o tempo de vida útil de projeto, levando a estrutura ao colapso, em casos mais graves. Por isso, estudos relacionados a fase de propagação da corrosão, etapa subsequente à despassivação da armadura, são essenciais para que se entenda o comportamento das estruturas corroídas.

Vale ressaltar que parte deste trabalho é fundamentada na análise experimental e modelagem realizada por Graeff (2007), contidas em sua dissertação de mestrado apresentada para o Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

## 1.3 QUESTÃO DE PESQUISA

O presente trabalho foi desenvolvido com o intuito de encontrar a resposta para a seguinte pergunta: após o início da fase de propagação da corrosão, a estrutura de concreto armado torna-se gradativamente mais suscetível à ruptura, devido à perda de suas propriedades mecânicas, conforme o grau de corrosão das barras de aço integrantes da armadura aumenta?

## 1.4 HIPÓTESES

As vigas de concreto armado tendem a sofrerem uma perda de suas propriedades mecânicas, devido ao aumento do processo corrosivo das barras de aço da armadura, sendo necessário uma carga com intensidade cada vez menor para que ocorra a ruptura da estrutura, se tornando gradativamente mais suscetíveis a isso, com o aumento da corrosão.

## 1.5 OBJETIVOS

### 1.5.1 Objetivo geral

Desenvolver um modelo baseado no método dos elementos finitos que identifique como a estrutura de concreto armado se comporta em relação à resistência devido à corrosão da armadura de 0, 2, 5, 10 e 20% de perda de massa.

### 1.5.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

a) dimensionar uma viga padrão de concreto armado, cujas dimensões permanecerão fixas durante todas as etapas de modelagem, sofrendo alterações apenas no grau de corrosão da armadura.

b) identificar as principais formas que a corrosão da armadura acarreta na perda de resistência do concreto armado.

## 1.6 PRESSUPOSTOS

As seções transversais das barras de aço diminuem devido ao processo corrosivo, o que pode acarretar em um ponto suscetível à ruptura, quando expostas a esforços externos. Além disso, o material resultante da corrosão das barras pode colaborar para o surgimento de microfissuras no concreto.

Com a existência de corrosão nas armaduras, ocorre uma diminuição da resistência à tração do concreto, visto que as barras de aço corroídas perdem parte de suas características, como supracitado. A deformação das estruturas de concreto armado é proporcional ao aumento da corrosão, ou seja, conforme a corrosão da armadura progride, e a resistência do concreto armado diminui, a deformação se intensifica.

## 1.7 DELIMITAÇÕES

Devido ao tempo destinado à realização desta pesquisa, a análise foi restrita aos graus de corrosão de 0, 2, 5, 10 e 20% de perda de massa, de acordo com o experimento inicial de Graeff (2007).

A modelagem foi realizada, exclusivamente, para vigas de concreto armado, devido ao tempo de produção do trabalho e visando, assim, resultados mais precisos

na análise da estrutura em questão. O *software* utilizado para o desenvolvimento do modelo foi exclusivamente o ANSYS, desenvolvedor de programas de simulação para a engenharia, por meio do método dos elementos finitos.

## 1.8 LIMITAÇÕES

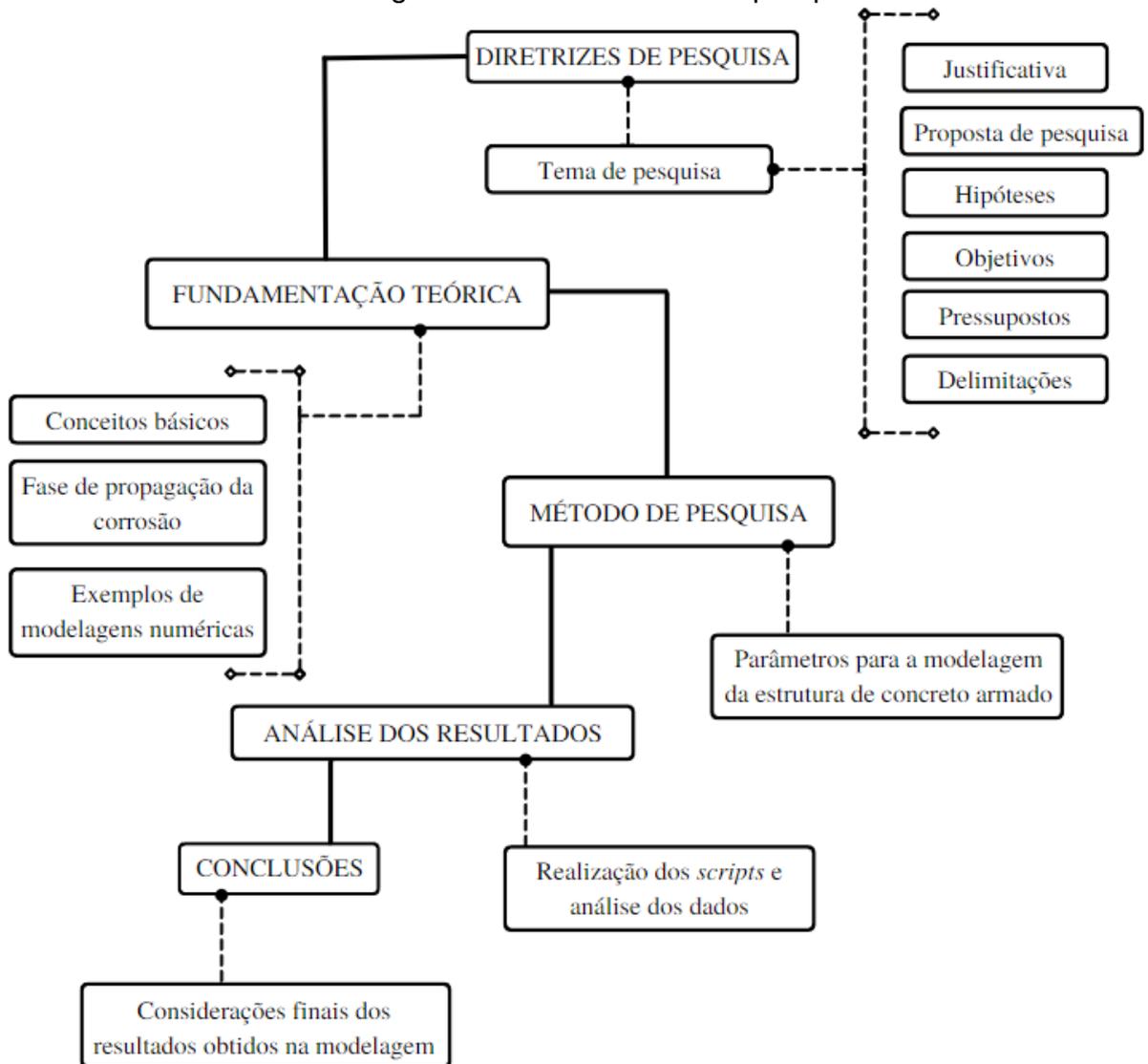
Não foi implementado no *script* um modelo para consideração da redução da resistência de aderência entre as barras de aço da armadura e o concreto utilizada por Graeff (2007) em sua análise. Vale ressaltar que esse parâmetro só foi utilizado por Graeff (2007) para a modelagem das barras com 10 e 20% de corrosão das armaduras.

## 1.9 DELINEAMENTO

O presente trabalho foi segmentado em cinco partes principais, conforme indicado na Figura 1, sendo elas: diretrizes de pesquisa, fundamentação teórica, método de pesquisa, análise dos resultados e conclusões. A etapa de diretrizes de pesquisa foi destinada à introdução geral do tema tratado e organização das etapas subsequentes. A fundamentação teórica possui o objetivo de esclarecer os conceitos básicos referentes à pesquisa, tornando, assim, compreensível o conteúdo abordado nas próximas etapas. O método de pesquisa demonstra de qual forma o trabalho foi desenvolvido, dando ênfase na modelagem da estrutura de concreto armado, com os diferentes graus de corrosão da armadura.

A análise dos resultados foi destinada ao estudo dos dados de saída obtidos na modelagem numérica realizada, a fim de entender as mudanças nas propriedades mecânicas das vigas de concreto armado modeladas, devido à corrosão das barras de aço das armaduras da estrutura. Por fim, as conclusões expõem as considerações finais acerca da pesquisa realizada, levando em consideração os resultados definitivos e a análise final do trabalho.

Figura 1 – Delineamento de pesquisa



Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste tópico serão explicados os assuntos relevantes para a elaboração do trabalho, por meio do exposto por autores já conhecidos em suas áreas de atuação. Se dará atenção prioritária aos temas relacionados à corrosão das armaduras e modelagem numérica de estruturas, sendo comentados outros assuntos somente quando necessário para a compreensão geral do conteúdo.

### 2.1 VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Como já mencionado na parte introdutória, o foco de pesquisa deste trabalho está relacionado apenas à viga de concreto armado, para que seja possível realizar uma modelagem numérica mais precisa desse tipo de estrutura. Além disso, o estudo da perda de resistência das vigas de concreto armado, assim como a causa que resultou nesse problema, é de grande importância, visto que, por serem estruturas secundárias nas edificações, as vigas proporcionam resistência localizada para as diversas partes da construção (FUSCO, 1976).

Muitos estudos foram realizados em busca de maior entendimento acerca das condições que levam as estruturas de concreto armado a apresentarem as manifestações patológicas já conhecidas por todos os profissionais da construção civil, como: fissuras, trincas, deslocamento do concreto, infiltração, aparecimento de manchas na superfície do material, entre outras. Porém, não é de interesse deste trabalho descrever o processo de todas as manifestações patológicas que atingem as vigas de concreto armado, visto que a principal manifestação patológica analisada será a corrosão das armaduras e seu efeito nas propriedades estruturais da viga. Entretanto, para fins de esclarecimento, será inserida uma pequena introdução sobre a causa das manifestações patológicas que afetam as vigas de concreto armado, assim como as demais estruturas.

De acordo com Souza e Ripper (1998), as manifestações patológicas que afetam as estruturas de concreto armado podem ser originadas por meio de duas razões: causas intrínsecas e extrínsecas. As causas intrínsecas são aquelas inerentes à própria estrutura, tendo origem nos materiais utilizados na obra ou em peças estruturais; já as causas extrínsecas correspondem aquelas que independem da estrutura, sendo resultantes apenas de fatores que atacam a construção na fase de concepção e no decorrer de sua vida útil.

Souza e Ripper (1998) afirmam que ambas as causas podem ser resultantes de outros diversos fatores, como: falhas humanas durante o projeto/construção, falhas humanas durante a utilização e causas químicas, físicas e biológicas. O Quadro 1 expõe os principais erros que compõem as causas intrínsecas, enquanto o Quadro 2 apresenta os erros responsáveis pelas causas extrínsecas.

Quadro 1 – Principais fatores responsáveis pelas causas intrínsecas

<b>CAUSAS INTRÍNSECAS</b>	<b>FALHAS HUMANAS DURANTE A CONSTRUÇÃO</b>	DEFICIÊNCIAS DE CONCRETAGEM	Transporte
			Lançamento
			Juntas de concretagem
			Adensamento
			Cura
		INADEQUAÇÃO DE ESCORAMENTOS E FÔRMAS	
		Insuficiência de armaduras	
		Mau posicionamento das armaduras	
		Cobrimento de concreto insuficiente	
		Dobramento inadequado das barras	
		Deficiência nas ancoragens	
		Deficiência nas emendas	
		fck inferior ao especificado	
	Aço diferente do especificado		
	Solo com características diferentes		
	Utilização de agregados reativos		
	INEXISTÊNCIA DE CONTROLE DE QUALIDADE		
	<b>CAUSAS NATURAIS</b>	<b>FALHAS HUMANAS DURANTE A UTILIZAÇÃO (AUSÊNCIA DE MANUTENÇÃO)</b>	
		CAUSAS PRÓPRIA À ESTRUTURA POROSA DO CONCRETO	
Expansibilidade de certos constituintes do cimento			
Presença de cloretos			
Presença de ácidos e sais			
Presença de anidrido carbônico			
Presença de água			
Variação da temperatura			
Insolação			
Vento			
Água			
CAUSAS BIOLÓGICAS			

Fonte: Adaptado de Souza; Ripper (1998).

Quadro 2 – Principais fatores responsáveis pelas causas extrínsecas

<b>CAUSAS EXTRÍNSECAS</b>	<b>FALHAS HUMANAS DURANTE O PROJETO</b>	Modelização inadequada da estrutura
		Má avaliação das cargas
		Detalhamento errado ou insuficiente
		Inadequação ao ambiente
		Incorreção na interação solo-estrutura
	<b>FALHAS HUMANAS DURANTE A UTILIZAÇÃO</b>	Incorreção na consideração de juntas de dilatação
		Alterações estruturais
		Sobrecargas exageradas
	<b>AÇÕES MECÂNICAS</b>	Alteração das condições do terreno de fundação
		Choques de veículos
		Recalque das fundações
	<b>AÇÕES FÍSICAS</b>	Acidentes (ações imprevisíveis)
		Variação de temperatura
		Insolação
		Atuação da água
<b>AÇÕES QUÍMICAS</b>		
<b>AÇÕES BIOLÓGICAS</b>		

Fonte: Adaptado de Souza; Ripper (1998).

Como pode-se perceber pela análise de Souza e Ripper (1998), algumas falhas e ações podem levar a estrutura de concreto armado a apresentar problemas que, ao longo do tempo, poderão acarretar na corrosão das armaduras; destes destacam-se: má utilização do anticorrosivo nas armaduras, cobrimento de concreto insuficiente, dosagem inadequada de concreto, presença de água, cloretos e ácidos, expansibilidade de certos constituintes do cimento e variação de temperatura. O tema de corrosão de armadura, assim como o processo que acarreta em tal manifestação patológica, serão tratados ao longo deste capítulo.

## 2.2 CORROSÃO DA ARMADURA DE AÇO

De forma geral, a corrosão da armadura resulta na perda de massa da barra de aço, por meio da deterioração do material, podendo ser causada devido à ação química ou eletroquímica do meio ambiente. A corrosão é resultante de um processo espontâneo no qual o ferro metálico reage com o meio ambiente se transformando em ferrugem, ou  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  hidratado, material que apresenta menos energia. Esse fenômeno é explicado devido à demanda do material em atingir uma maior estabilidade, ou seja, seu estado de menor energia (SALES et al., 2020).

De acordo com Gentil (2022), a corrosão pode ser considerada, para casos específicos, como processo contrário ao método siderúrgico, visto que, quando iniciado o processo corrosivo, o metal tende a oxidar, ao contrário do que ocorre em sua fabricação, quando realiza-se a extração do metal por meio de seus compostos químicos. O autor também afirma que, para a escolha do material mais adequado para cada estrutura, é necessário haver um estudo conjunto de diferentes variáveis relacionadas ao material metálico, condições operacionais e meio corrosivo, visando, assim, uma maior proteção contra a corrosão.

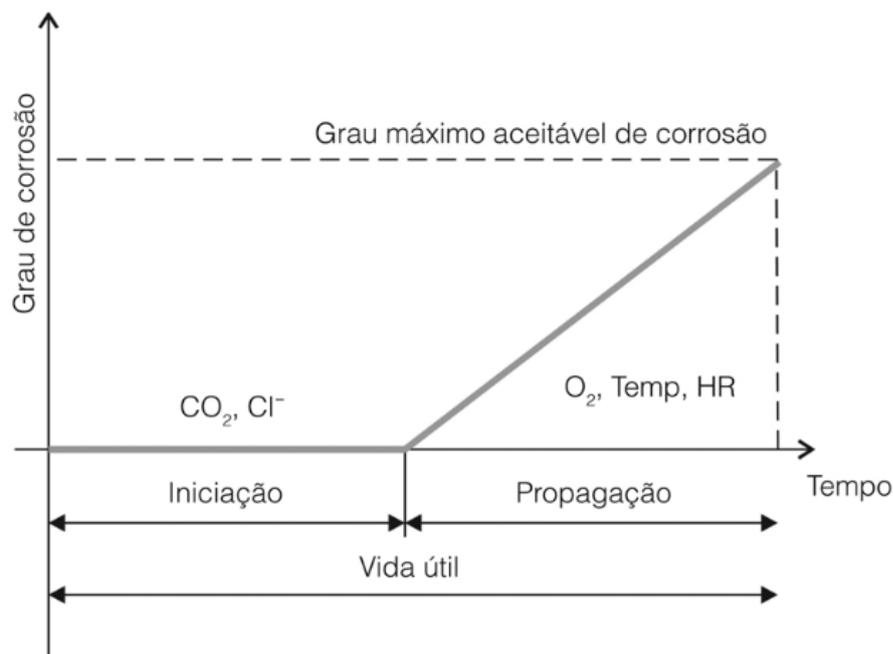
O tipo de corrosão aprofundado neste trabalho será a corrosão eletroquímica, processo no qual há a migração de íons e elétrons entre duas partes diferentes do metal, visto que as estruturas de concreto armado estão submetidas a esse tipo de corrosão. A corrosão do aço pode ocorrer de duas formas distintas, podendo ser uniforme, quando ocorre de mesmo modo por toda a barra, ou localizada, quando ocorre em apenas uma região da barra, sendo a corrosão localizada por pite a mais grave (SALES et al., 2020).

A corrosão uniforme ocorre devido à difusão do  $\text{CO}_2$  no concreto, fazendo com que seu teor de alcalinidade diminua e resultando, assim, na despassivação da camada protetora da armadura (CASCUDO, 1997). Enquanto a corrosão localizada acontece devido ao ataque de íons cloreto em regiões específicas do material, podendo levar à perda de suas características e até à sua ruptura (RAMOS, 2020). Para fins de esclarecimentos, ambos os assuntos serão aprofundados nos itens seguintes.

### 2.2.1 Fases do processo de corrosão das armaduras

Entre os métodos que visam explicar a vida útil das estruturas de concreto armado levando em conta parâmetros de corrosão, o modelo proposto por Tuutti (1982) é um dos mais conhecidos e aceitos pelos estudiosos da área. De acordo com o modelo, a vida útil das estruturas é composta pela fase de iniciação, período desde a execução da estrutura até o momento em que ocorre a despassivação da armadura, devido à concentração de agentes agressivos, e fase de propagação, corresponde ao período em que ocorre o início da corrosão até o momento em que a estrutura atinge o grau máximo de corrosão aceitável (TUUTTI, 1982). A Figura 2 apresenta o modelo proposto por Tuutti.

Figura 2 – Representação esquemática do modelo de Tuutti (1982)



Fonte: Sales et al. (2020) adaptado de Tuutti (1982).

Usualmente a estrutura não sofre danos perceptíveis durante a fase de iniciação, visto que ainda não há uma quantidade de agentes agressivos suficientes para causar danos extensos a ela. Porém, com a progressão da vida útil, e o início da fase de propagação da corrosão, alguns danos à estrutura vão surgindo, como redução da seção transversal das barras de aço e o aparecimento de fissuras, devido à expansão do material deteriorado (SALES et al., 2020).

A despassivação da armadura, processo necessário para que haja o início da fase de propagação da corrosão, ocorre com a ruptura da camada passivada protetora do aço, devido ao ataque de agentes agressivos, como íons cloreto ou ação da carbonatação. A camada passivada é gerada logo após a etapa de hidratação do cimento e apresenta grande aderência à barra de aço (NEVILLE, 2016). É importante salientar que, por questões de segurança, a vida útil de projeto das estruturas de concreto armado deve ser mensurada do início da utilização até o começo da despassivação da armadura (HELENE, 1993).

### **2.2.2 Corrosão eletroquímica**

Segundo Gentil (2022), qualquer heterogeneidade entre o sistema material metálico-meio corrosivo pode acarretar no início da corrosão eletroquímica nas barras de aço, devido a formação de áreas catódicas e anódicas, resultantes da diferença de potencial. As áreas anódicas são caracterizadas pela ocorrência de reações de oxidação, resultando assim na corrosão do material; enquanto as áreas catódicas são superfícies protegidas onde ocorre apenas reações de redução, não acarretando na iniciação do processo corrosivo na área em questão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CORROSÃO, 2017).

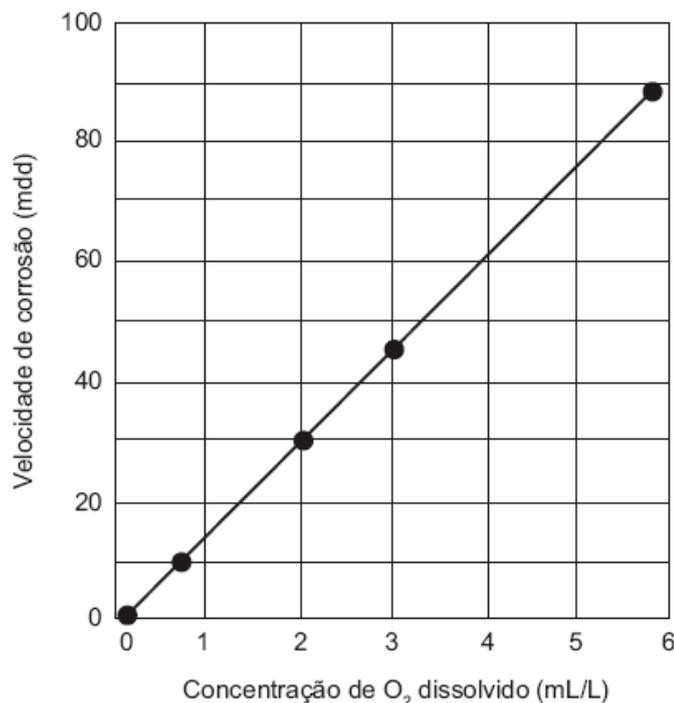
As heterogeneidades mais usuais possuem relação direta com o meio corrosivo ou o material metálico. Entre as características do material metálico que pode levar a ocorrência de zonas com diferença de potencial, destacam-se a orientação, contorno e diferença de tamanho dos grãos, o polimento da superfície metálica, visto que a superfície de materiais altamente polidos pode ter diferentes potenciais dos de superfície rugosa, e a diferença de formas. O meio corrosivo pode influenciar no aparecimento de heterogeneidades da barra devido aos processos de aquecimento

diferencial, iluminação diferencial, agitação diferencial, concentração diferencial e aeração diferencial (GENTIL, 2022).

Além da formação das regiões anódicas e catódicas, para a ocorrência da corrosão eletroquímica é necessário a presença de um agente oxidante, usualmente o oxigênio ou hidrogênio, que recebe elétrons, após o contato com a superfície da armadura, resultando assim na reação de redução; a Figura 3 relaciona a quantidade de oxigênio dissolvido com a velocidade de corrosão da armadura. Os elétrons utilizados para a reação de redução (Equação 1), presente nas áreas catódicas, são oriundos da reação de oxidação do metal (Equação 2), processo que ocorre nas regiões anódicas; com a perda de elétrons, o material da região anódica, se transforma em cátion e se solta do metal, resultando, assim, no processo corrosivo (SALES et al., 2020). Vale ressaltar também que, para que seja possível o transporte dos íons necessários às reações de corrosão eletroquímica, é necessário haver a presença de um eletrólito, normalmente sendo a água, visto que ela sempre está presente no concreto (HELENE, 1993).



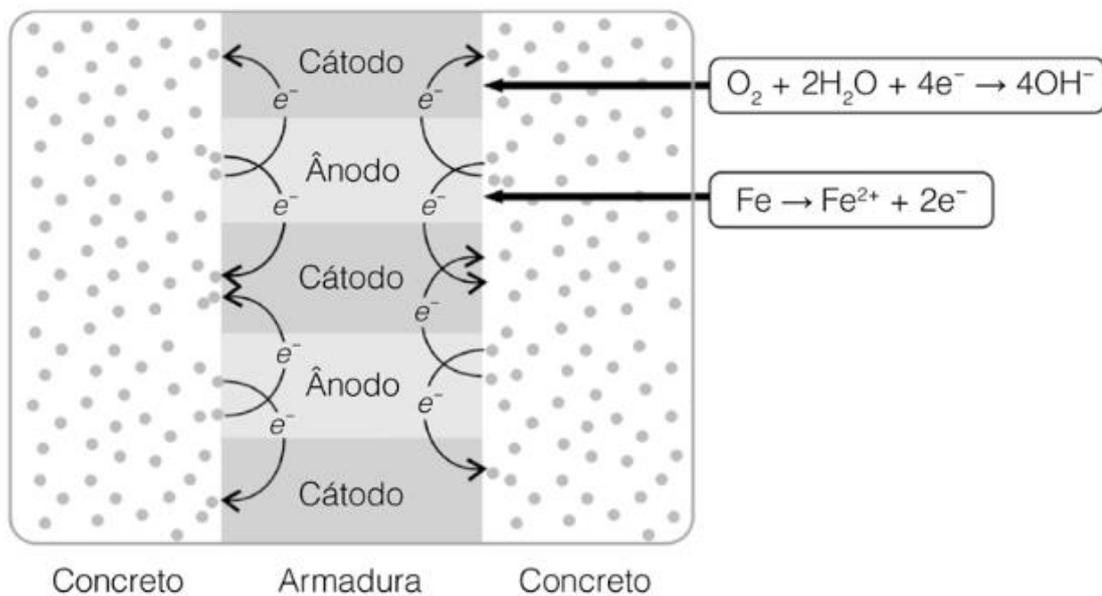
Figura 3 – Velocidade de corrosão em relação ao oxigênio dissolvido



Fonte: Gentil (2022).

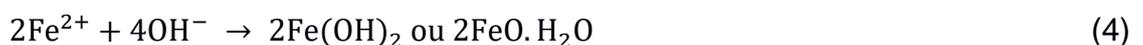
É importante salientar que em uma mesma barra de aço podem haver inúmeras regiões anódicas e catódicas, fato que implica na formação de uma grande quantidade de pilhas eletroquímicas, que utilizam o metal como eletrodo e, assim, transferem os elétrons para as reações de redução e oxidação (SALES et al., 2020). A Figura 4 apresenta o modelo de reações de redução e oxidação, responsáveis pela corrosão da armadura de aço das estruturas de concreto armado.

Figura 4 – Representação esquemática do processo de corrosão eletroquímica



Fonte: Sales et al. (2020).

Os produtos das regiões anódicas e catódicas tendem a se deslocarem, ambos pelo princípio de difusão, originando diversos produtos, descritos nas Equações 3 a 5. Todas as reações resultam em ferrugem, porém, por serem materiais expansíveis, o  $Fe(OH)_3$  (hidróxido férrico), o  $FeO.H_2O$  (óxido ferroso hidratado) e o  $Fe_2O_3.H_2O$  (óxido férrico hidratado) podem resultar em fissuras no concreto armado, devido ao aumento de volume ocupado, em relação ao material não corroído (SALES et al., 2020). A Figura 5 apresenta a relação dos compostos químicos resultantes da corrosão com a proporção de vezes que seu volume aumenta, em relação ao volume inicial do material não corroído.



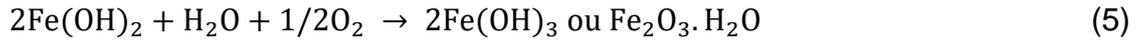
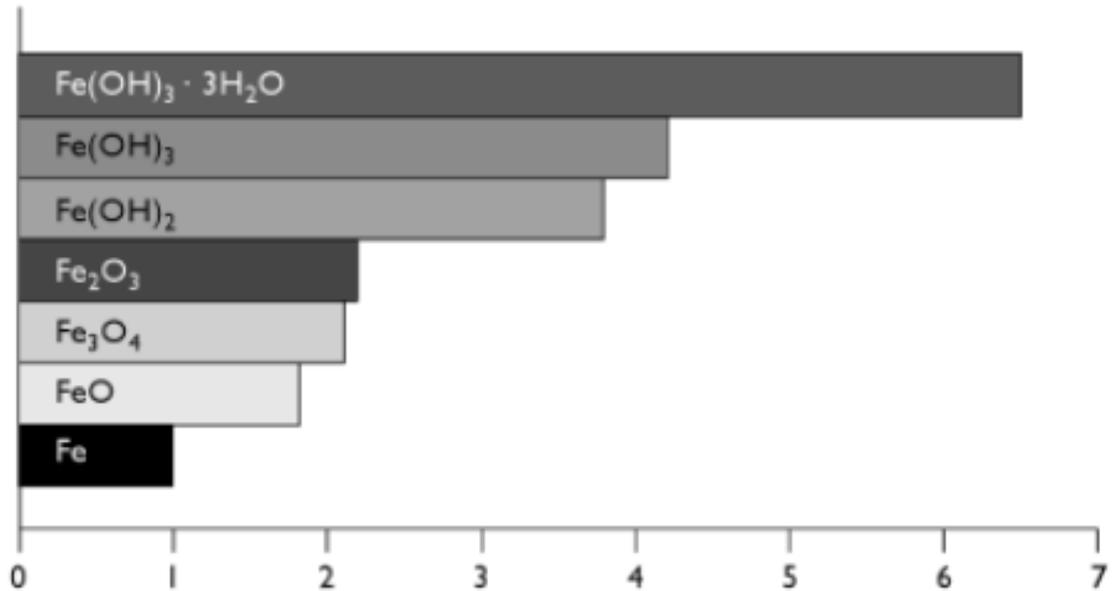


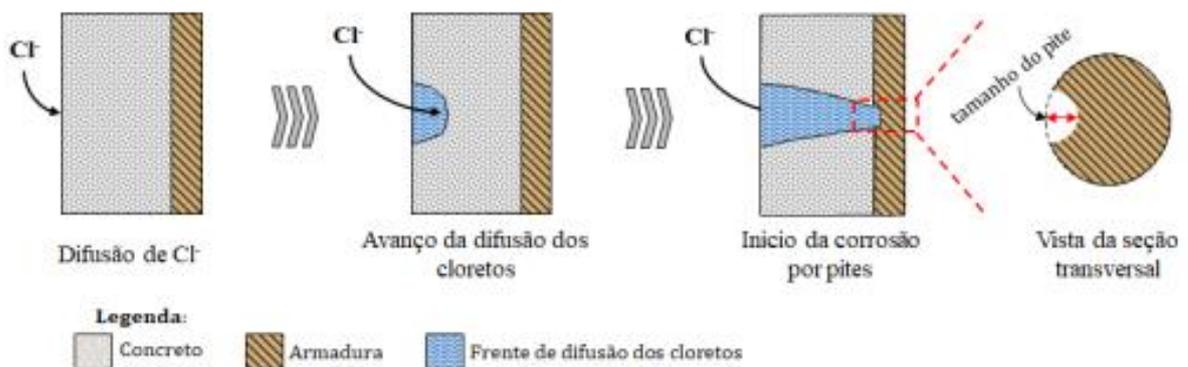
Figura 5 – Volume relativo dos compostos resultantes da corrosão da armadura



Fonte: Broomfield (2007).

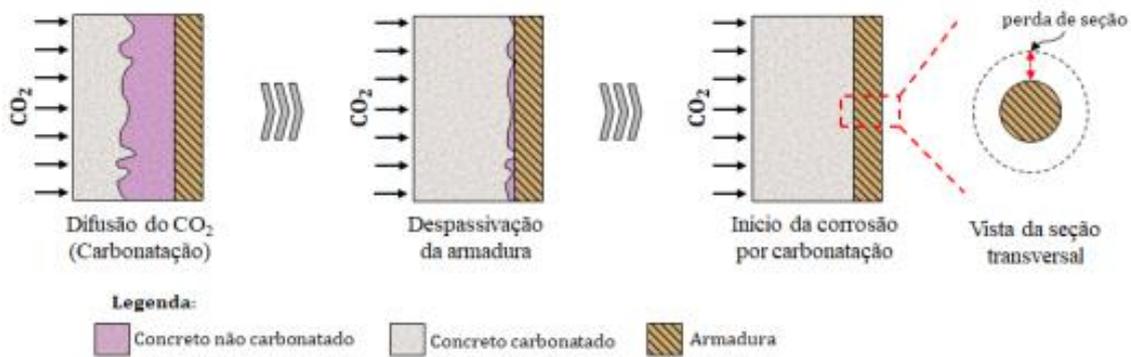
Como já mencionado neste trabalho, as duas formas mais comuns de despassivação da armadura, acarretando, assim, no início do processo de corrosão do aço, ocorrem pela ação de íons cloreto, resultando na corrosão localizada, ou pela carbonatação, levando à corrosão uniforme (SALES et al., 2020). A Figura 6 representa o processo corrosivo devido a ação de cloretos, enquanto a Figura 7 ilustra o processo acarretado pela carbonatação.

Figura 6 – Corrosão por íons cloreto (localizada)



Fonte: Felix (2018).

Figura 7 – Corrosão por carbonatação (uniforme)



Fonte: Felix (2018).

### 2.2.2.1 Corrosão por carbonatação

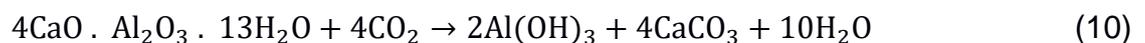
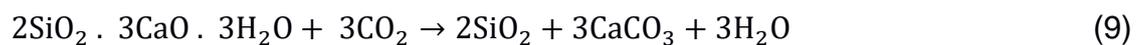
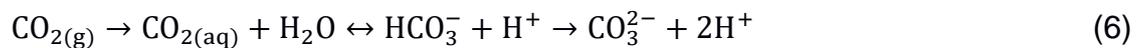
A corrosão por carbonatação, assim como a corrosão por cloretos, que será tratada no próximo item, ocorre devido ao processo de difusão, ou seja, transporte de substâncias devido a um diferencial de potencial químico. O processo de difusão ocorre de forma espontânea e resulta, por meio da transferência de massa, em valores de concentrações iguais em dois diferentes meios que estejam em contato. No caso da corrosão por carbonatação, o agente agressivo que penetra no concreto, levando ao comprometimento das armaduras, é o  $\text{CO}_2$ , dióxido de carbono (SALES et al., 2020).

Mesmo agindo de forma mais demorada que os cloretos, a carbonatação resulta em uma corrosão significativa às estruturas, levando a deterioração do material a níveis perigosos. Isso acontece, pois o processo de carbonatação diminui a alcalinidade do concreto e afeta a camada passivada protetora da barra de aço, resultando em uma corrosão generalizada do material (VAGHETTI, 2005).

Na presença de umidade, o  $\text{CO}_2$  contido no ar reage com o cimento hidratado, dando início ao processo de carbonatação. Esse fenômeno ocorre mesmo em pequenas concentrações de gás carbônico, visto que em cidades grandes o teor de  $\text{CO}_2$  é em média 0,3%, em volume, podendo atingir 1% em casos específicos. Um fator que deve ser levado em consideração é a relação água/cimento do concreto, dado que a velocidade de carbonatação aumenta quando essa relação é elevada, já que o  $\text{CO}_2$  é transportado pelos poros da pasta de cimento endurecida (NEVILLE, 2016); espessuras de recobrimento menores que o recomendado e redução dos ciclos de

umedecimento e secagem também são fatores que podem acelerar a carbonatação (SALES et al., 2020).

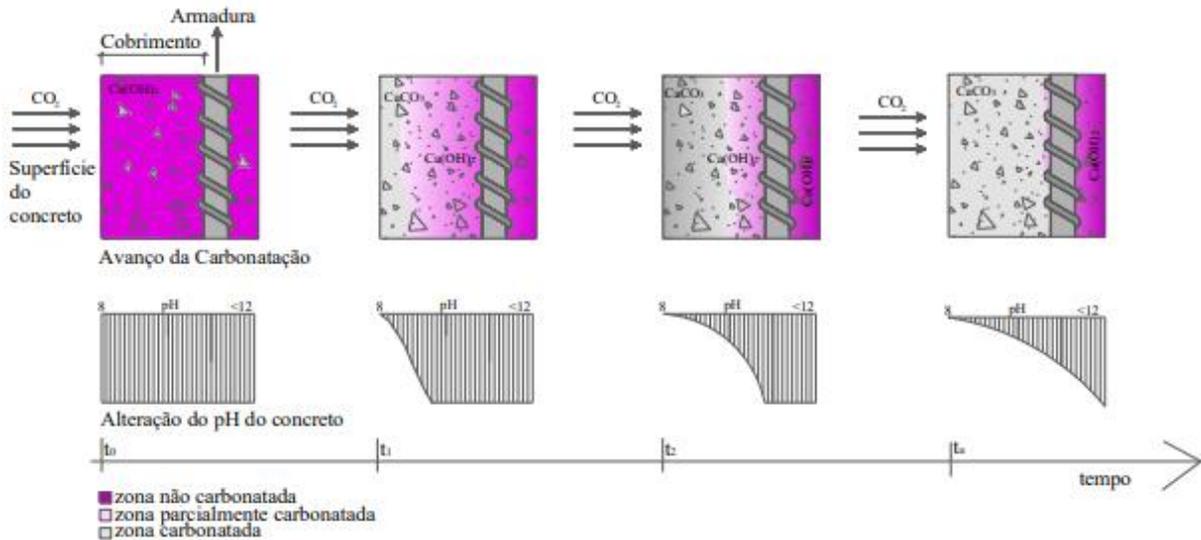
A carbonatação é um fenômeno que ocorre em quatro etapas, sendo a reação do  $\text{CO}_2$  com o hidróxido de cálcio,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , a principal responsável pelo processo corrosivo. Na primeira etapa, o  $\text{CO}_2$  penetra para o interior do concreto (Equação 6); em seguida, devido à presença de íons  $\text{OH}^-$  e  $\text{Ca}^{2+}$ , oriundos da dissolução do hidróxido de cálcio (Equação 7), o  $\text{CO}_3^{2-}$  reage com o  $\text{Ca}^{2+}$ , formando o carbonato de cálcio,  $\text{CaCO}_3$ , (Equação 8). Posteriormente, a reação com os silicatos e aluminatos, presentes no concreto, começa a ocorrer (Equação 9 e Equação 10), resultando, entre outros compostos, em carbonato de cálcio e  $\text{H}_2\text{O}$ ; o processo de carbonatação sempre produz água e carbonato de cálcio, tendo como forma reduzida a Equação 11, sendo esse último componente precipitado dentro dos poros, devido a sua baixa solubilidade, resultando em uma redução da porosidade (MONTEMOR et al., 2002 apud SALES et al., 2020).



O carbonato de cálcio diminui o pH do concreto, cujo valor aproximado é em torno de 12,5, para 8,5 a 9, resultando na despassivação do aço e no início do processo corrosivo; a Figura 8 exemplifica o processo de carbonatação e a diminuição do pH do concreto. Para casos extremos, como acontece em águas agressivas, quando há  $\text{CO}_2$  em excesso, pode ocorrer a formação de bicarbonato de cálcio solúvel,  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ , conforme Equação 12, que resulta em uma deterioração maior do material, visto que sua solubilidade é consideravelmente maior que a do carbonato de cálcio (GENTIL, 2022).



Figura 8 – Representação do avanço da frente de carbonatação



Fonte: Possan (2010).

#### 2.2.2.2 Corrosão por cloretos

Como já exposto, um dos principais agentes agressivos responsáveis por acarretar a corrosão das armaduras em estruturas de concreto armado são os íons cloreto; porém, a forma como ocorre a despassivação do material ainda apresenta incertezas, devido às idas e vindas da corrosão antes que ela se torne constante (MEIRA; FERREIRA, 2019). Além disso, a forma como a ação dos cloretos afeta a estrutura é diferente, visto que o ponto principal é a corrosão da armadura e, apenas depois da corrosão do aço, ocorre a danificação do concreto próximo à armadura (NEVILLE, 2016).

A presença de cloretos solúveis, como o cloreto de sódio, NaCl, pode fazer com que a película de passivação, presente em meio alcalino ou básico, devido à pasta de cimento, diminua sua ação protetora; sua ação também pode resultar na perda de resistividade do concreto, processo que facilita a ocorrência de corrosão eletroquímica. Os cloretos podem ingressar nas estruturas de concreto armado por duas situações: durante a preparação do concreto, por meio dos agregados, da água utilizada ou de aceleradores de pega ou endurecimento, como o cloreto de cálcio, ou

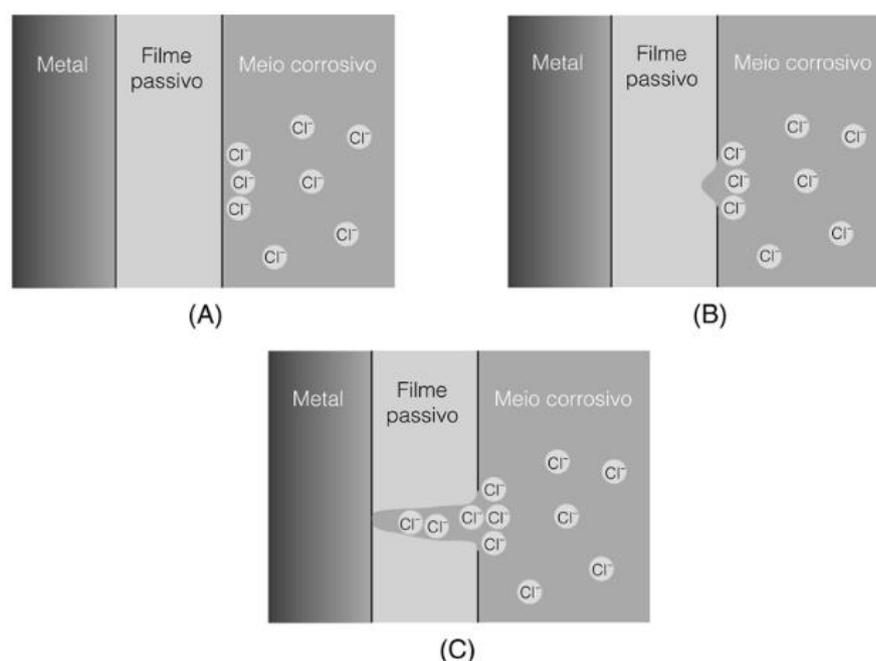
durante a utilização, devido à ataques do meio ambiente, como em atmosferas marinhas, com a presença de altos níveis de cloreto de sódio (GENTIL, 2022).

Quando presentes durante a preparação do concreto, a concentração de cloretos em certas áreas próximas à armadura pode resultar em uma menor probabilidade de passivação do aço, mesmo com a alta alcalinidade típica da solução intersticial do concreto, com  $\text{pH}=12,5$ . Devido a esse fenômeno, a corrosão por cloretos ocorre de forma localizada, ocorrendo, normalmente, a corrosão por pites (HELENE, 1993). De acordo com a norma ACI 222R-96 (1996), há três possibilidades de como os cloretos podem despassarivar o aço, sendo elas:

a) Teoria do filme óxido: de acordo com essa hipótese, os íons cloreto possuem maior facilidade para penetrar os defeitos do filme óxido passivante que outros íons agressivos. Também afirma que os cloretos podem colaborar na corrosão do aço devido a sua capacidade de dispersar coloidalmente o filme passivante.

b) Teoria da absorção: para essa teoria, o cloreto promove a hidratação do ferro, resultando em sua dissolução em cátions; isso ocorre devido à absorção desses íons cloreto na superfície do aço. A Figura 9 exemplifica o processo de ruptura do filme passivo pelos íons cloreto.

Figura 9 – Representação do mecanismo de ruptura por absorção



Fonte: Sales et al. (2020).

c) Teoria do complexo transitório: nessa condição os íons de cloreto competem com os ânions hidroxila para formar os compostos de corrosão, conhecidos como complexos transitórios. A corrosão permanece contínua devido à difusão desses complexos a partir do ânodo em direção ao cátodo; as reações desse fenômeno podem ser descritas pela Equação 13 e Equação 14.



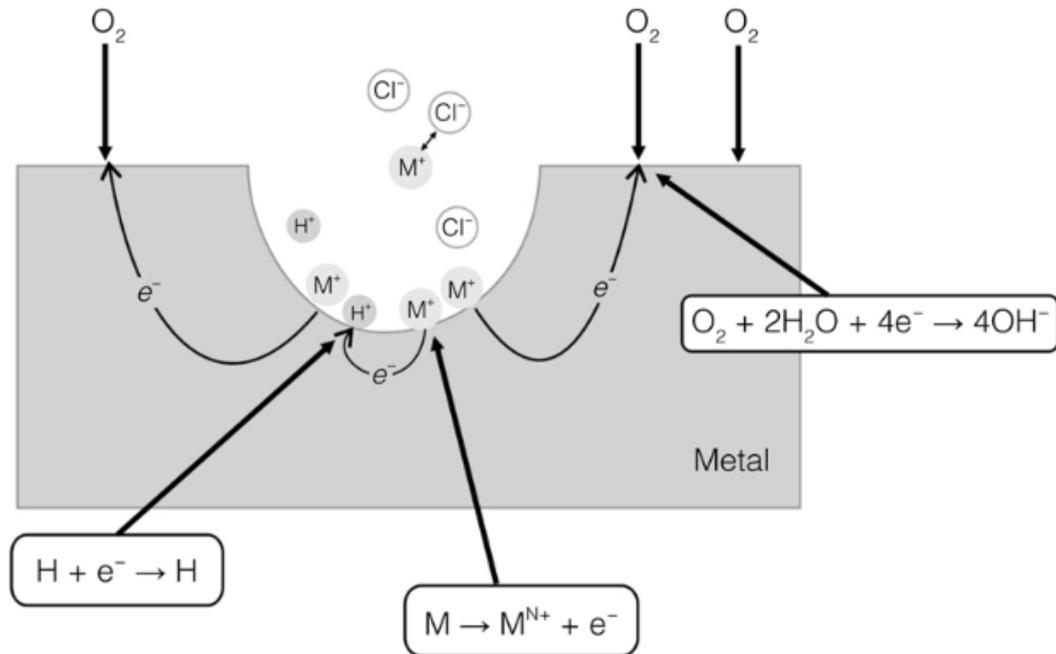
A corrosão localizada resulta na formação de um pite, cavidade que apresenta um valor grande na relação entre o diâmetro e o comprimento. Ao contrário da corrosão uniforme, com perda de massa regular ao longo da barra, a corrosão localizada por pite apresenta perda de massa em regiões específicas, acarretando efeitos prejudiciais ao material, como a perda de propriedades mecânicas da armadura. Além disso, a corrosão por pite apresenta um mecanismo autocalítico, pois em seu interior são produzidas condições que mantêm o processo corrosivo, como a acidificação do local no qual o pite é formado (SALES et al., 2020).

Com a formação do pite, seu interior começa a apresentar um nível menor de oxigênio do que a área fora do pite, resultando em uma pilha de corrosão por aeração diferencial; por isso, o metal em seu interior começa a agir como um ânodo e sofrer dissolução, enquanto a superfície fora do pite atua como cátodo, ainda passivado, conforme Figura 10. Com a dissolução do metal, os ânions agressivos começam a migrar, devido ao excesso de carga positiva na área do pite, ocorrendo a formação do cloreto metálico, que, com presença de água, inicia o processo de hidrólise do cloreto metálico (Equação 15) ou cátion metálico (Equação 16). A formação dos íons  $\text{H}^+$  acarreta na diminuição do pH no interior do pite, dificultando sua repassivação e acelerando o processo corrosivo; além disso, os ânions  $\text{Cl}^-$ , resultantes da dissociação do HCl, formam novamente o cloreto metálico, devido a sua interação com os cátions metálicos, e posteriormente sofrem hidrólise, reiniciando o processo de corrosão (SALES et al., 2020).





Figura 10 – Representação da formação do pite



Fonte: Sales et al. (2020).

## 2.3 MODELAGENS NUMÉRICAS

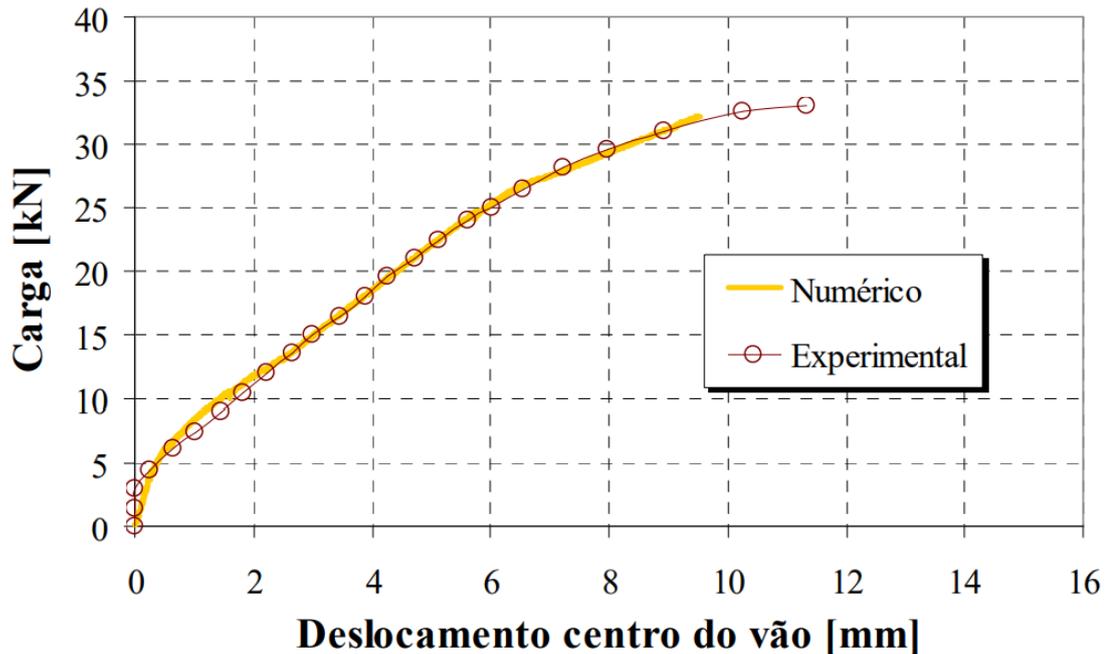
Neste capítulo serão apresentados estudos realizados sobre modelagens numéricas de elementos de concreto armado, como o de Graeff (2007), Felix (2018), Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018) e Felix et al. (2019), visando exemplificar os métodos e modelos que foram empregados nos trabalhos atuais. Como já mencionado na parte introdutória deste trabalho, a modelagem realizada por Graeff (2007), contida em sua dissertação de mestrado, é utilizada como parte fundamentadora dessa análise, por isso será alvo de destaque neste tópico.

### 2.3.1 Avaliação experimental e modelagem de Graeff (2007)

A modelagem desenvolvida por Graeff (2007) é realizada por meio de um programa desenvolvido com base no método dos elementos finitos. Realizando uma análise exclusiva para vigas de concreto armado, Graeff (2007) inicialmente comparou os resultados de sua análise experimental com os dados obtidos por meio do programa para a viga com suas propriedades originais preservadas, ou seja, sem o início da corrosão da armadura, e a consequente perda de parcelas das propriedades

estruturais da estrutura. A Figura 11 demonstra o gráfico obtido pela autora, comparando ambos resultados para o deslocamento do centro do vão, em milímetros, em relação à carga aplicada. Tal análise serviu para comprovar que os dados obtidos pelo programa utilizado por Graeff (2007) apresentam boa correlação com a realidade, visto que os valores resultantes são extremamente próximos.

Figura 11 – Comparação dos resultados numéricos e experimentais



Fonte: Graeff (2007).

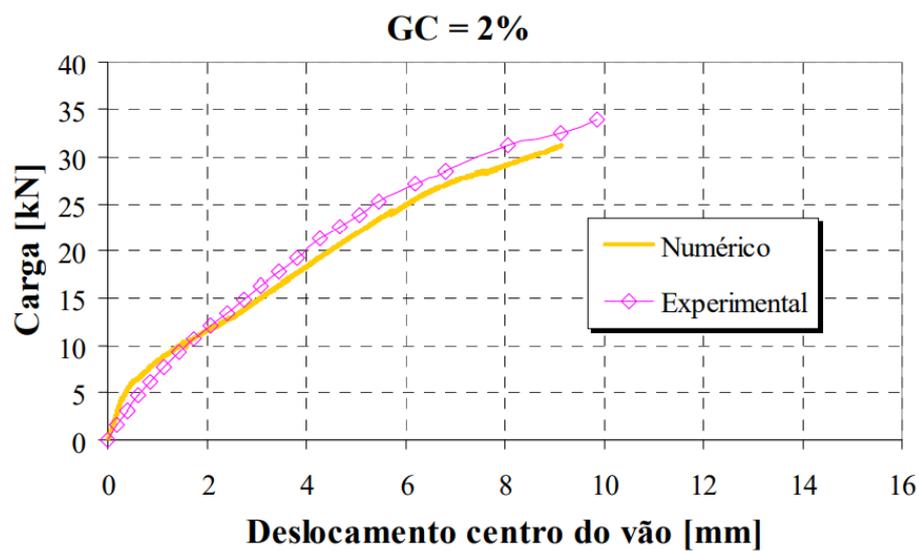
Posteriormente, Graeff (2007) realizou a mudança das propriedades dos materiais do modelo, para corresponder às variações obtidas em sua análise experimental, devido ao aumento da corrosão da armadura. Vale ressaltar que inicialmente, para a viga sem corrosão, os dados de entrada do modelo para o concreto foram: módulo de elasticidade de 25,93 GPa, resistência à tração de 1,79 MPa, resistência à compressão de 25 MPa, peso específico do material de 2500 kgf/m<sup>3</sup> e coeficiente de Poisson de 0,2; os dados característicos do aço foram: resistência à tração de 500 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa. A porcentagem de alterações realizadas por Graeff (2007) nas propriedades de entrada do modelo estão apresentadas na Tabela 1, sendo obtidas pela média das variações da análise experimental; o comparativo dos resultados do programa, levando em conta as alterações nas propriedades da viga, com os obtidos por meio da análise experimental de Graeff (2007) são demonstrados nas Figuras 12 a 15.

Tabela 1 – Alterações das propriedades estruturais no modelo

Grau de corrosão (%)	Redução da resistência de aderência (%)	Redução da área de seção transversal (%)	Redução da resistência à tração (%)
2	0,0	3,71	0,0
5	0,0	7,47	0,0
10	11,0	13,73	0,0
20	43,0	25,71	45,0

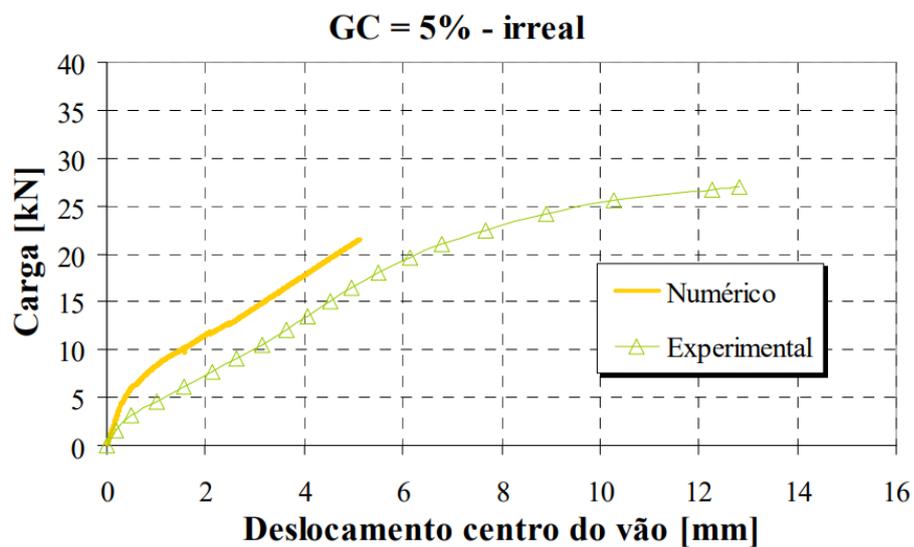
Fonte: Adaptado de Graeff (2007).

Figura 12 – Comparação dos resultados para grau de corrosão de 2%



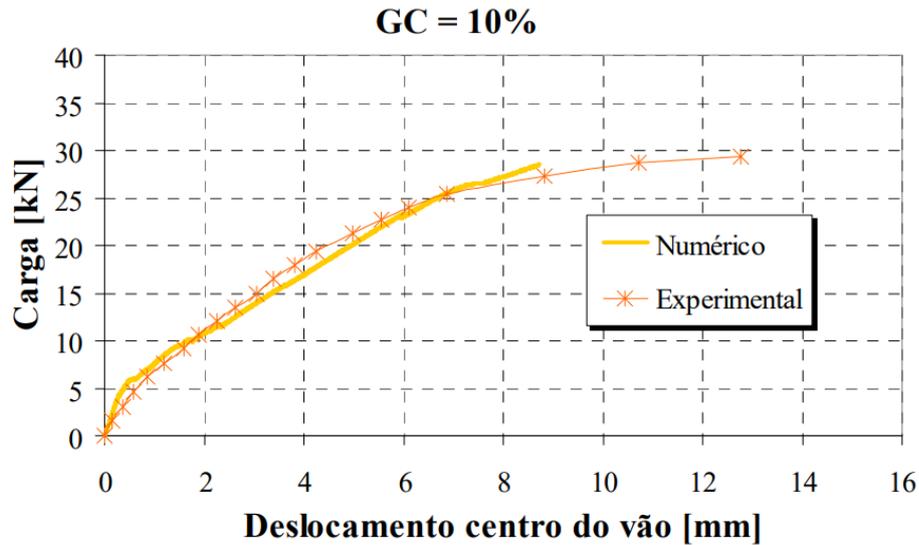
Fonte: Graeff (2007).

Figura 13 – Comparação dos resultados para grau de corrosão de 5%



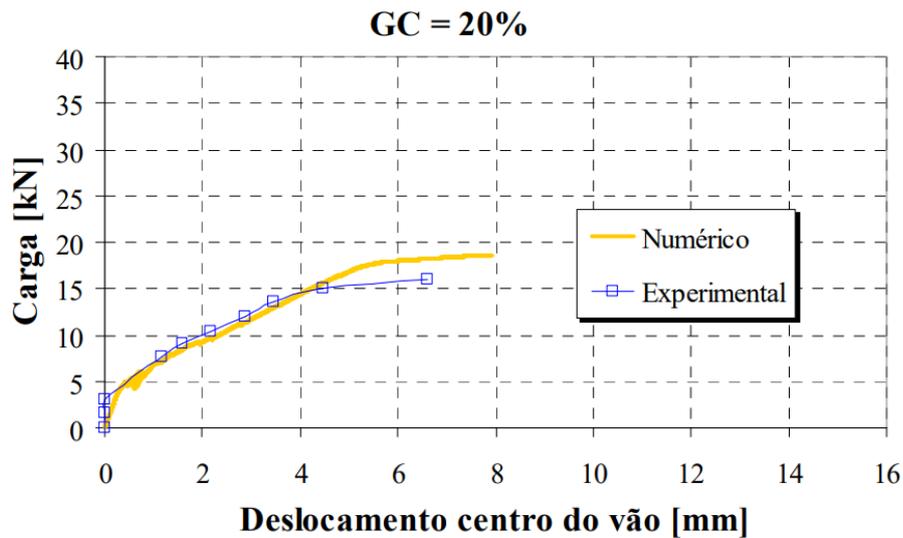
Fonte: Graeff (2007).

Figura 14 – Comparação dos resultados para grau de corrosão de 10%



Fonte: Graeff (2007).

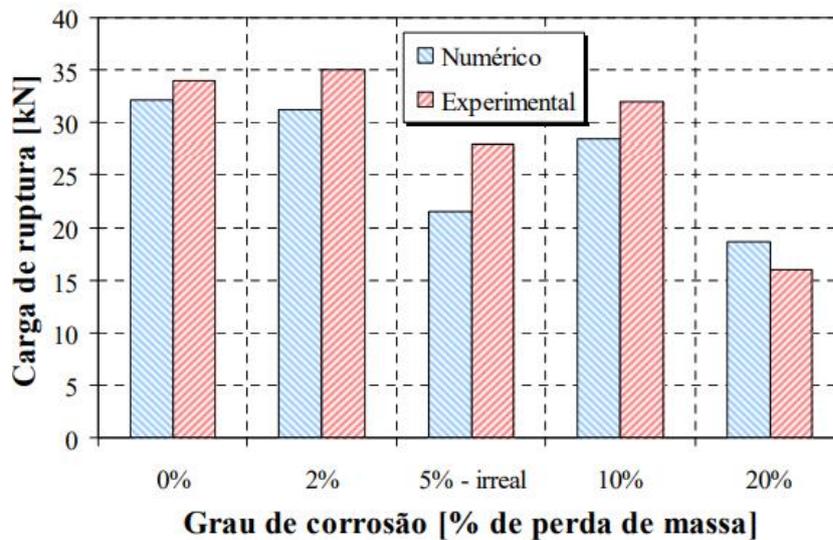
Figura 15 – Comparação dos resultados para grau de corrosão de 20%



Fonte: Graeff (2007).

De acordo com Graeff (2007), o gráfico da corrosão da armadura com perda de 5%, contido na Figura 12, é o único que apresenta resultados discrepantes em relação à análise experimental. Isso ocorre devido ao processo de corrosão experimental realizado para essa barra, visto que foi submetida a um processo de aceleração diferente das outras, resultando em um desvio maior das alterações médias das demais barras de aço. Graeff (2007) realiza uma análise comparativa da carga de ruptura teórica e experimental para cada grau de corrosão; seus resultados são apresentados na Figura 16. Mais uma vez, percebe-se a grande proximidade dos valores, sendo que para a maioria deles o valor experimental é superior ao numérico.

Figura 16 – Comparação dos resultados para carga de ruptura



Fonte: Graeff (2007).

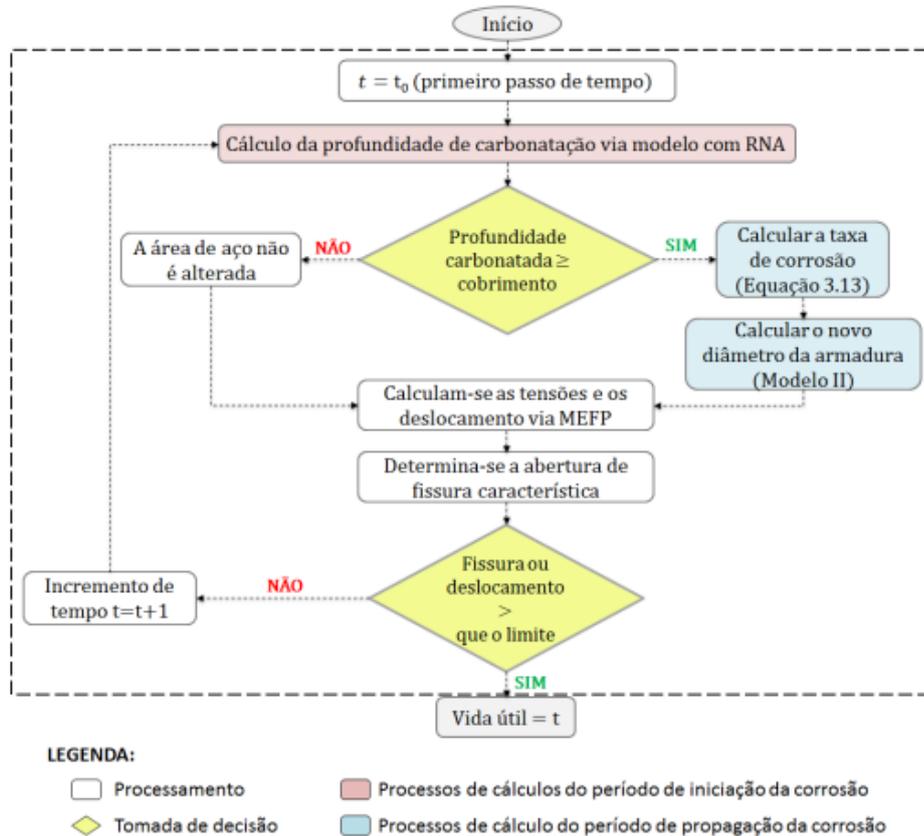
Com base em sua análise, Graeff (2007) conclui que a modelagem acerca das variações das propriedades da viga de concreto armado apresentou resultados bastante coerentes, se comparados com os dados obtidos na fase experimental. Por isso, a ferramenta utilizada pela autora, com base no método dos elementos finitos, funciona adequadamente para a obtenção dos danos causados a uma estrutura afetada pela corrosão das armaduras. Além disso, Graeff (2007) enfatiza que para graus de corrosão de 2% e 5% os danos causados nas estruturas são insignificantes, entretanto para graus de 10% ou mais ocorre a necessidade de realização de reparos na estrutura, devido à extensão dos danos.

### 2.3.2 Modelagem da deformação do concreto armado por Felix (2018)

A modelagem desenvolvida por Felix (2018) possui como objetivo principal identificar as deformações do concreto armado devido à formação dos produtos de corrosão; para isso o autor utilizou um modelo numérico desenvolvido com base no método dos elementos finitos posicional (MEFP). As etapas que o autor seguiu para encontrar seus resultados estão descritas na Figura 17. Em sua análise de vigas de concreto armado sujeitas à corrosão, Felix (2018) utilizou uma viga padrão para seus estudos, demonstrada na Figura 18. As propriedades de entrada do programa para o concreto foram: módulo de elasticidade de 2600 kN/cm<sup>2</sup>, coeficiente de Poisson de 0,2, resistência à tração de 0,179 kN/cm<sup>2</sup> e resistência à compressão de 2,5 kN/cm<sup>2</sup>; já as barras de aço apresentam resistência à tração de 50 kN/cm<sup>2</sup> e módulo de

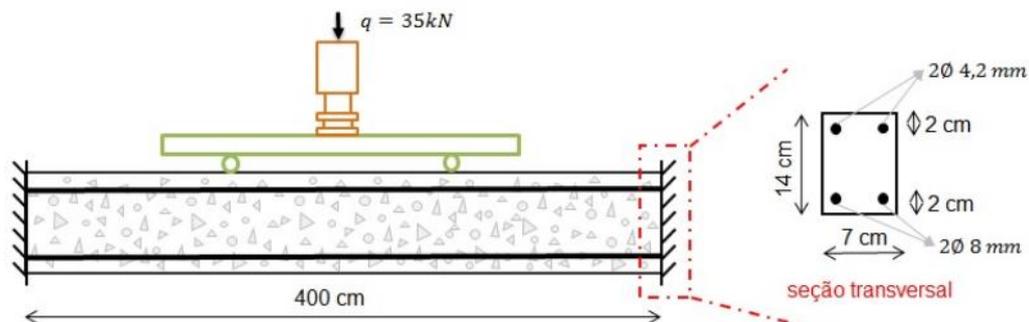
elasticidade de 21000 kN/cm<sup>2</sup>. Vale ressaltar que foi considerada uma expansão de 4,5 vezes o volume original do material corroído, para a formação dos produtos de corrosão.

Figura 17 – Processos de cálculo para determinação da vida útil



Fonte: Felix (2018).

Figura 18 – Geometria da viga de concreto armado utilizada por Felix (2018)

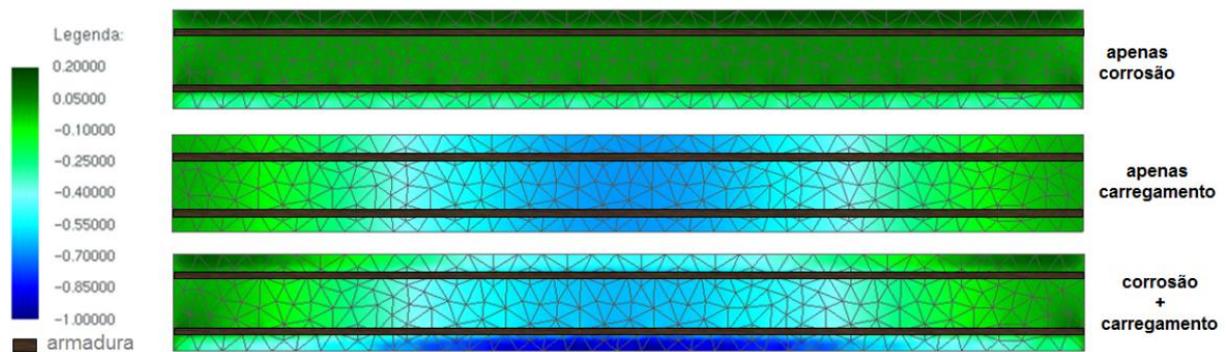


Fonte: Felix (2018).

Felix (2018) analisou a viga para três situações distintas: na primeira foi levada em análise apenas a deformação devido à corrosão da armadura, na segunda apenas a deformação devido à força de carregamento e a última sendo uma sobreposição

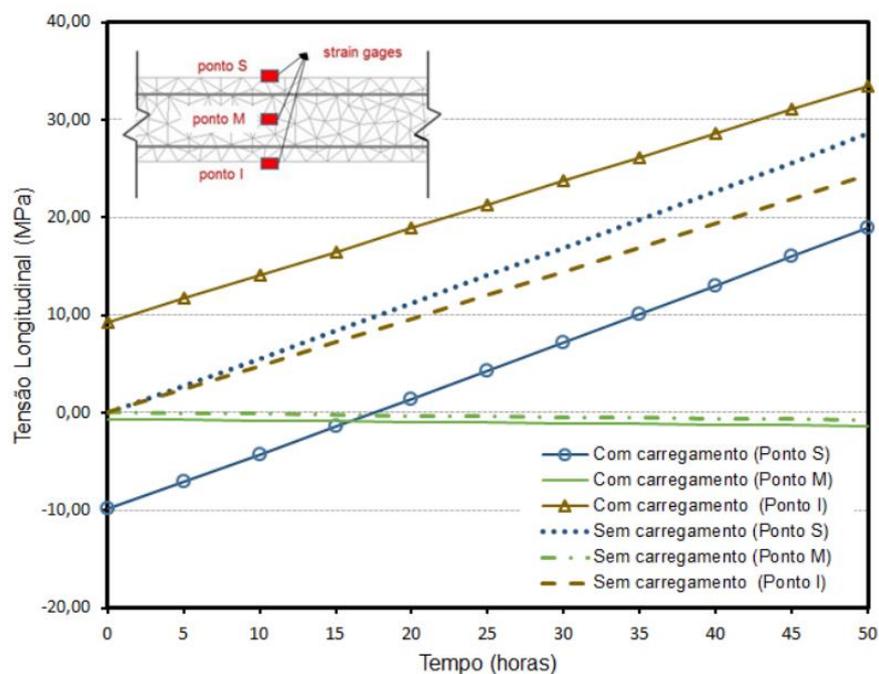
dos dois primeiros casos; seus resultados estão apresentados na Figura 19. Felix (2018) também levou em consideração em seus estudos a tensão longitudinal nas regiões da viga que apresenta corrosão das armaduras, chegando à conclusão que, para a viga sem carregamento, as tensões independem da seção de análise, entretanto, para as vigas que sofrem ação do carregamento, o comportamento da tensão é dependente do nível de corrosão da armadura, como demonstrado na Figura 20. O autor afirma que o campo de tensão é a principal característica mecânica influenciada pela corrosão das armaduras, sendo responsável pela diminuição da vida útil das estruturas de concreto armado, devido, por exemplo, ao aparecimento de fissuras no cobrimento.

Figura 19 – Deformação da viga de concreto armado



Fonte: Felix (2018).

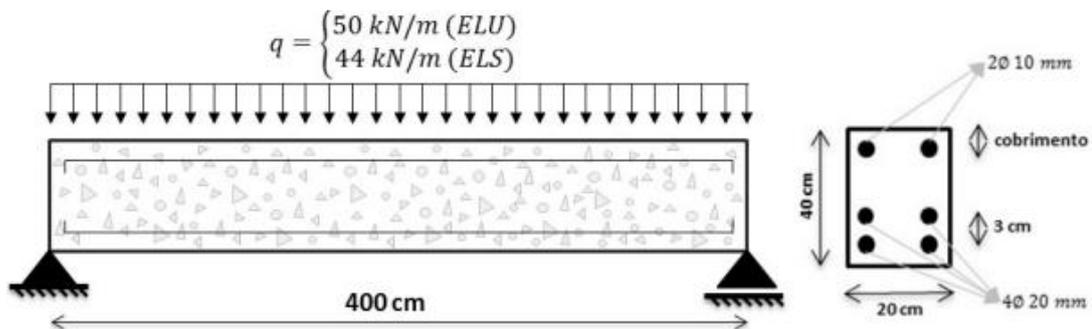
Figura 20 – Tensões longitudinais na viga de concreto armado



Fonte: Felix (2018).

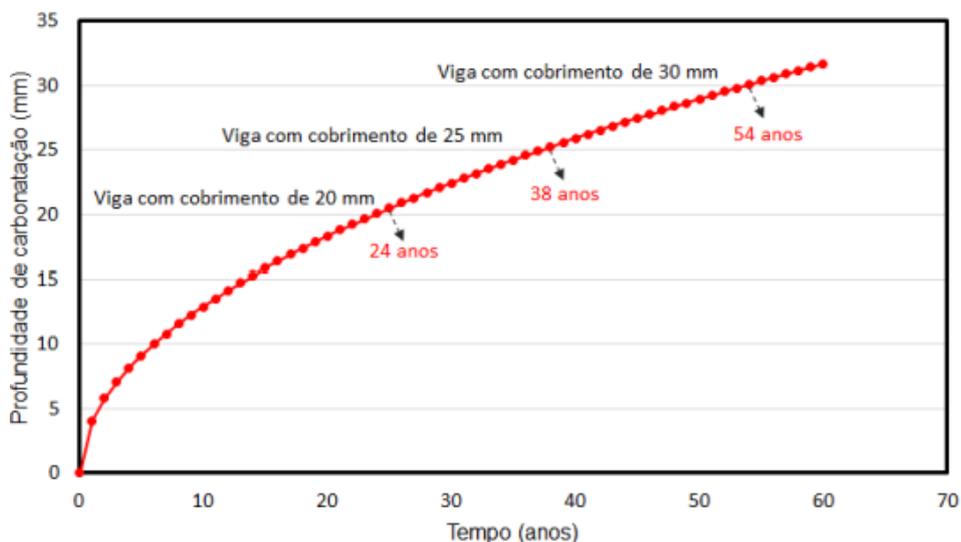
Para determinar a perda de vida útil da viga de concreto armado, Felix (2018) utilizou uma viga padrão, exposta na Figura 21, e analisou a variação de suas propriedades para três cobrimentos diferentes, 20, 25 e 30 milímetros. As propriedades do concreto utilizado foram: módulo de elasticidade de 2607,16 kN/cm<sup>2</sup>, coeficiente de Poisson de 0,2, resistência à compressão de 3 kN/cm<sup>2</sup> e resistência à tração de 0,21 kN/cm<sup>2</sup>; para o aço foram utilizados módulo de elasticidade igual a 21000 kN/cm<sup>2</sup> e resistência à tração de 50 kN/cm<sup>2</sup>. Outros dados relevantes são: tipo de cimento CP III, teor de adições de 0%, umidade relativa de 60%, para um ambiente externo desprotegido da chuva, e um teor de CO<sub>2</sub> de 0,04%. Felix (2018) analisou características específicas da viga com o passar do tempo de vida útil, sendo elas: profundidade de carbonatação, progresso da degradação das armaduras, abertura de fissuras e deslocamento vertical; todos os resultados encontrados pelo autor estão contidos nas Figuras 22 a 25.

Figura 21 – Geometria da viga de concreto armado utilizada por Felix (2018)



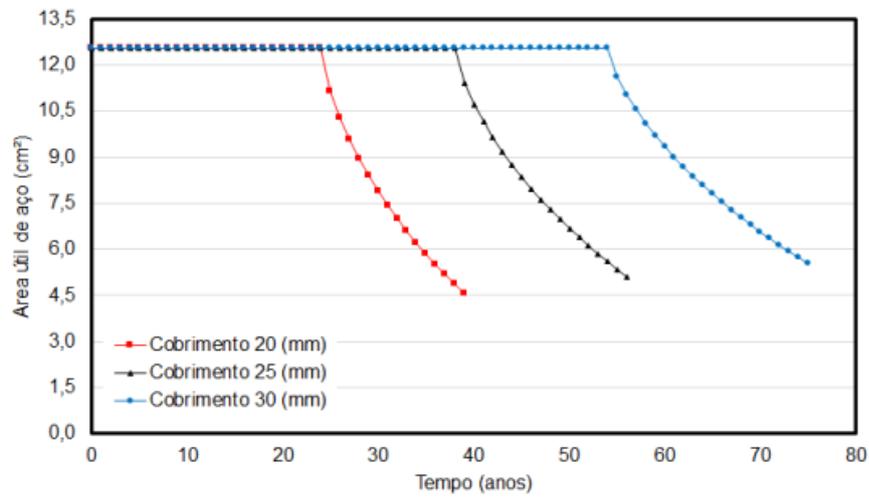
Fonte: Felix (2018).

Figura 22 – Profundidade de carbonatação do concreto



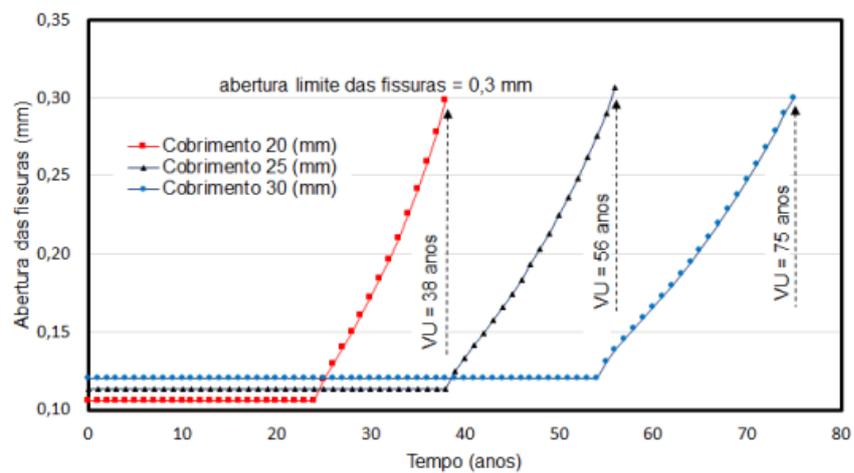
Fonte: Felix (2018).

Figura 23 – Progresso da degradação das armaduras



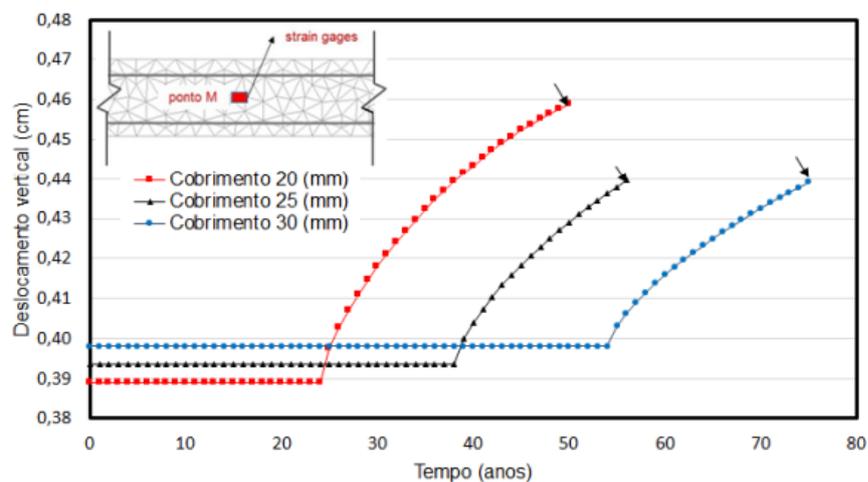
Fonte: Felix (2018).

Figura 24 – Abertura de fissuras no concreto



Fonte: Felix (2018).

Figura 25 – Deslocamento vertical da viga



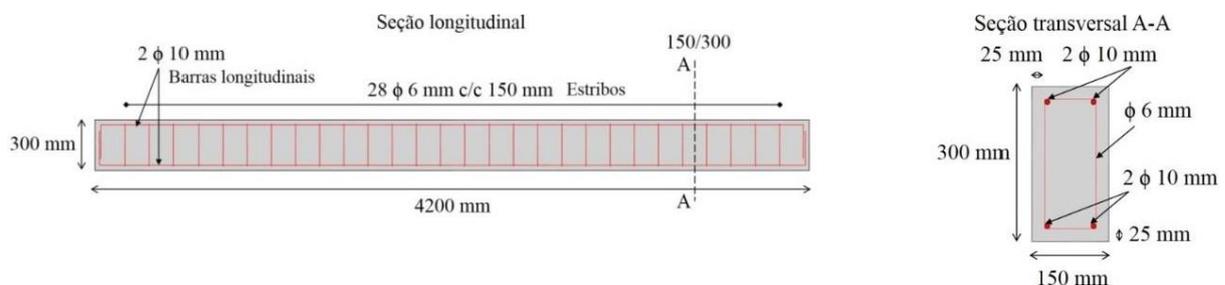
Fonte: Felix (2018).

Felix (2018) conclui que o cobrimento influencia diretamente sobre às variações das propriedades estruturais da viga com o passar da vida útil, visto que, para todos os casos analisados, quando maior o cobrimento, menor é a degradação da estrutura ao longo dos anos, uma vez que as armaduras se encontram em um grau menor de corrosão, proporcionando uma maior durabilidade para a viga. Além disso, o autor afirma que o modelo desenvolvido apresenta potencialidade em relação à análise de durabilidade e efeitos da corrosão do material.

### 2.3.3 Modelagem do comportamento estrutural de vigas de concreto armado por Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018)

A modelagem desenvolvida por Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018) em seu estudo numérico sobre o comportamento estrutural de vigas de concreto armado foi desenvolvida através do método dos elementos finitos, pelo programa DIANA, e busca analisar o comportamento da estrutura sobre flexão, quando esta está simplesmente apoiada. Vale ressaltar que Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018) realizaram ensaios experimentais em uma viga padrão, exposta na Figura 26, para comparar com os dados resultantes da modelagem e, assim, determinar se o modelo numérico se mostra coerente à análise da viga de concreto armado. Para a entrada dos dados do programa, os autores modelaram a viga de concreto armado, com as mesmas dimensões daquela ensaiada experimentalmente, sendo aplicada uma força total de 50 kN.

Figura 26 - Geometria da viga dimensionada por Albuquerque, Rodrigues e Silva



Fonte: Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018).

Os dados de entrada encontrados por Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018) foram, para o concreto: resistência à tração e compressão de 2,649 N/mm<sup>2</sup>, energia de fratura à tração de 131,441 N/m, energia de compressão de 32,85 N/mm,

coeficiente de Poisson de 0,2, massa específica de 2297,957 kg/m<sup>3</sup>, obtida experimentalmente, e módulo de elasticidade secante de 26,446x10<sup>3</sup> N/mm<sup>2</sup>. As propriedades das barras de aço usadas para a armadura estão expostas na Tabela 2, sendo elas: tensão de limite de proporcionalidade ( $f_{sp}$ ), tensão de resistência ao escoamento do aço ( $f_{sy}$ ), deformação à resistência ao escoamento ( $\epsilon_{sy}$ ), tensão do trecho de decaimento ( $\epsilon_{st}$ ) e deformação última ( $\epsilon_{su}$ ). Vale ressaltar que a malha utilizada pelos autores apresenta trechos de comprimento aproximadamente iguais a 40 milímetros, resultando em um total de 2880 elementos retangulares.

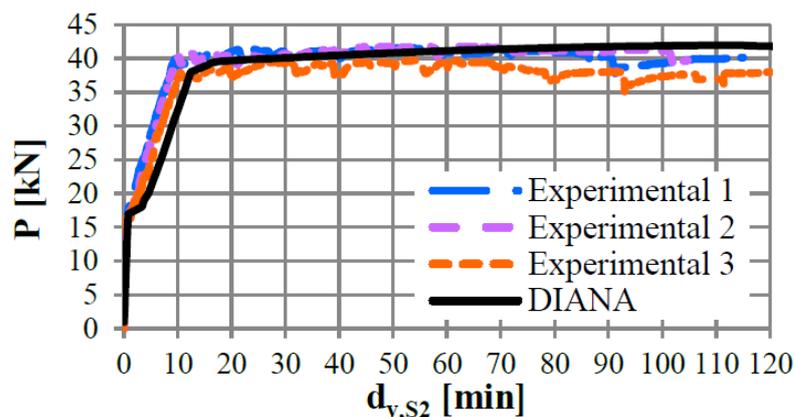
Tabela 2 - Propriedades da armadura

Armadura	Diâmetro $\phi$ (mm)	Área da seção transversal (mm <sup>2</sup> )	Tensões (N/mm <sup>2</sup> )		Deformações específicas (adimensionais)				Módulo de elasticidade (x 10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )
			$f_{sp}$	$f_{sy}$	$\epsilon_{sp}$	$\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{st}$	$\epsilon_{su}$	$E_s$
Longitudinal	10	78,5	515,387	589,669	0,002678	0,02	0,15	0,2	192,452
Transversal	6	28,27	548,058	644,152	0,002766	0,02	0,15	0,2	198,141

Fonte: Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018).

Como parte de seus resultados, Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018) obtém a relação de forças aplicadas à viga com as flechas resultantes, sendo comparado os resultados obtidos pela modelagem com os dados da análise experimental, conforme Figura 27. Os autores percebem uma forte semelhança entre os resultados encontrados, tanto na fase inicial da curva, quanto após o início do processo de fissuração; além disso, a força máxima resistida também foi bastante similar, visto que o resultado numérico foi de 42 kN, se igualando aos dois primeiros ensaios experimentais, e ficando relativamente próximo ao terceiro ensaio, que apresentou força de resistência de 39,5 kN.

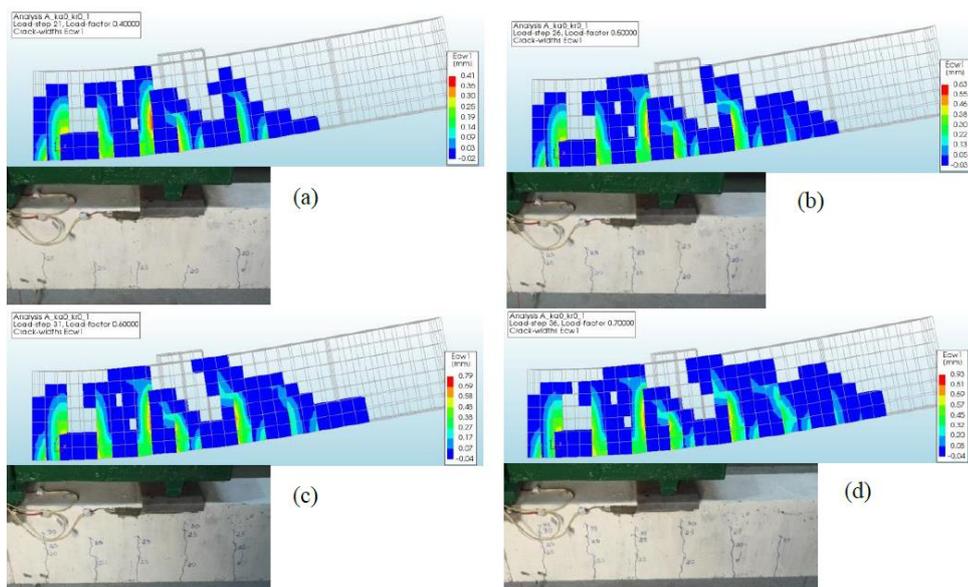
Figura 27 - Comparação dos resultados com relação força x flecha



Fonte: Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018).

Outro ponto analisado por Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018) é o surgimento de fissuras ao longo da viga. Para os autores, as características das fissuras, como quantidade, espaçamento e extensão, foram similares em ambos os ensaios, experimental e numérico, sendo que as fissuras são maiores no modelo numérico, como pode ser observado pela Figura 28. Vale ressaltar, como exemplos, que para uma carga total de 20 kN o valor da abertura máxima experimental foi de 0,15 milímetros enquanto que para o modelo numérico foi de 0,41 milímetros; já para uma carga total de 40 kN o valor da abertura experimental foi de 2,2 milímetros e 3,89 milímetros para o numérico. Embora haja um pouco de discrepância entre os valores, os autores concluem que o modelo resulta em um módulo de rotula coerente ao experimental, visto que as fissuras por flexão geradas pelo modelo equivalem àquelas presentes no ensaio experimental.

Figura 28 - Comparação dos resultados de fissuração

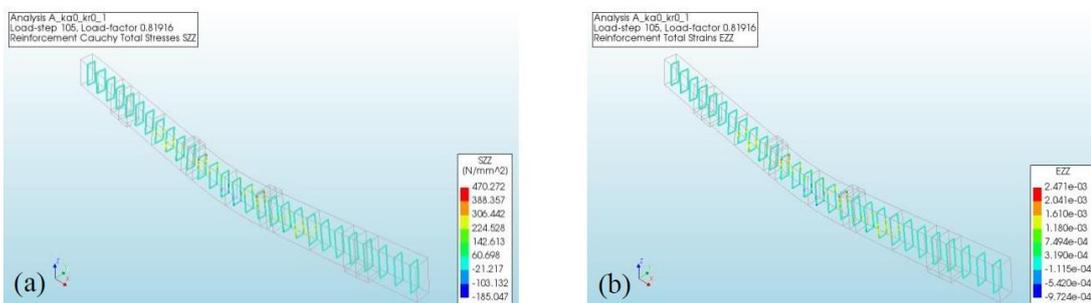


Fonte: Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018).

Em uma análise final, Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018) analisaram a viga em relação à módulos de rotura, para a força máxima encontrada de 42 kN, percebendo que todas as vigas, tanto na modelagem quanto experimentalmente, apresentam um grande número de fissuras e um aumento progressivo das flechas antes de colapsarem, devido à rotura das barras longitudinais; o colapso por cisalhamento, devido à rotura da armadura transversal, foi descartado, visto que as armaduras não apresentam escoamento. O colapso por esmagamento do concreto

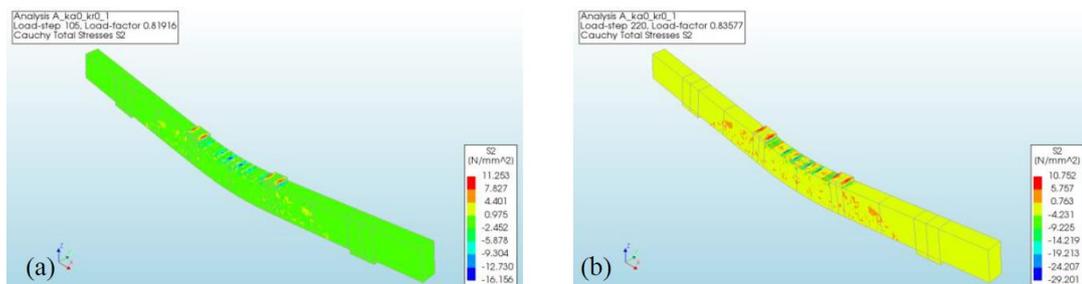
também foi descartado, pois as tensões de compressão eram pequenas, sendo inferiores a 26,238 MPa, se tornando consideráveis apenas para algumas regiões da viga, quando submetida a altos esforços de compressão; as Figuras 29 e 30 apresentam os resultados finais obtidos pelos autores. Como consideração final, Albuquerque Rodrigues e Silva (2018) concluem que o modelo desenvolvido é consistente para a verificação de tais características da viga, quando submetida à flexão, podendo ser utilizado em trabalhos futuros sobre o tema.

Figura 29 - Tensões (a) e deformações (b) da armadura, para força máxima



Fonte: Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018).

Figura 30 - Tensões (a) para força máxima e (b) para última carga analisada



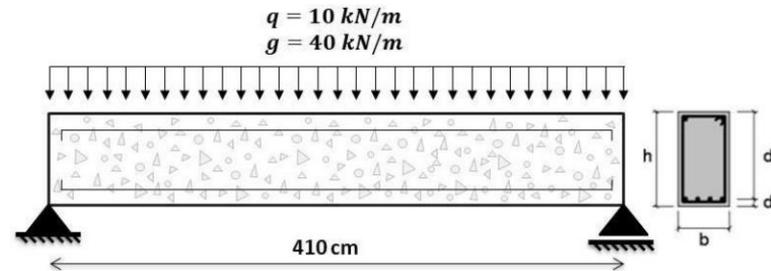
Fonte: Albuquerque, Rodrigues e Silva (2018).

### 2.3.4 Análise da vida útil de serviço de estruturas de concreto armado por Felix et al. (2019)

Em sua análise sobre vida útil de serviço das estruturas de concreto armado sujeitas a corrosão, Felix et al. (2019) apresentam uma modelagem probabilística, por meio da simulação de Monte Carlo, para analisar dados acerca do estado limite de fissuração das vigas de concreto armado, para um período de 60 anos. A análise foi realizada levando em conta uma viga padrão, conforme a Figura 31, que apresenta as seguintes características determinísticas: altura de 40 centímetros, largura da seção transversal de 22 centímetros, resistência à tração do aço de 50 kN/cm<sup>2</sup>, módulo

de elasticidade do aço de 21000 kN/cm<sup>2</sup>, coeficiente de Poisson de 0,2, armadura longitudinal com 2 centímetros de diâmetros e transversais com 0,63 centímetros.

Figura 31 - Detalhamento da viga usada por Felix et al. (2019)



Fonte: Felix et al. (2019).

Outros dados referentes ao concreto e ao ambiente foram levados em conta por Felix et al. (2019), alguns com origem no trabalho de Possan (2010), sendo eles expostos nas Tabelas 3, 4 e 5; o cobrimento das armaduras, a resistência à compressão do concreto, o teor de CO<sub>2</sub> no ambiente e a umidade relativa são utilizadas como variáveis aleatórias na análise dos autores. Vale ressaltar que a análise realizada por Felix et al. (2019) compara os resultados para diferentes tipos de concreto, sendo eles: CP II F, CP III, CP II E, CP IV, CP II Z e CP V. A Figura 32 apresenta os resultados encontrados pelos autores para a profundidade de carbonatação nas vigas.

Tabela 3 - Características do concreto e ambiente

Variável	Média	Coefficiente de variação	Distribuição
Cobrimento (mm)	30	10 %	Normal
Resistência à compressão do concreto (MPa)	25	10 %	Normal
Umidade relativa (%)	70	10 %	Normal
Teor de CO <sub>2</sub> (%)	0,01	15 %	Normal

Fonte: Felix et al. (2019).

Tabela 4 - Coeficientes do modelo para o concreto e ambiente

Tipo de Cimento	Características do concreto			Condições ambientais	
	Cimento	f <sub>c</sub>	Adição	CO <sub>2</sub>	UR
	k <sub>c</sub>	k <sub>fc</sub>	k <sub>ad</sub>	k <sub>co2</sub>	k <sub>UR</sub>
CP I	19,80	1,70	0,24	18,00	1300
CP II E	22,48	1,50	0,32	15,50	1300
CP II F	21,68	1,50	0,24	18,00	1100
CP II Z	23,66	1,50	0,32	15,50	1300
CP III	30,50	1,70	0,32	15,50	1300
CP IV	33,27	1,70	0,32	15,50	1000
CP V ARI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300

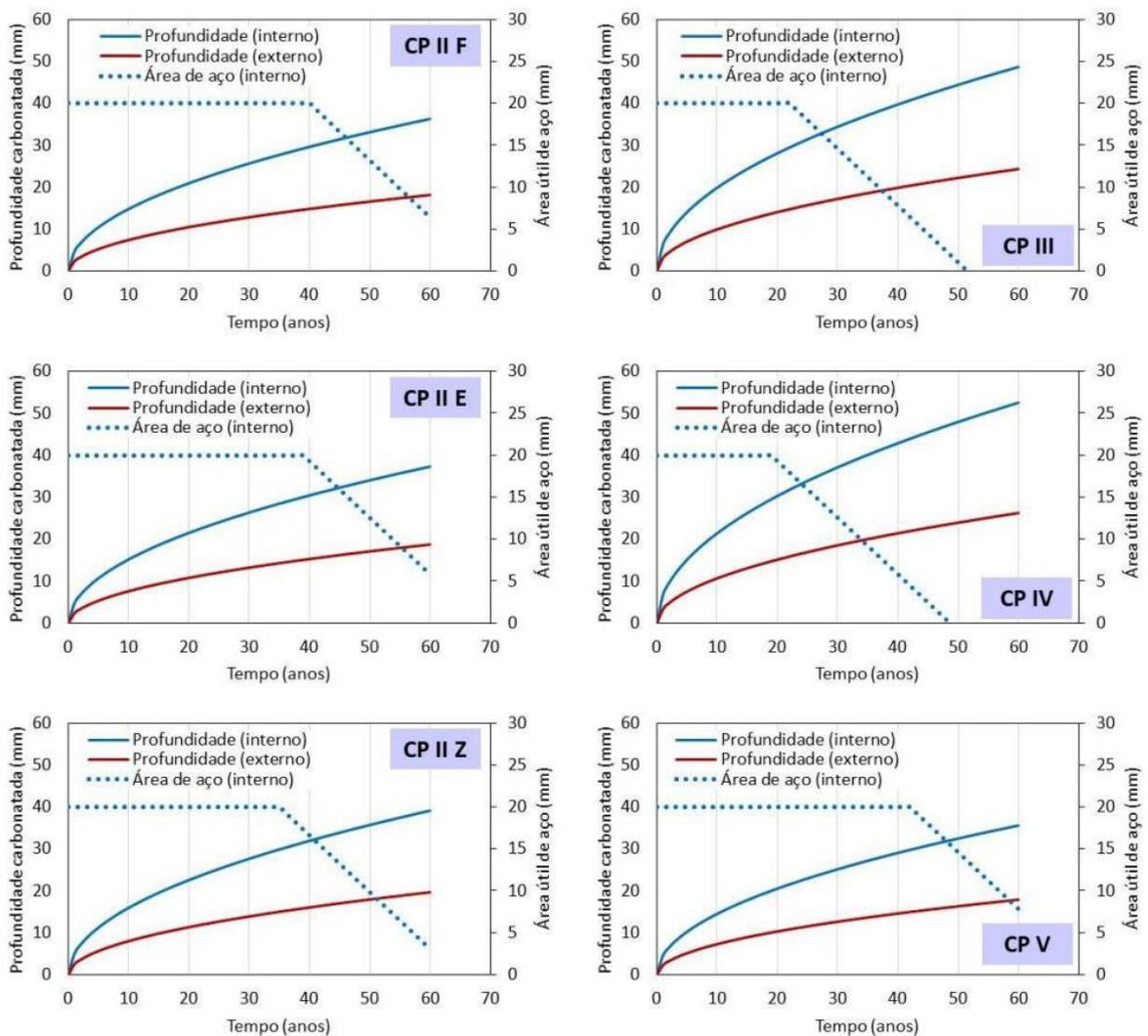
Fonte: Possan (2010).

Tabela 5 - Coeficientes do modelo para condições de exposição

Condições de exposição da estrutura	
Proteção à chuva	Kce
Ambiente interno protegido da chuva	1,30
Ambiente externo protegido da chuva	1,00
Ambiente externo desprotegido da chuva	0,65

Fonte: Adaptado de Possan (2010).

Figura 32- Resultados sobre a profundidade de carbonatação

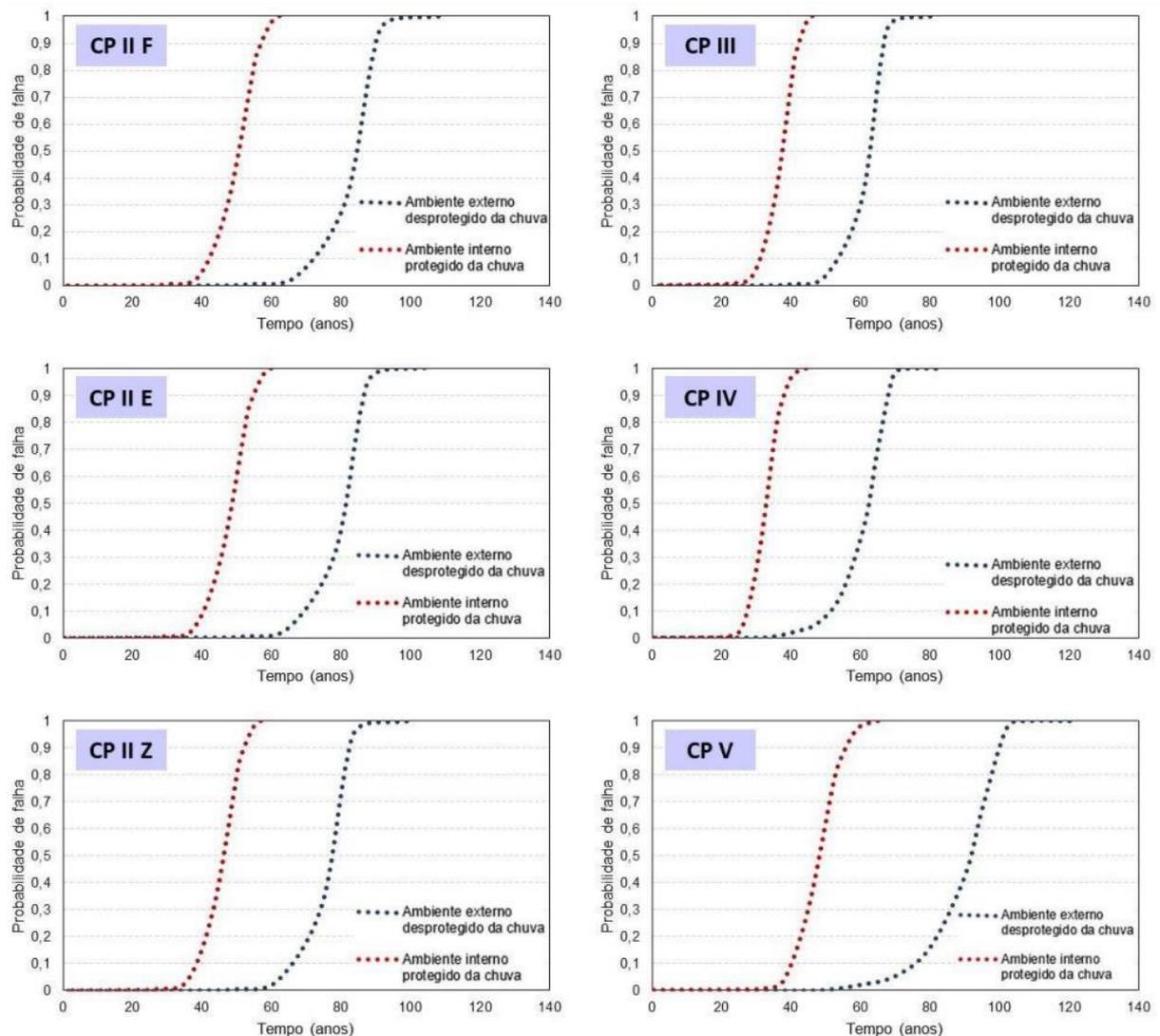


Fonte: Felix et al. (2019).

Por meio dos gráficos da Figura 32, os autores concluem que a área da armadura não sofre redução durante o período de iniciação da corrosão, apenas após a despassivação do aço, com a perda progressiva da área da barra. Em seguida Felix

et al. (2019) analisam a probabilidade da estrutura atingir seu estado limite de serviço durante sua vida útil de projeto, levando como valor máximo para a abertura de fissura 0.3 milímetros, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014). Os resultados encontrados pelos autores estão contidos na Figura 33; por meio deles, os autores puderam observar que, para períodos menores que 20 anos, a estrutura não apresenta probabilidade de falha devido à presença de fissuras, apenas após a despassivação do aço é que as chances de falhas aumentam consideravelmente. Além disso Felix et al. (2019) concluem que o ambiente de exposição e o concreto utilizado influenciam diretamente o tempo até o estado limite de serviço de fissuração, sendo essencial ser levado em conta na fase de projeto, visto que o ambiente interno é mais agressivo que o externo, nos casos analisados.

Figura 33 - Resultados sobre a probabilidade de falha



Fonte: Felix et al. (2019).

Em suas considerações finais, Felix et al. (2019) concluem que o cobrimento protege a estrutura da despassivação do aço, além de prolongar o tempo para que ela atinja seu limite máximo de abertura de fissuras, sendo que as fissuras alcançaram valores superiores aos recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para a maioria dos casos analisados; quanto maior a durabilidade do cimento utilizado para a produção do concreto, maior será a resistência da estrutura à corrosão; além disso, para os autores, a metodologia aplicada se caracteriza como uma possibilidade para análise de problemas da área de patologias das estruturas de concreto armado.

### 3 METODOLOGIA

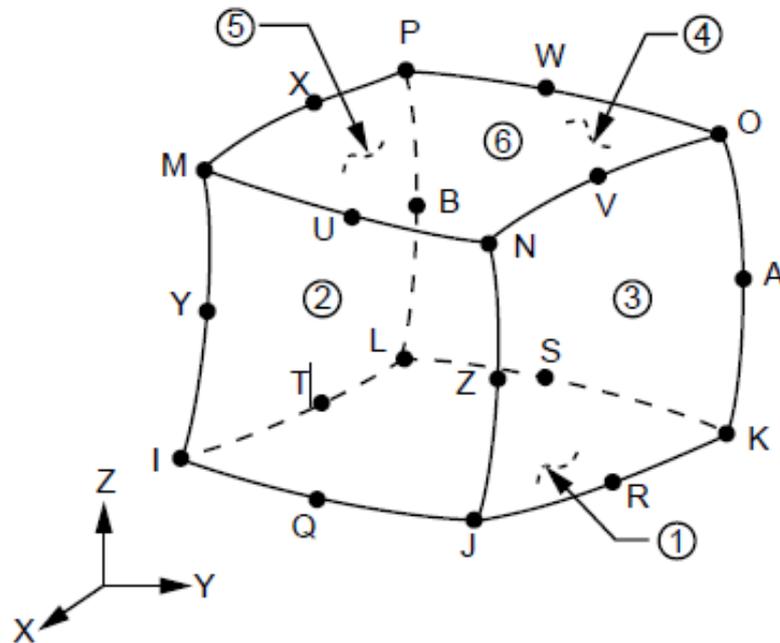
Como já mencionado anteriormente, o modelo elaborado foi desenvolvido com base no método dos elementos finitos, realizado no *software* ANSYS. Foram utilizados dois tipos de elementos finitos, sendo um para o concreto e outro para a armadura; ambos sendo utilizados em conjunto com o modelo constitutivo *DP-CONCRETE*. A seguir serão elucidadas as etapas do processo de modelagem realizadas neste trabalho.

#### 3.1 TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NO MODELO

Em sua biblioteca de dados, o ANSYS apresenta uma grande quantidade de elementos finitos para serem utilizados durante o desenvolvimento dos modelos, sendo necessário escolher aquele que mais se adequa à modelagem em questão. Os tipos de elementos finitos utilizados durante o desenvolvimento deste trabalho foram o *SOLID186*, para as duas vigas de concreto analisadas, e o *REINF264*, para a armadura da estrutura, afetada pelos graus de corrosão de 0, 2, 5, 10 e 20% de perda de massa.

##### 3.1.1 Vigas de concreto – *solid186*

Para a análise das vigas de concreto foi utilizado o *SOLID186*, representado pela Figura 34, constituído por elementos hexaédricos, com vinte nós, apresentando três graus de liberdade cada (translação nos eixos x, y e z) e funções de interpolação. Como opção do *software*, pode-se utilizar esses elementos na forma de camadas ou de forma homogênea, assim como com integração completa ou reduzida. Para o trabalho realizado foi escolhida a operação dos elementos de forma homogênea, com uma integração completa. Outras características do elemento *SOLID186* são: a análise e formulação de materiais com grandes deformações, plasticidade, fluência e encruamento, assim como sua compatibilidade com o elemento *REINF264*, utilizado para a representação da armadura.

Figura 34 – Elemento *SOLID186*

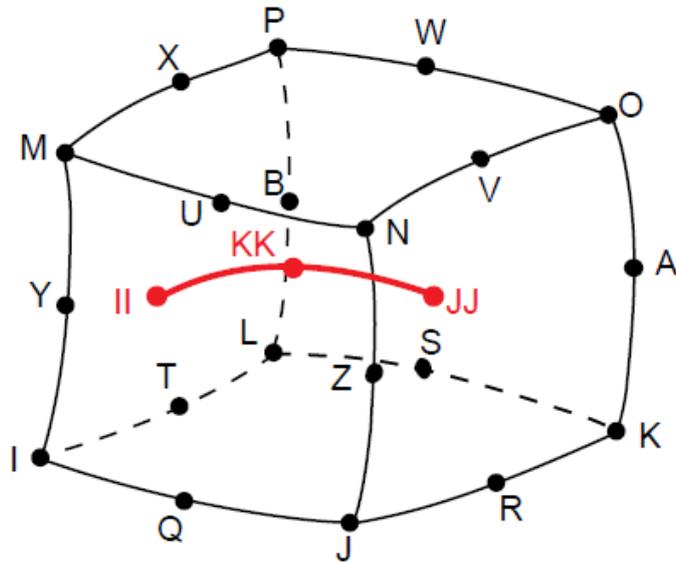
Fonte: ANSYS (2022).

### 3.1.2 Armadura – *reinf264*

Para modelar as barras de aço, foi utilizada armadura incorporada por meio do elemento de reforço *REINF264*, o qual pode ser utilizado de forma conjunta com os elementos de barra, sendo adequado para a simulação de fibras de reforço, que são modeladas como uma barra que apresenta somente rigidez axial. Vale ressaltar que as características dos elementos modelados com *REINF264*, como coordenadas nodais, conectividade e graus de liberdade, são iguais às do elemento base.

Algumas das principais características dos elementos *REINF264* são a possibilidade de realização de modelos que apresentem alta deformação, tensões iniciais, fluência, plasticidade e deflexões; a Figura 35 ilustra o elemento *REINF264*. Para a criação da armadura incorporada, foram utilizados elementos *MESH200* que, pela funcionalidade do ANSYS denominada de método da malha independente, determinam a posição onde os elementos *REINF264* irão ser criados, se caracterizando apenas como elementos guia.

Figura 35 - Elemento *REINF264* aplicado no *SOLID186*



Fonte: ANSYS (2022).

### 3.2 MODELO CONSTITUTIVO *DP-CONCRETE*

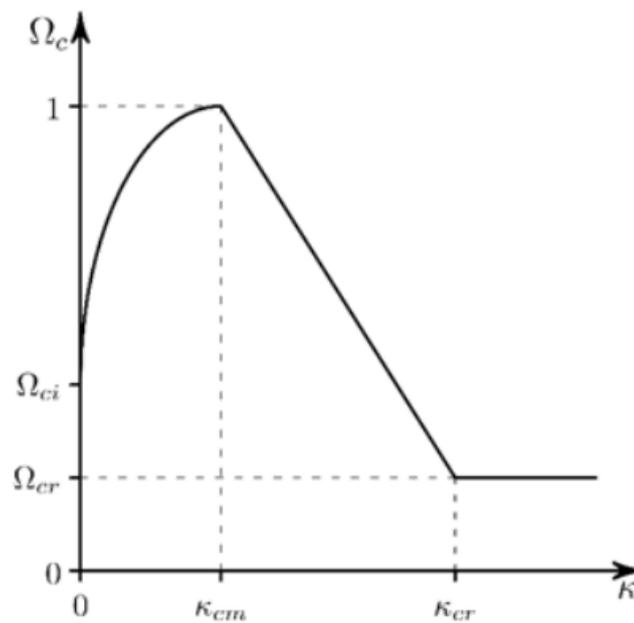
Para a realização do modelo Drucker-Prager Concrete, presente nas versões mais atuais no ANSYS, é utilizado duas superfícies principais, sendo uma delas a de plastificação, que analisa a compressão, e a outra de ruptura, analisando a tração e tração-compressão. Destaca-se que o ANSYS disponibiliza duas opções de superfície para a ruptura, podendo ser a superfície de Drucker-Prager ou a de Rankine; já para a plastificação a superfície disponibilizada é a de Drucker-Prager.

Neste trabalho foram utilizadas duas superfícies de Drucker-Prager para a realização do modelo proposto. De acordo com o estabelecido no modelo constitutivo DP-Concrete, a lei de endurecimento é definida pela superfície inicial de plastificação, sendo o material admitido como linear-elástico até esse ponto, ou seja, se o resultado das tensões até um determinado momento for negativo, o material está no regime elástico, sendo a plastificação iniciada quando esse resultado é maior ou igual a zero.

A lei de endurecimento para o concreto comprimido determina o movimento da superfície de plastificação, podendo ser de retração (amolecimento) ou expansão (endurecimento), relacionando a tensão efetiva com a deformação plástica efetiva. De acordo com o modelo HSD analisado, a lei de endurecimento pode assumir diferentes formas, sendo o modelo Linear utilizado na modelagem proposta neste trabalho; a Figura 36 apresenta a lei de endurecimento para o modelo Linear, regida pela

Equação 17. Destaca-se que, por meio dos resultados de convergência da solução das leis apresentadas, é possível analisar a ocorrência do esmagamento do concreto, sendo esse presente quando a solução não converge. Em relação ao concreto tracionado, o material possui comportamento elástico-linear até que se atinja a superfície de ruptura, sendo nesse momento iniciado o processo de fissuração. A lei de amolecimento do modelo Linear para tração, que relaciona a tensão efetiva com deformação plástica efetiva, está exposta na Figura 37 e é regida pela Equação 18.

Figura 36 - Lei de endurecimento para o modelo Linear



Fonte: ANSYS (2022).

$$\Omega_C = \begin{cases} \Omega_{ci} + (1 - \Omega_{ci}) * \sqrt{2 * \frac{K}{K_{cm}} - \frac{K^2}{K_{cm}^2}} & \text{para } 0 < K \leq K_{cm} \\ 1 - \frac{1 - \Omega_{cr}}{K_{cr} - K_{cm}} * (K - K_{cm}) & \text{para } K_{cm} < K < K_{cr} \\ \Omega_{cr} & \text{para } K \geq K_{cr} \end{cases} \quad (17)$$

Onde:

$\Omega_C$  = função de plastificação para compressão;

$\Omega_{ci}$  = tensão relativa no início da plastificação;

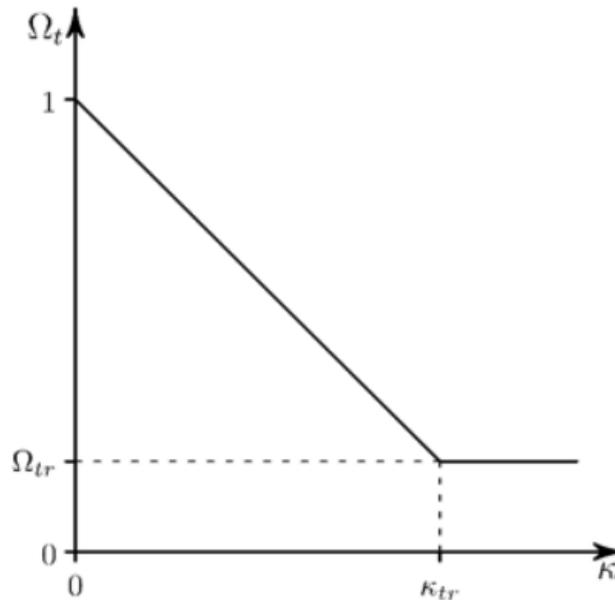
$K$  = deformação plástica efetiva (endurecimento);

$K_{cm}$  = deformação plástica para a tensão máxima;

$\Omega_{cr}$  = tensão relativa residual;

$K_{cr}$  = deformação plástica última para compressão.

Figura 37 - Lei de amolecimento para o modelo Linear



Fonte: ANSYS (2022).

$$\Omega_t = \begin{cases} 1 - (1 - \Omega_{tr}) * \frac{K}{K_{tr}} & \text{para } 0 < K < K_{tr} \\ \Omega_{tr} & \text{para } K \geq K_{tr} \end{cases} \quad (18)$$

Onde:

$\Omega_t$  = função de plastificação para tração;

$K_{tr}$  = deformação plástica para a tensão mínima;

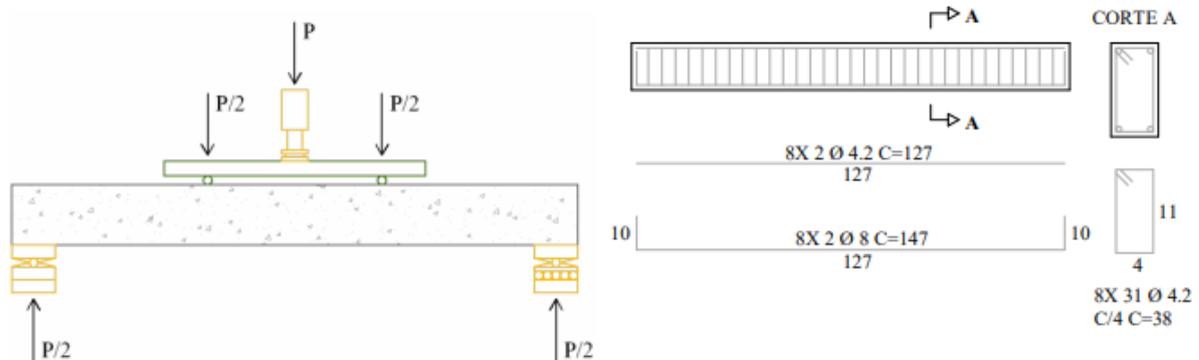
$\Omega_{tr}$  = tensão relativa residual;

### 3.3 VIGAS ANALISADAS

Para a realização deste trabalho, foram analisadas duas vigas de concreto armado distintas, sendo uma delas a dimensionada e utilizada por Graeff (2007) em sua análise numérica e outra dimensionada exclusivamente para este estudo. A Figura 38 ilustra a viga de Graeff (2007), sendo uma viga de dimensões 70x140x1300 mm (com distância entre apoios de 1200 mm) e carga de serviço utilizada de 21 kN. A análise da viga de concreto armado de detalhamento igual a de Graeff (2007) serviu para a validação da modelagem realizada neste trabalho. Após uma calibração entre os resultados para a primeira viga, foi realizada a análise da segunda viga, de dimensões 200x600x6000 mm (com distância entre apoios de 5900 mm) e carga de serviço de 40 kN, cujo detalhamento está apresentado na Figura 39, sendo que essa não apresenta armadura superior em seu dimensionamento. Vale ressaltar que ambas

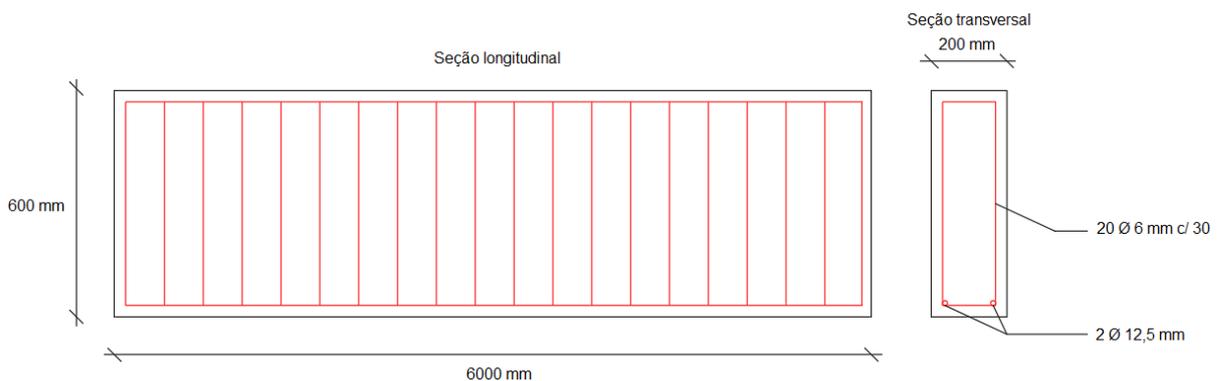
as vigas são dimensionadas para o concreto de resistência à compressão de 25 MPa e possuem o mesmo esquema de carregamento.

Figura 38 – Detalhamento da viga utilizada por Graeff (2007)



Fonte: Graeff (2007).

Figura 39 – Detalhamento da viga dimensionada para segunda análise



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

### 3.4 DADOS DE ENTRADA PARA O MODELO

Como dados de entrada das vigas, foram empregados os valores utilizados por Graeff (2007) em seu estudo sobre os efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado, já mencionado anteriormente neste trabalho. As propriedades do concreto são: módulo de elasticidade igual a 25,93 GPa, resistência à compressão igual a 25 MPa, resistência à tração de 1,79 MPa, coeficiente de Poisson igual a 0,2 e peso específico igual a 2500 kgf/m<sup>3</sup>; já para o aço foi adotado módulo de elasticidade igual a 210 GPa e resistência à tração de 500 MPa.

Para caracterizar as alterações das propriedades dos materiais devido ao processo de corrosão, Graeff (2007) levou em consideração os resultados obtidos durante a fase experimental de seu estudo como, por exemplo, a porcentagem de

redução da área de seção transversal, medida com a ajuda de um micrômetro. Essas variações, expostas na Tabela 6, serviram para modelar as alterações das propriedades dos elementos, durante a modelagem proposta neste trabalho.

Tabela 6 – Variações das propriedades dos elementos

Grau de corrosão (%)	Redução da resistência de aderência (%)	Redução da área de seção transversal (%)	Redução da resistência à tração (%)
2	0,0	3,71	0,0
5	0,0	7,47	0,0
10	11,0	13,73	0,0
20	43,0	25,71	45,0

Fonte: Adaptado de Graeff (2007).

Para os parâmetros utilizados para a realização da modelagem de elementos finitos com base no modelo Linear, foram utilizadas as fórmulas e valores propostos por Benincá (2019), expostos na Tabela 7. Ao longo da realização da modelagem, esses valores podem ser calibrados, com o objetivo de encontrar resultados finais com uma maior correspondência aos de Graeff (2007).

Tabela 7 – Parâmetros para o modelo Linear

$K_{cm}$	$0,0021 - f_{cm} / E$
$K_{cr}$	$0,0035 - \Omega_{cr} * f_{cm} / E$
$E_{ci}$	$2150 * (f_{cm})^{1/3}$
$E_c$	$\alpha_i * E_{ci}$
$\Omega_{ci}$	40%
$\Omega_{cr}$	65%
$K_{tr}$	0,001
$\Omega_{tr}$	2%

Fonte: Adaptado de Benincá (2019).

## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados da modelagem numérica realizada para as vigas de concreto armado com corrosão de 0, 2, 5, 10 e 20% de perda de massa devido à corrosão da armadura. Além de apresentar os dados finais, estes serão analisados com o objetivo de validar as conclusões de pesquisa, apresentadas no capítulo final deste trabalho.

### 4.1 MODELAGEM NUMÉRICA

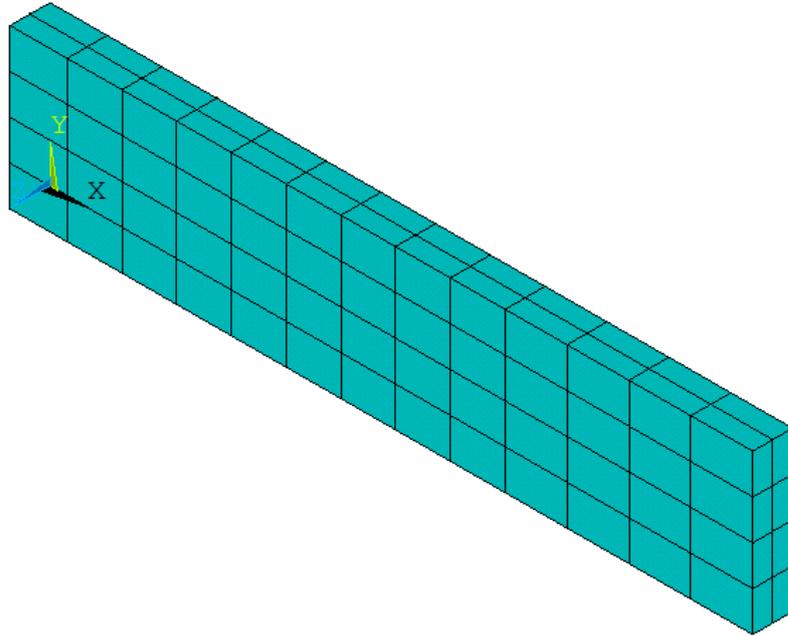
Como mencionado na parte de metodologia, foram analisadas duas vigas de concreto armado distintas, sendo uma delas a dimensionada por Graeff (2007), para sua análise numérica e experimental, e outra dimensionada exclusivamente para este trabalho. Os resultados de ambas foram utilizados a fim de validar a modelagem realizada e corroborar com as conclusões finais.

#### 4.1.1 Viga de concreto armada de Graeff (2007)

A viga de Graeff (2007) foi modelada no *software* ANSYS, como mencionado na metodologia, com base no método dos elementos finitos. As propriedades do concreto utilizadas como entrada de dados são: resistência a compressão de 25 MPa, resistência à tração de 1,79 MPa, módulo de elasticidade de 25,93 GPa, coeficiente de Poisson de 0,2 e peso específico de 2500 kgf/m<sup>3</sup>. Enquanto isso, as propriedades para as barras de aço CA-50 são: módulo de elasticidade de 210 GPa, resistência à tração 500 MPa e coeficiente de Poisson de 0,3.

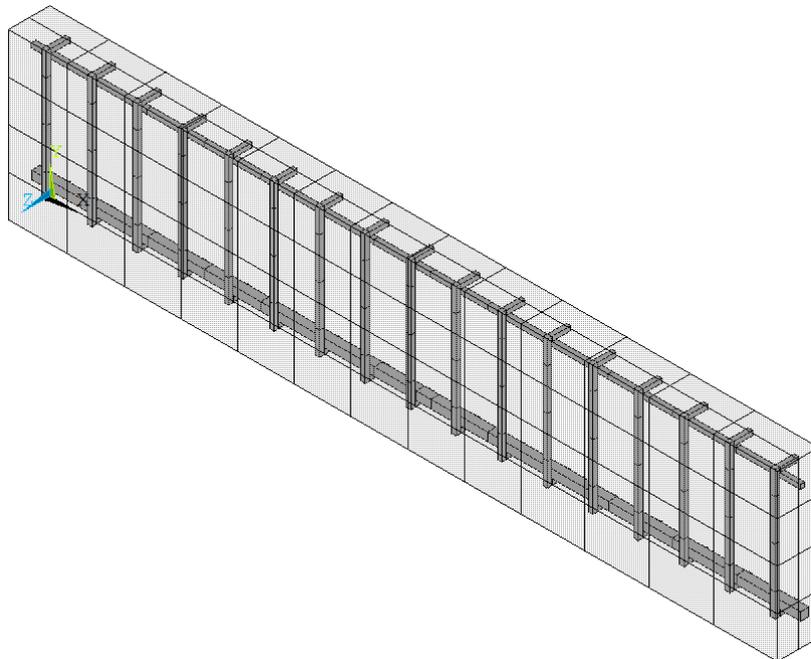
Foi realizada a modelagem de apenas 1/4 da viga, devido ao eixo de simetria em x e z, com o objetivo de acelerar o processamento da estrutura no *software* e, conseqüentemente, obter resultados de forma mais eficaz. A malha gerada para a viga de concreto armado, exposta na Figura 40, é composta por 104 elementos; a discretização da armadura foi realizada com base no exposto por Graeff (2007) e está apresentada na Figura 41.

Figura 40 – Detalhamento da malha da viga de Graeff (2007)



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Figura 41 – Discretização da armadura da viga de Graeff (2007)

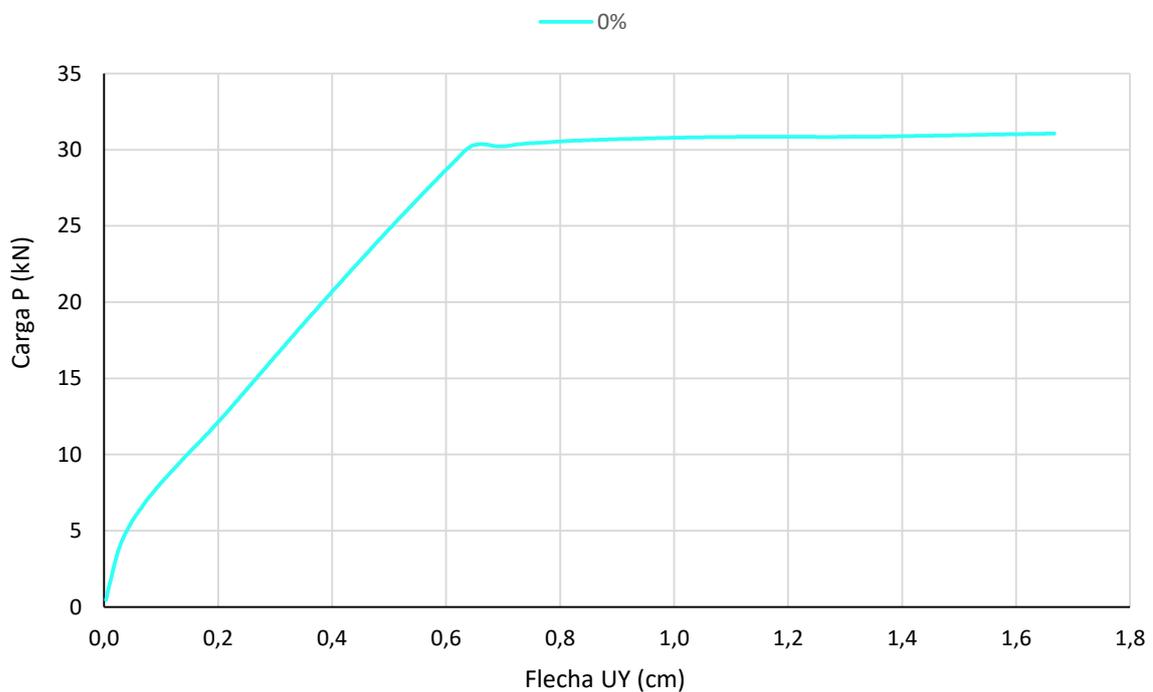


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Inicialmente foi feita a análise para a viga com suas propriedades originais preservadas, ou seja, sem o início do processo corrosivo. O gráfico da Figura 42 demonstra os valores obtidos para a carga de ruptura da estrutura para o caso

analisado, sendo de aproximadamente 30,5 kN. Vale ressaltar que, pela forma que foi realizada a programação da modelagem, a carga de ruptura é resultante da não convergência de valores, fato que não ocorre no gráfico apresentado; porém, pode-se perceber que, a partir de determinado momento, a carga máxima suportada pela viga se estabiliza, ocorrendo alteração apenas no deslocamento da estrutura. Sendo assim, é possível concluir que a carga máxima encontrada no gráfico é a mesma para que haja a ruptura da viga analisada.

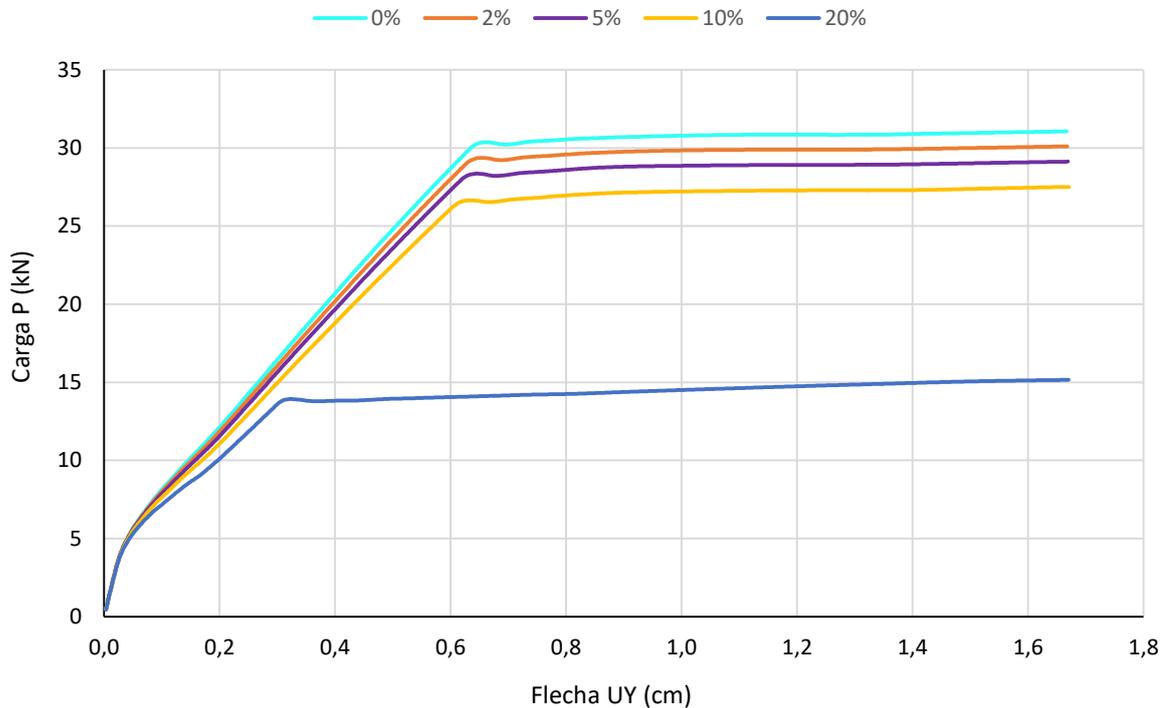
Figura 42 – Gráfico carga x deslocamento para a viga de Graeff (2007) sem alterações



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

A etapa seguinte consiste na alteração das propriedades dos materiais, a fim de caracterizar o aumento do processo corrosivo. As mudanças foram baseadas nos resultados obtidos na análise experimental de Graeff (2007) e estão expostas na Tabela 6, contida no capítulo de metodologia. Devido ao tempo final para realização da pesquisa e visando a obtenção dos resultados de forma mais rápida, não foi levada em consideração a redução da resistência de aderência entre o concreto e a barra de aço, sendo utilizadas apenas a redução da área de seção transversal da barra e a redução da resistência à tração da viga. Os resultados obtidos, para a viga de concreto armado com corrosão de 2, 5, 10 e 20% de perda de massa, são demonstrados na Figura 43, em comparação à viga com propriedades preservadas.

Figura 43 – Gráfico carga x deslocamento para a viga de Graeff (2007) com corrosão



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

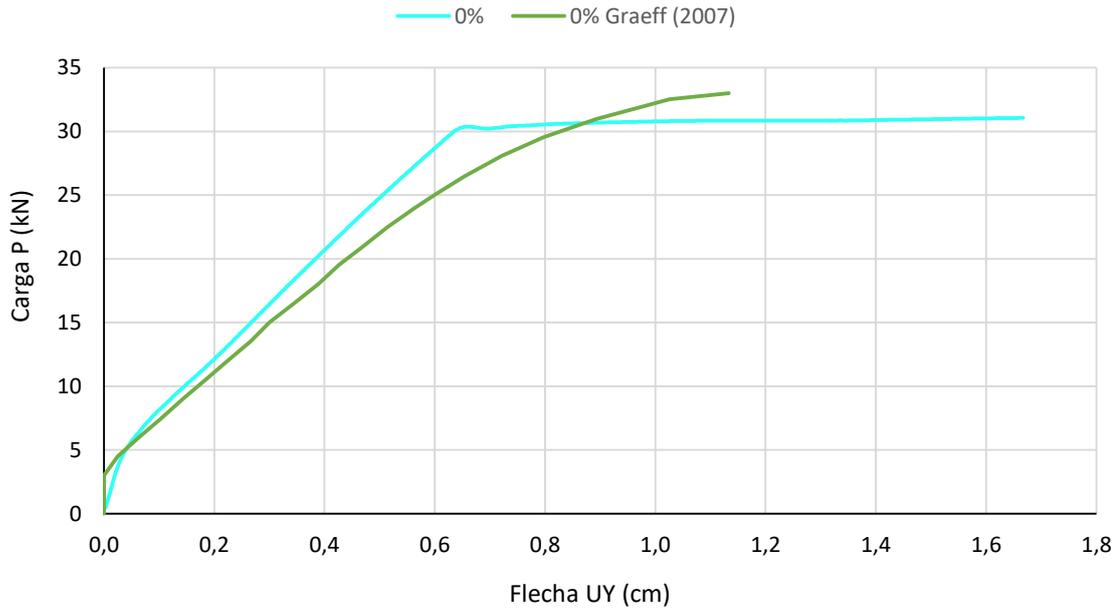
Pela análise do gráfico, percebe-se que há uma gradativa diminuição da carga máxima suportada pela estrutura conforme o processo corrosivo se intensifica, variando de 30 kN, para a viga com 2% de corrosão, para 29 kN, para a viga com 5% de corrosão, até 26,5 kN, para a viga com 10% de corrosão, chegando a 14 kN, para a viga com 20% de corrosão. Os resultados obtidos condizem com o esperado, visto que a corrosão das armaduras gera uma perda da resistência da viga de concreto armado a esforços externos.

É perceptível que, para os graus de 2, 5 e 10% de perda de massa, os valores de carga máxima suportada para a viga não variam consideravelmente, entretanto para a corrosão de 20% esse valor se intensifica. Fato esse que pode ser justificado pela diminuição de resistência à tração apenas para o caso em questão, resultando em uma perda considerável da resistência geral da estrutura.

Realizando uma comparação para o comportamento e carga de ruptura das vigas de concreto armado entre os resultados obtidos na modelagem numérica realizada com os obtidos na análise experimental de Graeff (2007), como exposto nas Figuras 44 a 48, entende-se que ambas possuem uma boa correlação, devido à

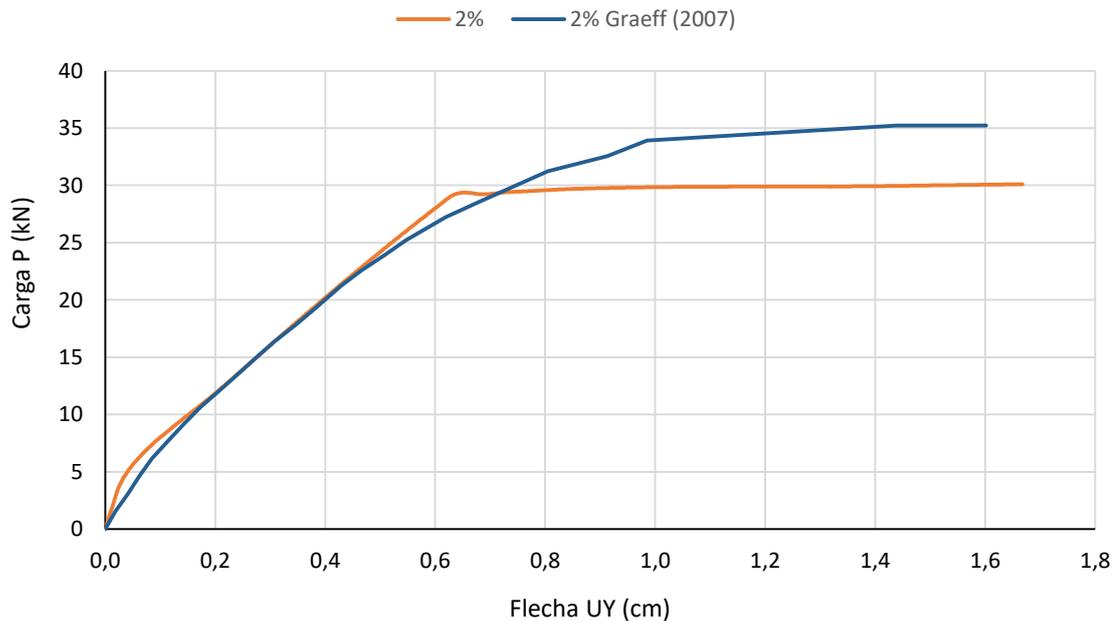
proximidade dos valores encontrados, apresentando uma diferença média percentual de 9,5% entre os dados para a carga de ruptura, como demonstrado na Figura 49. A diferença encontrada entre os resultados pode ser resultante dos métodos, fórmulas e valores utilizados na modelagem da viga de concreto armado, além da não utilização da redução da resistência de aderência da estrutura.

Figura 44 – Comportamento para a viga sem corrosão para ambas modelagens



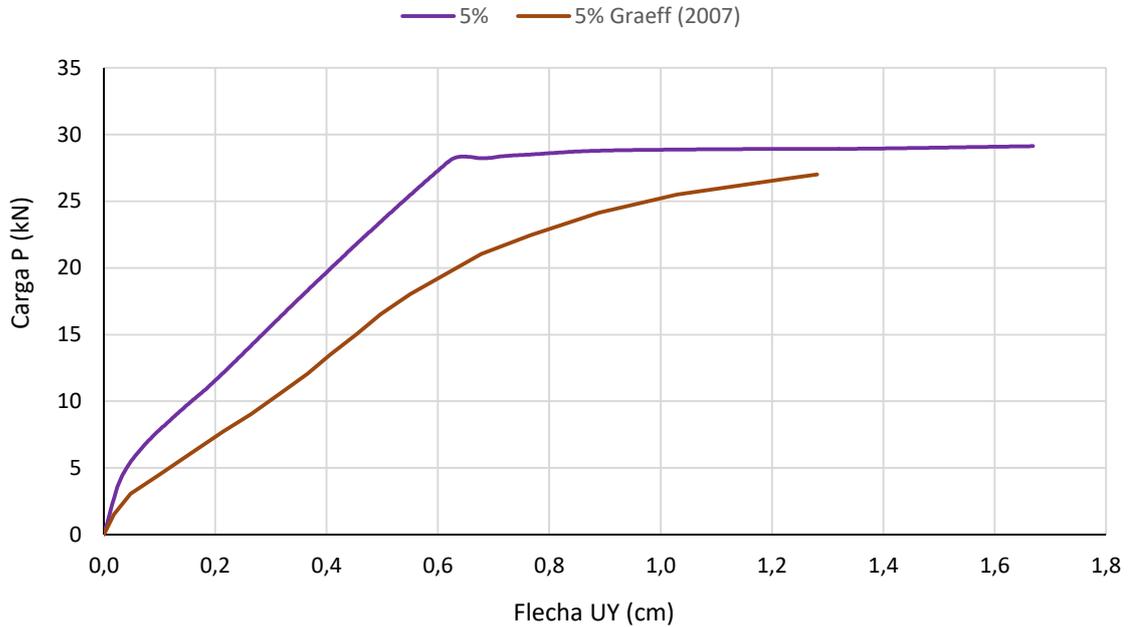
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Figura 45 – Comportamento para a viga com 2% de corrosão para ambas modelagens



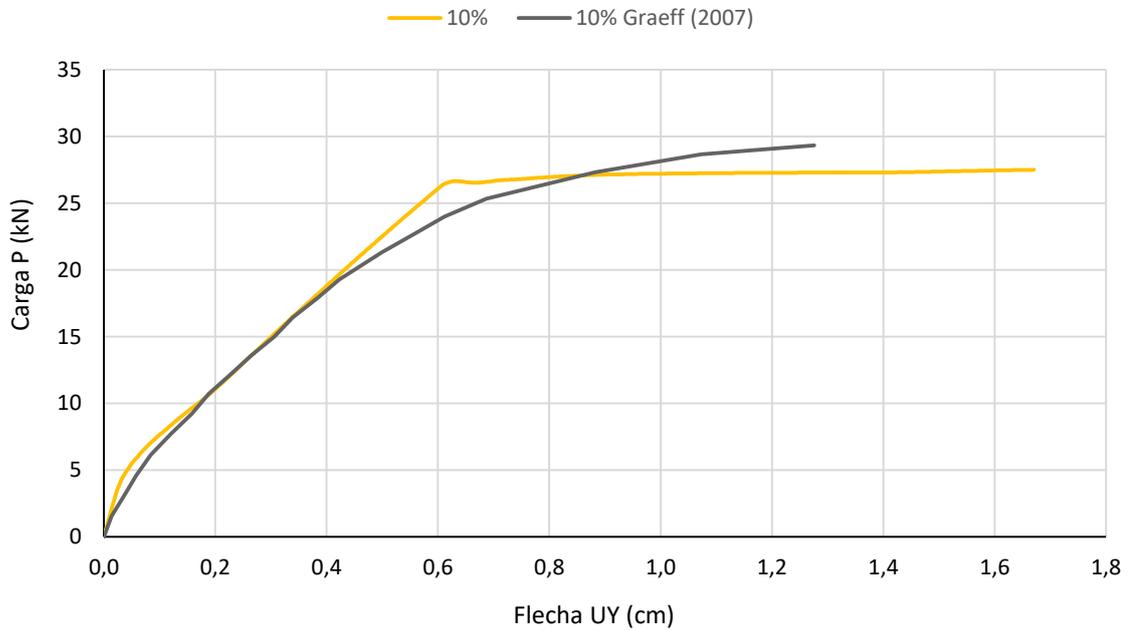
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Figura 46 – Comportamento para a viga com 5% de corrosão para ambas modelagens



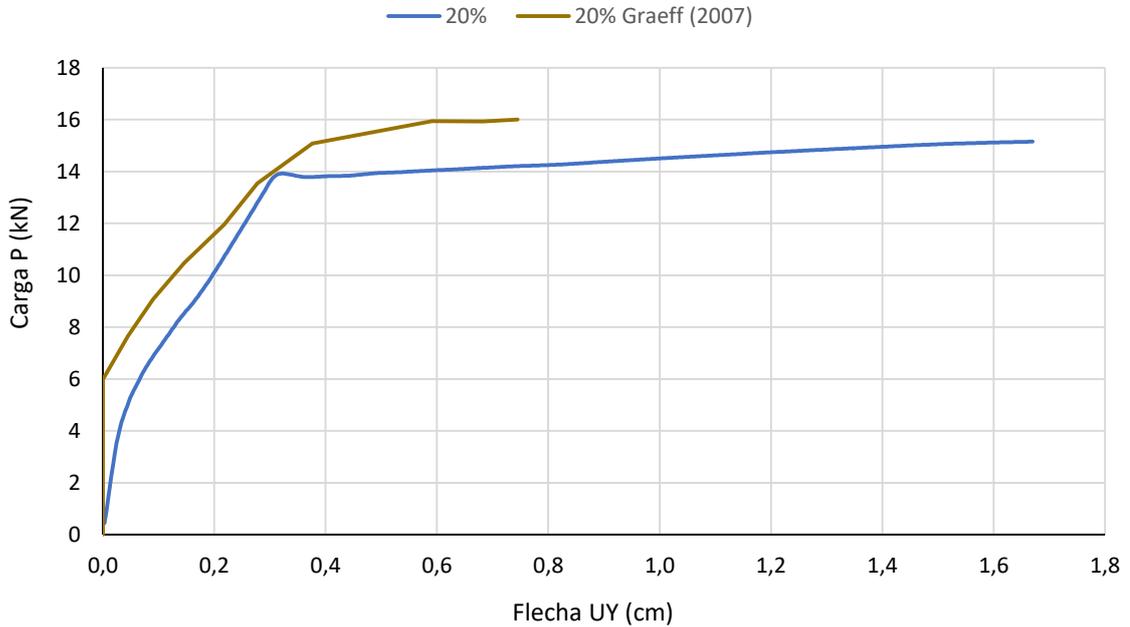
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Figura 47 – Comportamento para a viga com 10% de corrosão para ambas modelagens



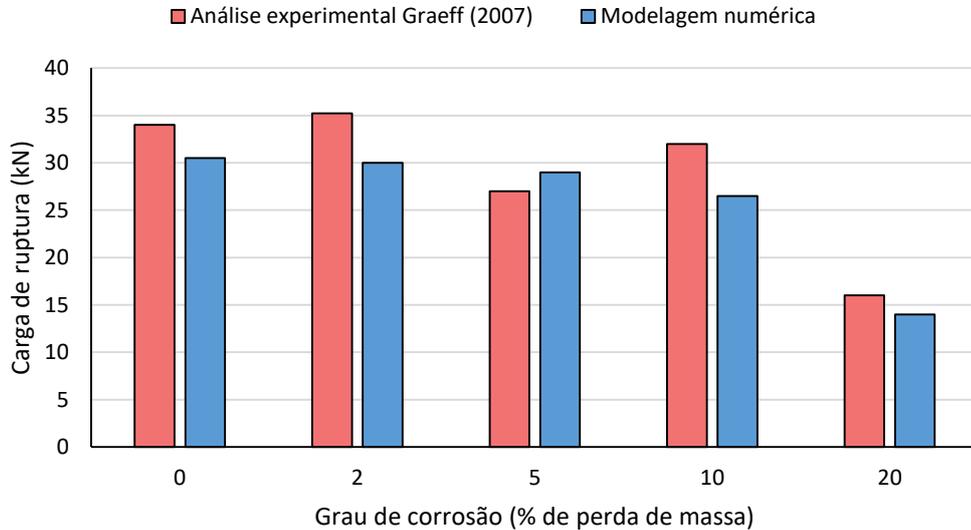
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Figura 48 – Comportamento para a viga com 20% de corrosão para ambas modelagens



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Figura 49 – Gráfico comparativo dos resultados para carga de ruptura



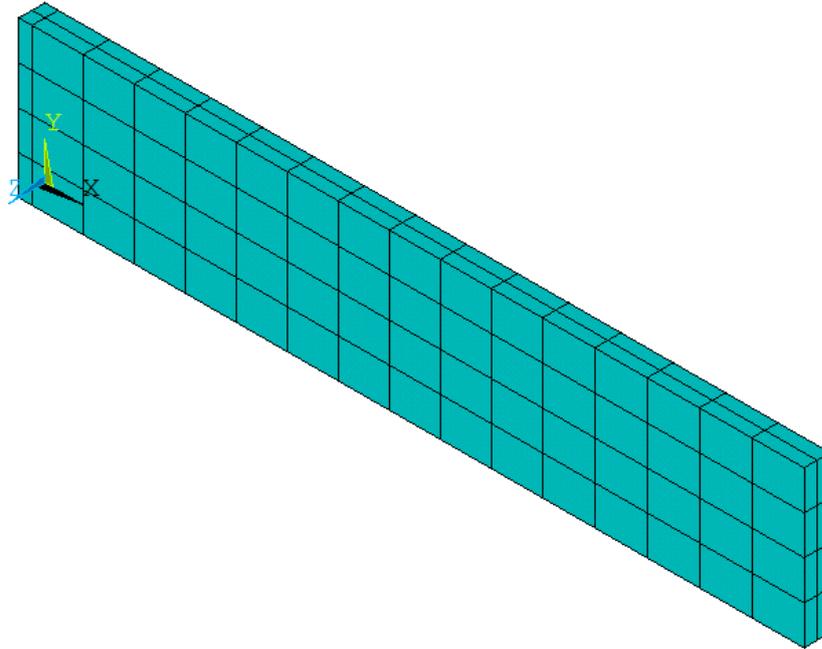
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

#### 4.1.2 Viga de concreto armado dimensionada para o trabalho

Posteriormente à análise da viga de concreto armado de Graeff (2007), foi realizada a modelagem da viga dimensionada exclusivamente para este trabalho. As propriedades de entrada dos materiais utilizados permaneceram iguais às utilizadas anteriormente, sendo alterado apenas o dimensionamento da estrutura, como exposto

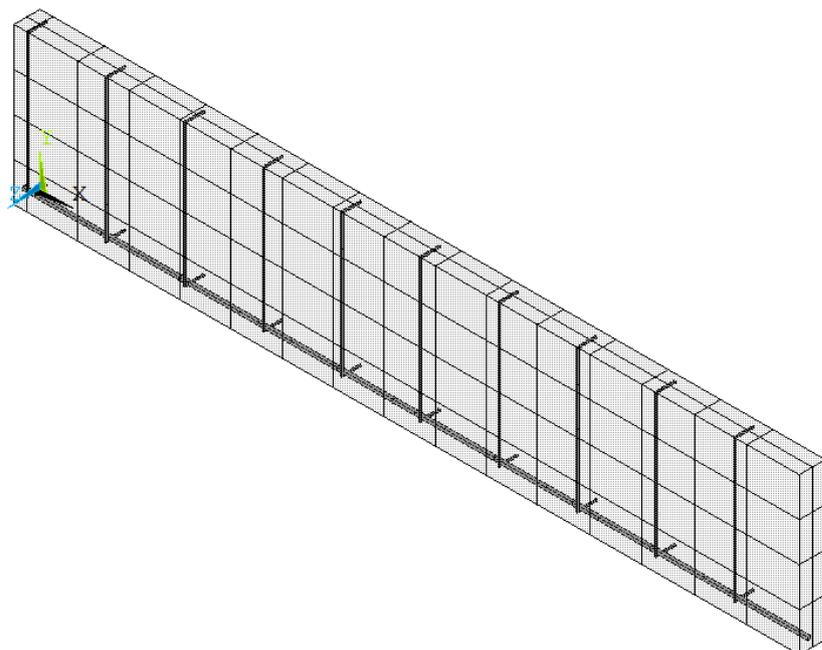
no capítulo de metodologia. Devido ao eixo de simetria da viga em x e z, esta também foi modelada em apenas 1/4 da estrutura total; a nova malhada gerada, exposta na Figura 50, é composta por 128 elementos. A discretização da armadura utilizada é apresentada na Figura 51.

Figura 50 – Detalhamento da malha da viga dimensionada



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Figura 51 -Discretização da armadura da viga dimensionada

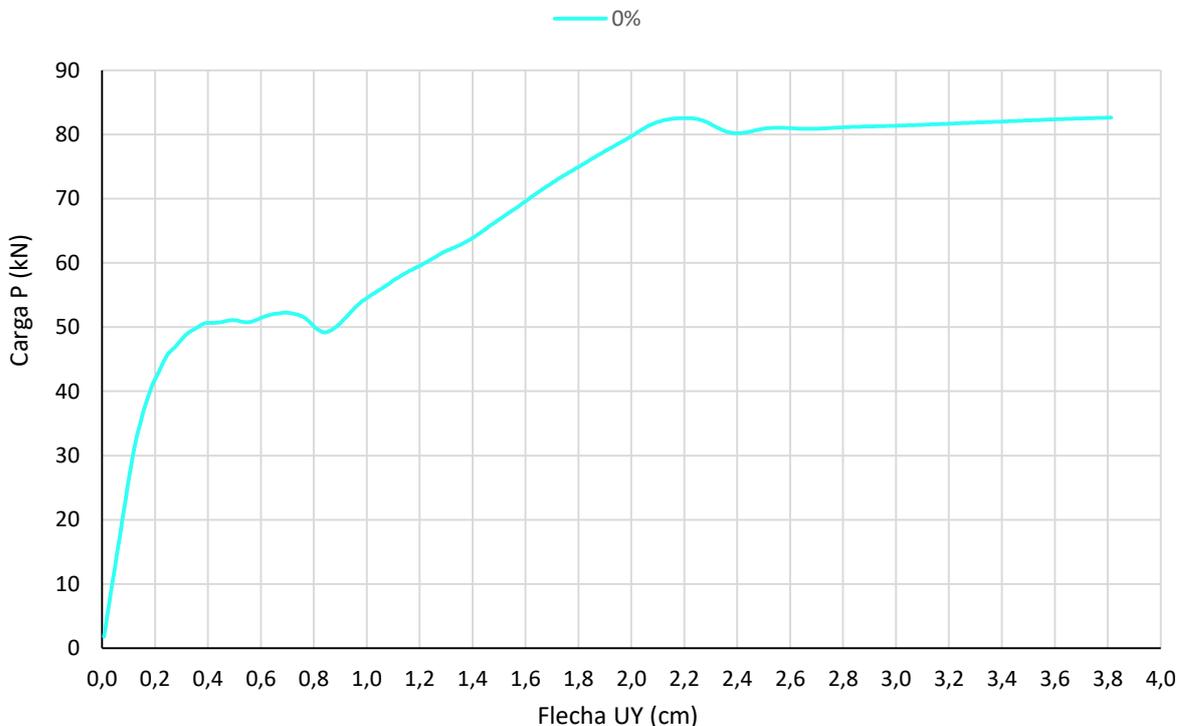


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

#### 4.1.2.1 Carga de ruptura

Assim como na estrutura de Graeff (2007), a análise para a carga de ruptura da segunda viga iniciou-se com os resultados obtidos para a viga de concreto armado com suas propriedades originais inalteradas; esses valores estão expostos na Figura 52. De forma similar à análise realizada anteriormente, é possível caracterizar a carga de ruptura da estrutura sendo a mesma encontrada no gráfico no momento em que a carga máxima se estabiliza, aumentando significativamente apenas o deslocamento do eixo central da viga de concreto armado. Para o caso em que não há o início do processo corrosivo, o valor da carga de ruptura encontrado é de 82 kN.

Figura 52 – Gráfico carga x deslocamento para a viga sem alterações

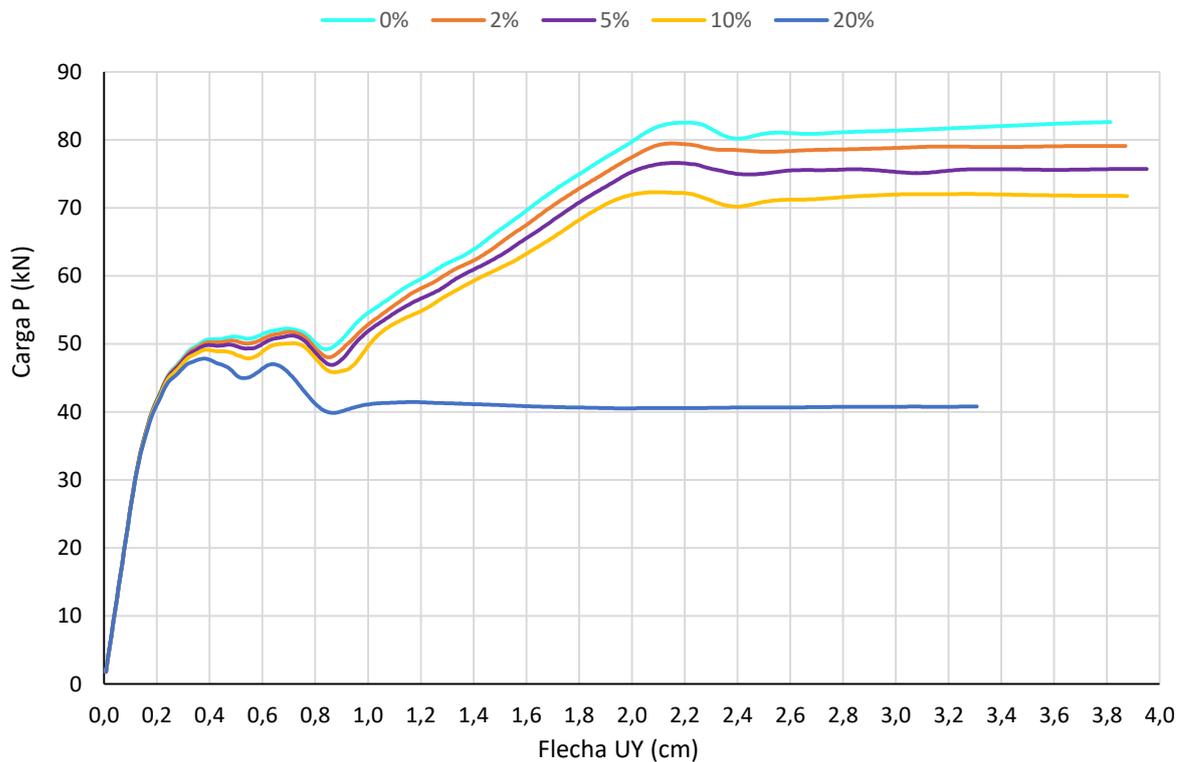


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Como pode-se perceber, a carga de ruptura da segunda viga é consideravelmente maior que a de Graeff (2007), sendo essa aproximadamente 2,5 vezes o valor encontrado para a primeira estrutura analisada. Tal fato pode ser explicado devido ao aumento das dimensões da viga, expostas no capítulo de metodologia, e também da utilização de uma armadura inferior com o diâmetro maior daquele utilizado por Graeff (2007) em seu dimensionamento.

Subsequente a essa análise, algumas propriedades do material sofreram alterações, como a redução da área de seção transversal da barra e a redução da resistência à tração da viga, com o mesmo grau de intensidade da viga de Graeff (2007), expostos na Tabela 6, visando caracterizar o aumento do processo corrosivo nas barras. Os resultados para as vigas com corrosão de 2, 5, 10 e 20% são demonstrados de forma comparativa com a viga original, na Figura 53.

Figura 53 – Gráfico carga x deslocamento para a viga com corrosão



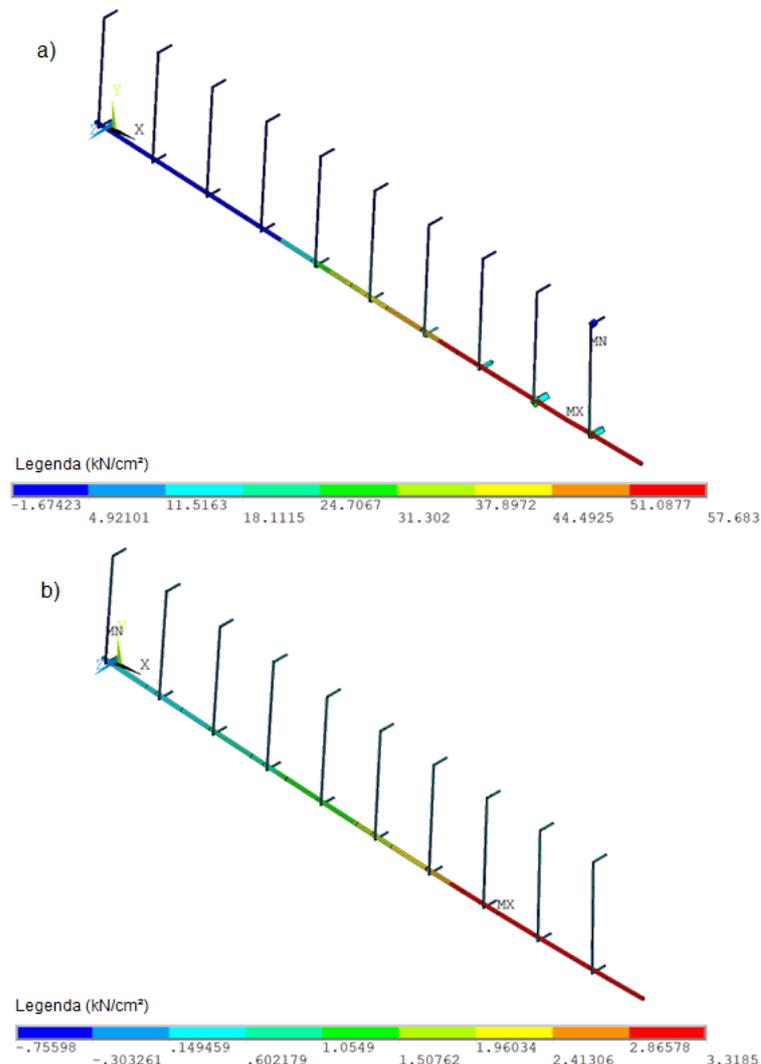
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Devido à perda da resistência da viga de concreto armado, em decorrência da corrosão da armadura da estrutura, é visível a diminuição da carga máxima suportada pela viga, ou seja, com o gradativo avanço do processo corrosivo, a carga para que haja a ruptura da estrutura se torna cada vez menor, passando de 79 kN para a viga com 2% de corrosão, para 76 kN para a viga com 5% de corrosão, até 72 kN para a viga com 10% de corrosão, chegando em 48 kN para a viga com 20% de corrosão. Visto isso, percebe-se que, para as vigas com 2, 5 e 10% de perda de massa não ocorre uma diminuição significativa na carga máxima suportada pela viga, ocorrendo uma variação considerável apenas para o grau de 20% de corrosão.

#### 4.1.2.2 Tensões nas armaduras

Além da análise da carga máxima, analisou-se, para a carga de ruptura e carga de valor igual à metade da carga de ruptura, as tensões no aço; percebe-se que, para todos os casos, com exceção da viga com 20% de corrosão da armadura, quando analisada o comportamento das barras de aço com a aplicação da carga máxima suportada pela viga, as tensões do aço apresentam um valor maior que a tensão de escoamento, fato que ocorre devido a um endurecimento no comportamento elastoplástico utilizado nos *scripts* finais, para evitar erros numéricos. Para a viga sem corrosão, exposta na Figura 54, a tensão máxima é de 57,683 kN/cm<sup>2</sup> para a carga de 82 kN, diminuindo para 3,319 kN/cm<sup>2</sup> com a aplicação de uma carga igual à 41 kN.

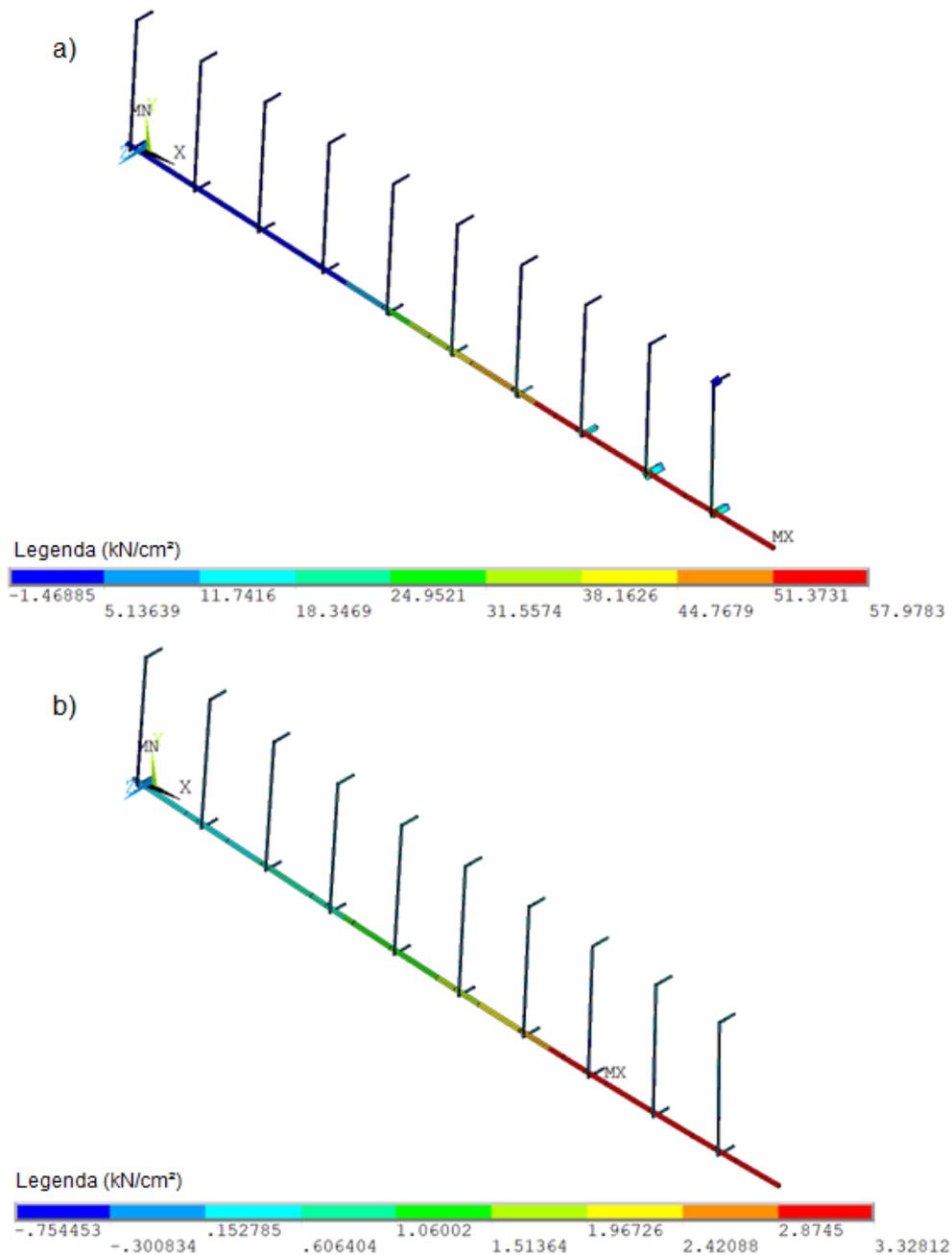
Figura 54 – Tensões no aço para a viga sem corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Quando analisada a viga com 2% de perda de massa, exposta na Figura 55, nota-se que a tensão máxima é de 57,978 kN/cm<sup>2</sup> para a carga de 79 kN e 3,328 kN/cm<sup>2</sup> para uma carga igual à 39,5 kN. Percebe-se que não há um aumento significativo nas tensões máximas da barra de aço, em comparação com a viga sem corrosão, visto que os danos causados pela corrosão de 2% das armaduras não resultam em uma perda considerável das propriedades da viga, como analisado anteriormente.

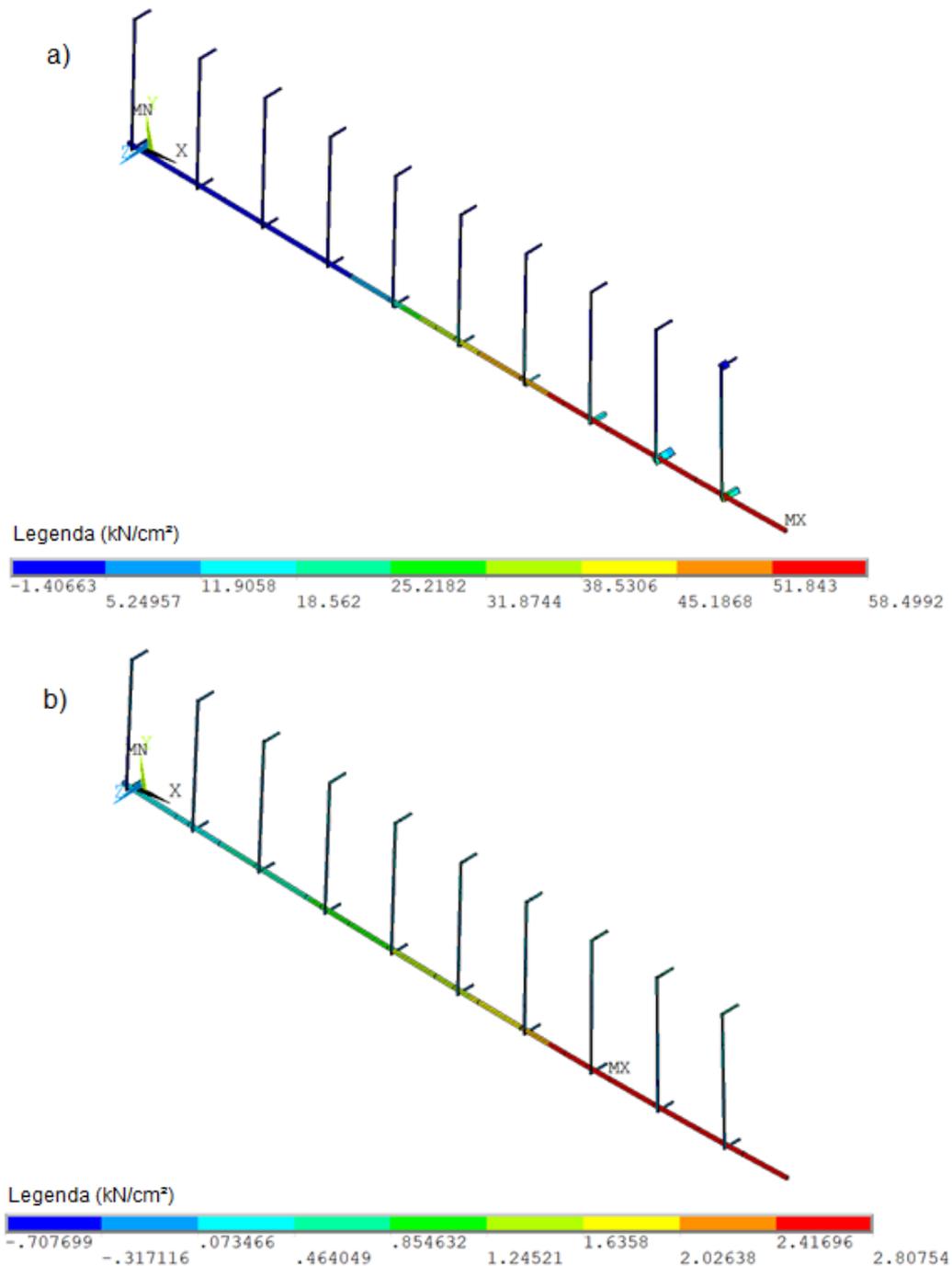
Figura 55 – Tensões no aço para a viga com 2% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Para a viga com 5% de corrosão, exposta na Figura 56, a tensão máxima é de 58,499 kN/cm<sup>2</sup> para a carga de 76 kN variando para 2,808 kN/cm<sup>2</sup> devido a uma carga de 38 kN. Como acontece na viga anterior, não ocorrem mudanças significativas nas tensões resultantes, em relação à viga antecedente, neste caso a de 2% de corrosão das armaduras, havendo apenas uma pequena diminuição na tensão máxima decorrente da aplicação de metade da carga de ruptura.

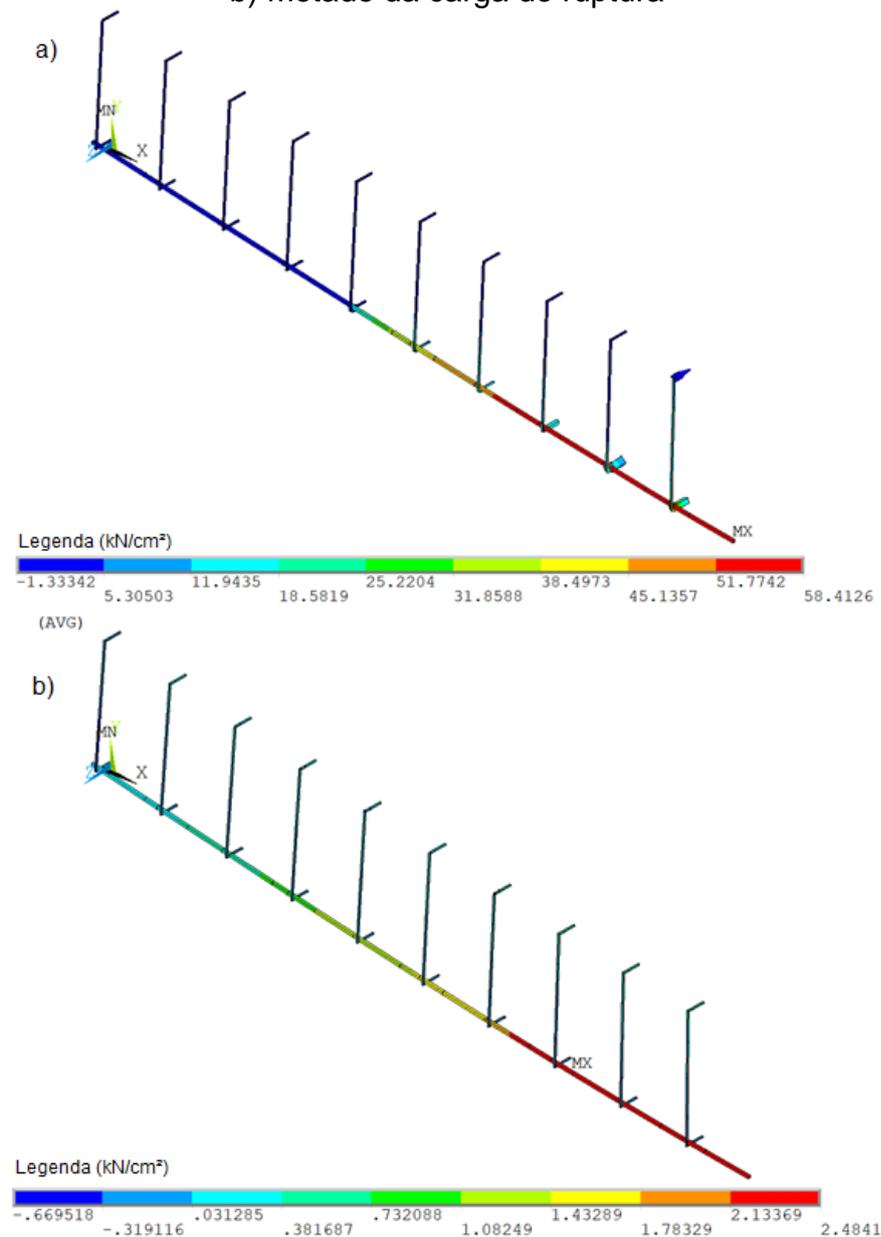
Figura 56 – Tensões no aço para a viga com 5% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Em relação a viga com 10% de corrosão, exposta na Figura 57, o valor da tensão máxima é de 58,413 kN/cm<sup>2</sup> para a carga de 72 kN alterando para 2,484 kN/cm<sup>2</sup> com a aplicação de uma carga de 36 kN. Além disso, percebe-se que as variações das tensões nas barras de aço ocorrem de forma bastante similar às da viga com 5% de perda de massa.

Figura 57 – Tensões no aço para a viga com 10% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura

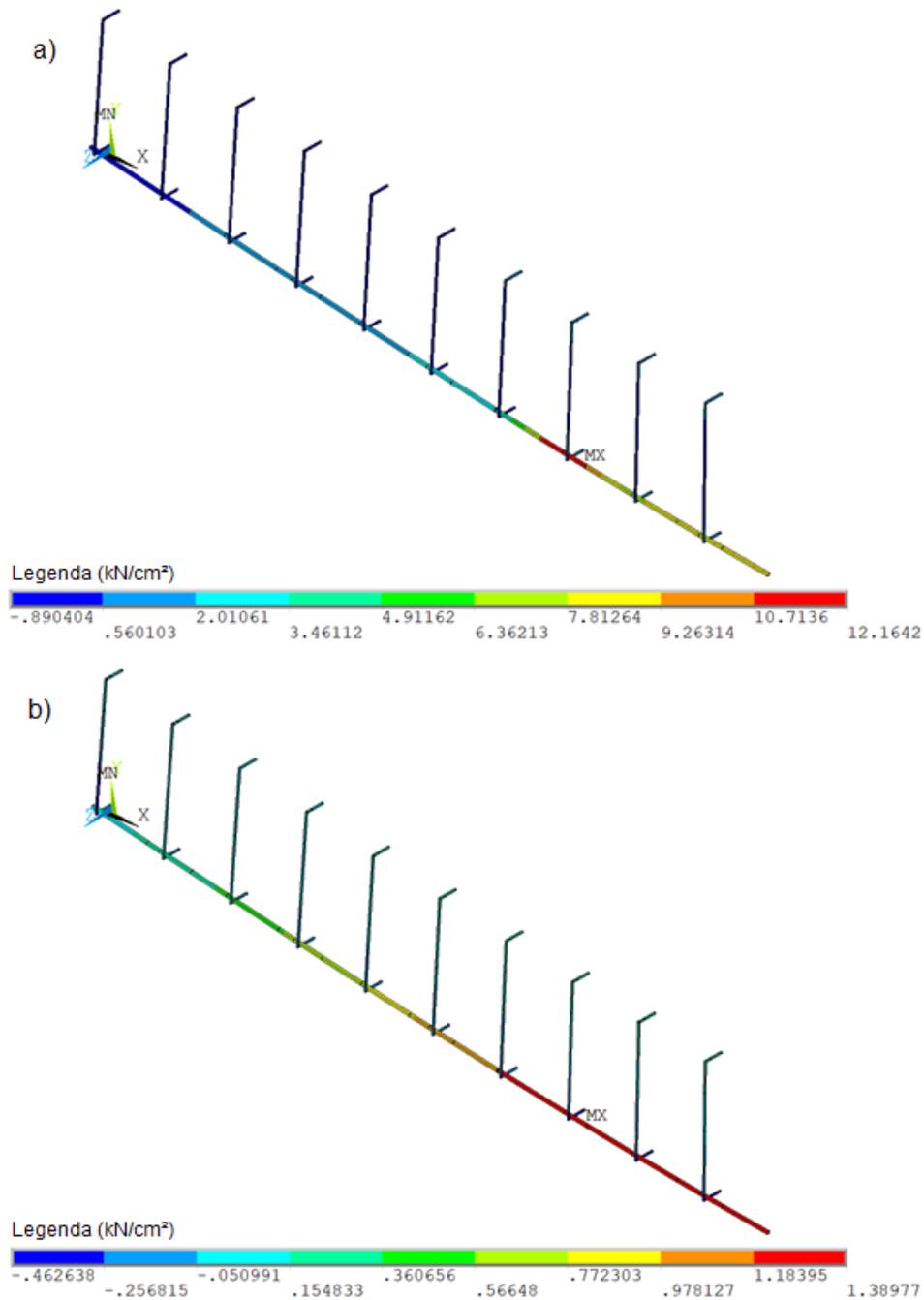


Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Com 20% de corrosão, a armadura exposta na Figura 58, apresenta tensão máxima de 12,164 kN/cm<sup>2</sup> para a carga de 48 kN e 1,39 kN/cm<sup>2</sup> para uma carga de 24 kN. Percebe-se que, para a tensão resultante da aplicação de metade da carga de

ruptura, o valor diminui gradativamente conforme a corrosão das armaduras aumenta, isso ocorre, pois o valor desta carga é cada vez menor, resultando em valores de tensões sucessivamente inferiores para esses casos.

Figura 58 – Tensões no aço para a viga com 20% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

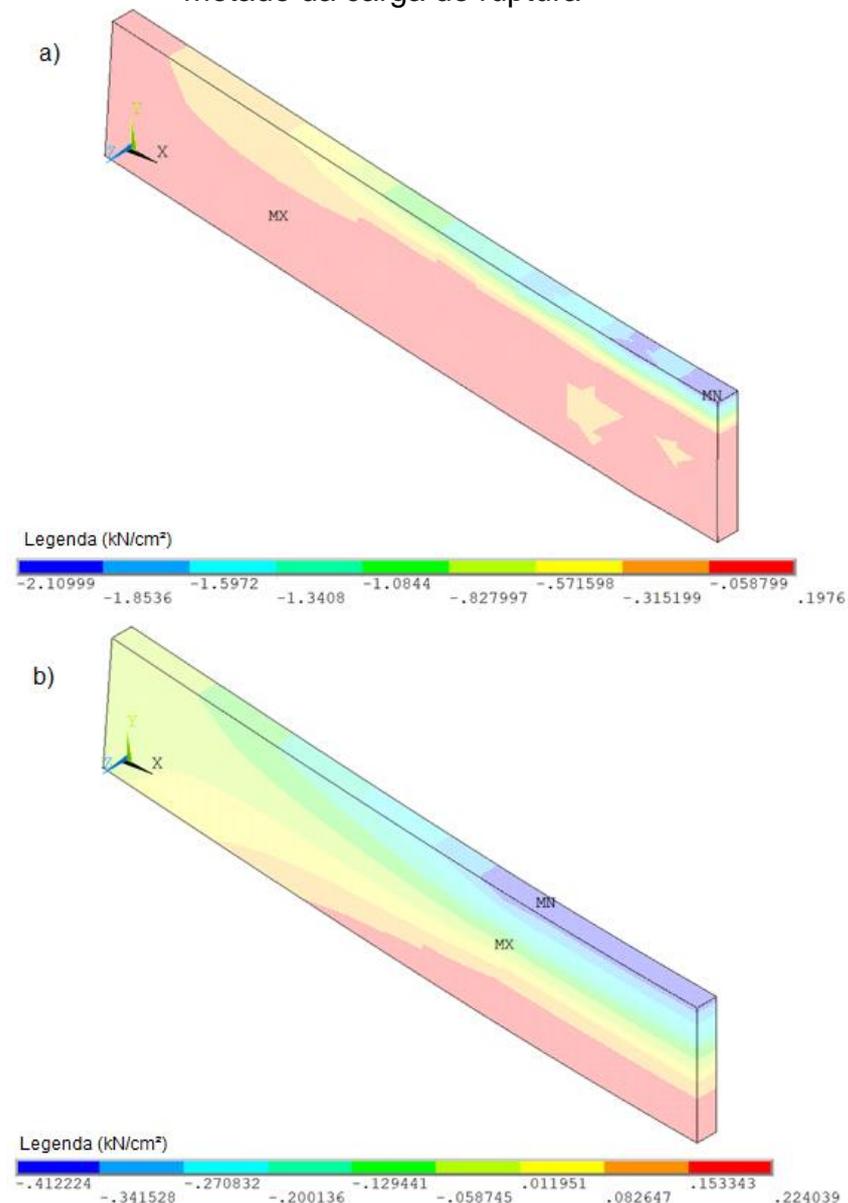
Devido a diminuição significativa das propriedades estruturais da viga com 20% de corrosão, como analisado anteriormente, nota-se que a carga de ruptura é consideravelmente menor para essa estrutura. Fato esse que corrobora para o

resultado de tensão máxima encontrado, visto que esse é relativamente inferior aos demais casos analisados.

#### 4.1.2.3 Tensões no concreto

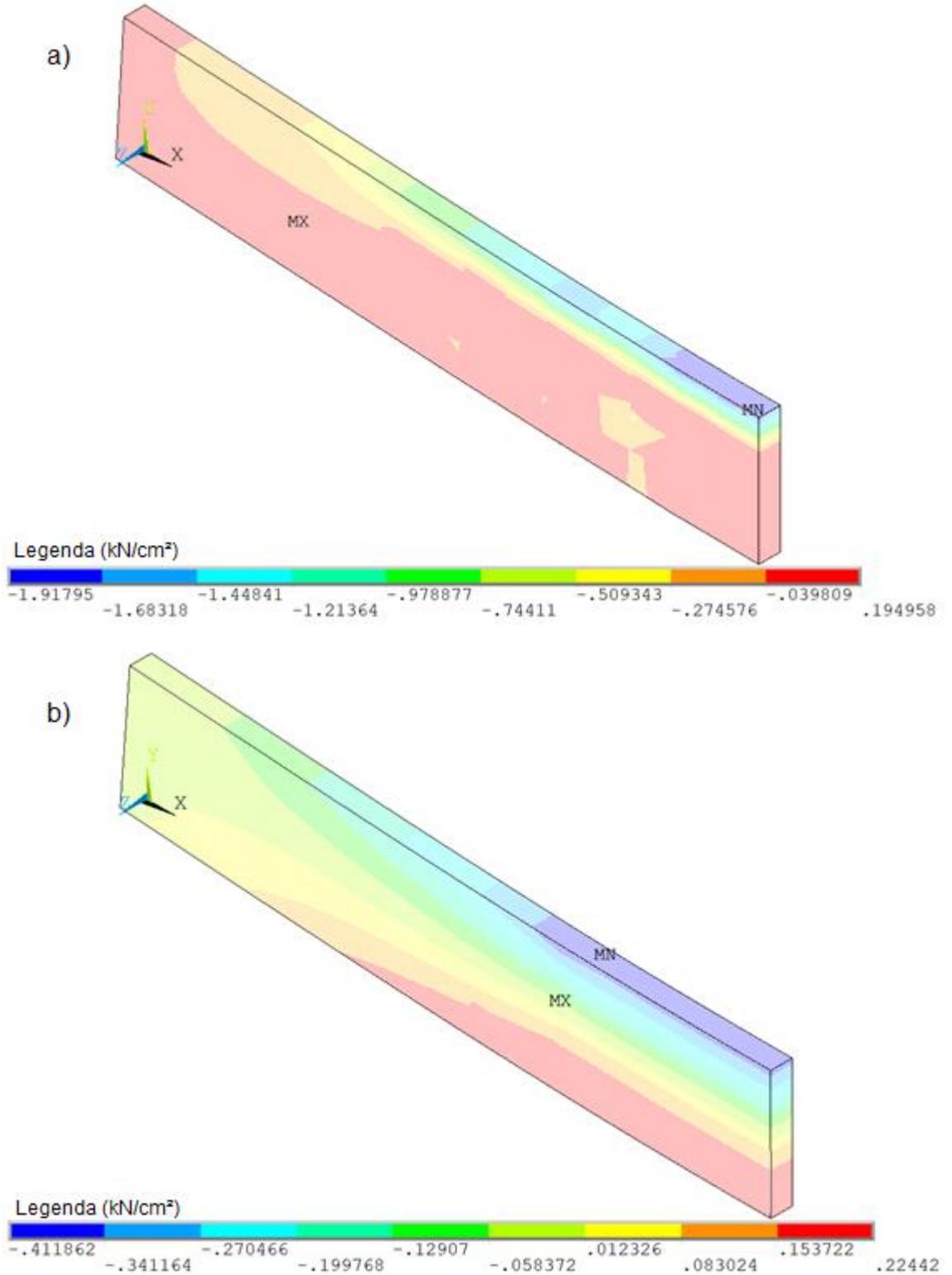
Por fim, foram analisadas as tensões no concreto para as vigas com 0, 2, 5, 10 e 20% de corrosão, tanto para a carga de ruptura quanto para carga de valor igual à metade da carga de ruptura, como realizado para as tensões na amadura. As Figuras 59 a 63 apresentam os resultados encontrados para todas as vigas analisadas, para ambas as cargas aplicadas.

Figura 59 – Tensões no concreto para a viga sem corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura



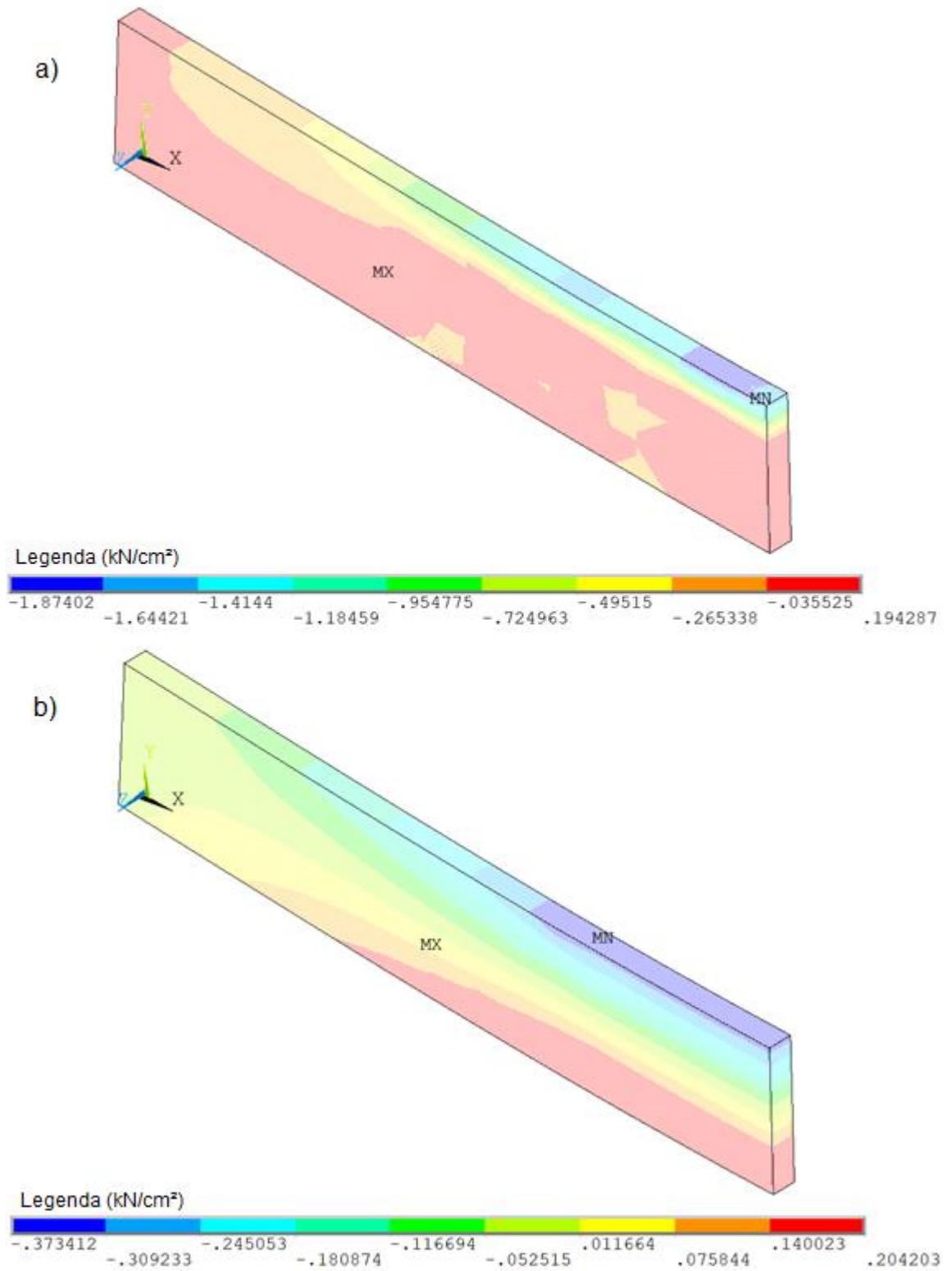
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Figura 60 – Tensões no concreto para a viga com 2% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura



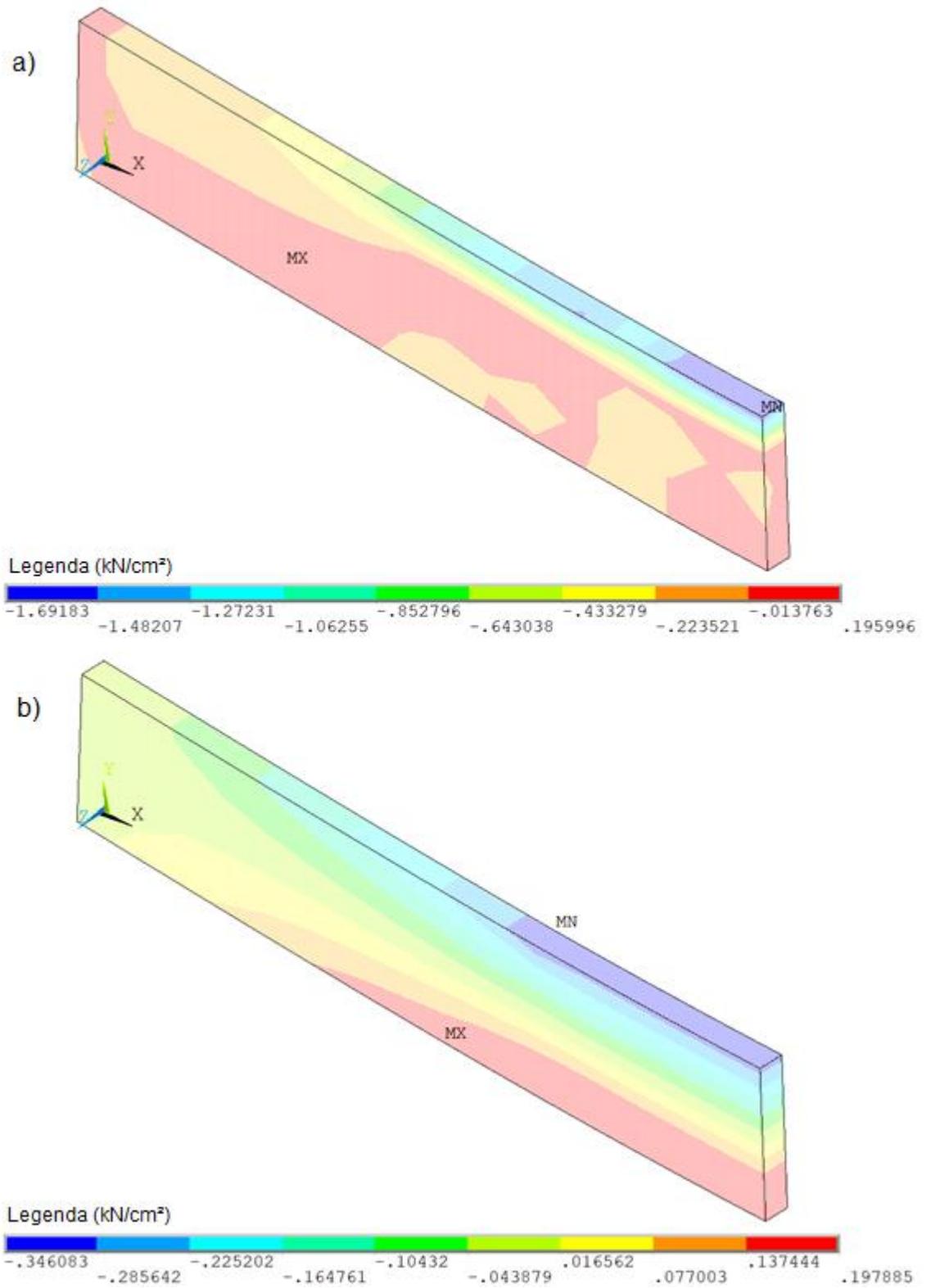
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Figura 61 – Tensões no concreto para a viga com 5% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura



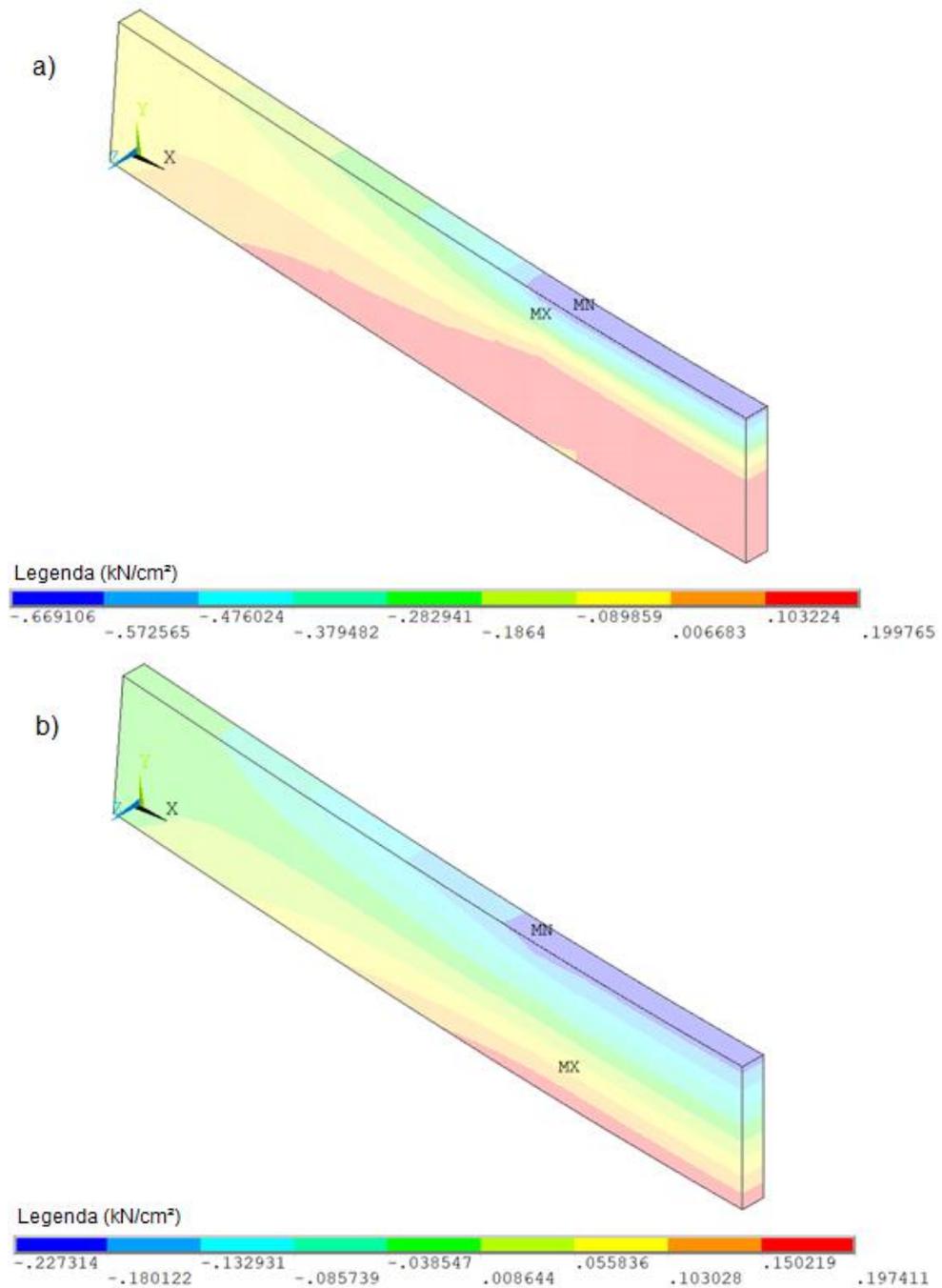
Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Figura 62 – Tensões no concreto para a viga com 10% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Figura 63 – Tensões no concreto para a viga com 20% de corrosão: a) carga de ruptura e b) metade da carga de ruptura



Fonte: Elaborado pelo Autor (2022).

Nota-se que, para todos os casos analisados, a tensão de compressão varia consideravelmente entre a aplicação da carga de ruptura e metade da carga de ruptura, chegando a mais de cinco vezes esse valor, para a viga sem corrosão, variando de 2,11 kN/cm<sup>2</sup> para 0,41 kN/cm<sup>2</sup>. Em relação à tensão de tração, percebe-se que ela não sofre mudanças significativas, permanecendo praticamente a mesma para todas as análises.

## 5 CONCLUSÕES

A modelagem numérica realizada, baseada no método dos elementos finitos, em sua primeira parte, utilizada no dimensionamento da viga de concreto armado estudada por Graeff (2007) em sua análise numérica, apresentou resultados para carga da ruptura da estrutura bastante similares com os encontrados por Graeff (2007). Pela análise dos resultados é possível perceber, assim como encontrado por Graeff (2007), uma perda da capacidade de suporte da viga de concreto armado a esforços externos, conforme a corrosão aumenta, visto que a carga de ruptura é gradativamente menor, sendo de 30,5 kN para a viga sem corrosão, 30 kN para a viga com 2% de corrosão, 29 kN para 5%, 26,5 kN para 10% e 14 kN para a viga com 20% de perda de massa.

A análise da segunda viga, dimensionada exclusivamente para este trabalho, apresenta um comportamento semelhante ao esperado e ao encontrado nos resultados para a viga de Graeff (2007), com a diminuição da carga de ruptura para as vigas analisadas, conforme o grau de corrosão das barras da armadura aumenta, variando de 82 kN para a viga sem corrosão, para 79 kN para a viga com 2% de corrosão, para 76 kN com 5%, 72 kN com 10%, chegando em 48 kN para a viga com 20% de corrosão. Além disso, a análise das tensões nas barras da armadura e no concreto demonstram um aumento desses valores conforme o carregamento externo é acentuado, como ocorre para a viga sem corrosão, na qual a tensão de compressão no concreto, quando submetido a carga de ruptura, chega a ser cinco vezes maior que a tensão para a mesma viga com a aplicação de metade da carga de ruptura. Vale ressaltar que esses resultados são intensificados devido à perda da seção transversal da barra e da resistência à tração do concreto e condizem com o comportamento real das estruturas de concreto armado.

De forma geral, percebe-se que para os graus de 2, 5 e 10% de perda de massa os danos à estrutura não são significativos, se comparados com à perda das propriedades estruturais causadas pela corrosão de 20% da massa da armadura; entretanto, como forma de segurança, é recomendado serem realizadas manutenções a partir do grau de corrosão de 10% de perda de massa, visando interromper o processo corrosivo da estrutura. De acordo com os resultados encontrados, conclui-se que a ferramenta desenvolvida neste trabalho, para a percepção das variações das

propriedades estruturais devido a corrosão da armadura nas vigas de concreto armado, é adequada para este tipo de análise, resultando em valores próximos aos da realidade.

### 5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a) realizar modelagem numérica e analisar como a viga de concreto armado se comporta levando em consideração o parâmetro de redução de resistência de aderência;
- b) analisar a variação das propriedades estruturais devido à corrosão da armadura para graus maiores do que 20%;
- c) realizar a análise numérica do comportamento de outras estruturas, que não sejam vigas de concreto armado.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Corrosion of metals in concrete**. Detroit: ACI. 30p.

ANSYS, Inc. **Element Reference**. Canonsburg: PA, 2022.

ANSYS, Inc. **Material Reference**. Canonsburg: PA, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto** – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT. 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CORROSÃO. **Corrosão** – uma abordagem geral. Rio de Janeiro: ABRACO. 13p.

Aço na construção: Brasil perde 4% do PIB com corrosão. **Revista Grandes Construções**, São Paulo, n. 79, p. 16-19, maio 2017. Disponível em: <https://www.grandesconstrucoes.com.br/Edicoes/Visualizar?IDEdicao=79>. Acesso em: 20 mar. 2022.

BENINCÁ, Matheus Erpen. **Simulação numérica de vigas alveolares mistas de aço e concreto**: modelo parametrizado de elementos finitos. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2019.

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

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

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de concreto armado**: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação. 3. ed. Rio de Janeiro: Elsevier; Brasília, DF: UnB, 2016.

CONGRESSO LATINOAMERICANO DE PATOLOGIA DE CONSTRUCCIÓN Y CONGRESSO DE CONTROL DE CALIDAD EM LA CONSTRUCCIÓN, 2019, Chiapas. **Análise da vida útil de serviço de estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão**: uma abordagem mecânico-probabilística. Chiapas: CONPA, 2019. 2 v.

ENCONTRO NACIONAL BETÃO ESTRUTURAL, 2018, Lisboa. **Modelagem do comportamento estrutural de vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos**. Lisboa: LNEC, 2018.

FELIX, Emerson Felipe. **Modelagem da deformação do concreto armado devido à formação dos produtos de corrosão**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2018.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto** – fundamentos do projeto estrutural. 1. ed. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1976.

GENTIL, Vicente. **Corrosão**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2022

GRAEFF, Ângela Gaio. **Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2007.

HELENE, Paulo Roberto do Lago. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. Tese (Livre-docência em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.

LAZZARI, Paula Manica. **Simulação numérica das etapas construtivas de pontes estaiadas através do método dos elementos finitos**. 2014. Qualificação (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014.

MEIRA, Gibson Rocha; FERREIRA, Pablo Ramon Rodrigues. Revisão sobre ensaios acelerados para indução da corrosão desencadeada por cloretos em concreto armado. **Revista Ambiente Construído**. Porto Alegre, v. 19, n. 4, p. 223/248, out./dez. 2019. Disponível em: <https://seer.ufrgs.br/index.php/ambienteconstruido/issue/view/3671>. Acesso em 18 abr. 2022.

NEVILLE, Adam Matthew. **Propriedades do concreto**. 5. ed. Tradução: Ruy Alberto Cremonini. Porto Alegre, RS: Bookman, 2016.

PEDROSO, Fábio Luís. Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem. **Revista Concreto & Construções**, São Paulo, ano XXXVII, n. 53, p. 14-19, jan./fev./mar. 2009. Disponível em: [http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas\\_ibracon/rev\\_construcao/pdf/Revista\\_Concreto\\_53.pdf](http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/Revista_Concreto_53.pdf). Acesso em: 20 mar. 2022.

POSSAN, Edna. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2010.

RAMOS, Éverton Souza. **Modelagem numérica da propagação da corrosão por cloretos em estruturas de concreto armado**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2020.

SALES, Almir; TUTIKIAN, Bernardo Fonseca; SOUSA, Carlos Alberto Caldas de; ALMEIDA, Fernando do Couto Rosa; CUNHA, Manuel Paulo Teixeira; LOURENÇO, M. Zita; CASCUDO, Oswaldo; HELENE, Paulo. **Corrosão e degradação em estruturas de concreto**: teoria, controle e técnicas de análise e intervenção. 2. ed. ampl. Rio de Janeiro: LTC, 2020.

SOUZA, Luiz Otávio Salvador de. **Análise do reforço à flexão com fibras de carbono em vigas de concreto armado: abordagem numérica**. 2020. Dissertação (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade de Caxias do Sul. Caxias do Sul, 2020.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira de; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

TUUTTI, Kyösti. **Corrosion of steel in concrete**. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

VAGHETTI, Marcos Alberto Oss. **Estudo da corrosão do aço, induzida por carbonatação, em concretos com adições minerais**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

WEIMER, Bianca Funk; THOMAS, Mauricio; DRESCH, Fernanda. **Patologia das estruturas**. Porto Alegre, RS: SAGAH, 2018.

## ANEXO A – EXEMPLO DE SCRIPT

```

!-----!
!**          1. INICIALIZAÇÃO DO PROGRAMA          **!
!-----!

! 1.1 Limpar o modelo
FINISH! Encerra processos
/CLEAR,NOSTART ! Limpa o modelo
!-----!
!**          2. PARÂMETROS DE ENTRADA            **!
!-----!

! 2.1 Parâmetros geométricos da viga
L= 130! [cm] Comprimento da viga
vao= 65! [cm] Metade do comprimento da viga
b= 7! [cm] Base da viga
h= 14! [cm] Altura da viga
xr= 10! [cm] Distância em x do início
cob= 1.5! [cm] Cobrimento do concreto
xp= 43.33! [cm] Distância x do ponto de aplicação da carga
!

! 2.1.1 Posição do apoio
apoiox= 5 ![cm] Direção x
apoioy= 0 ![cm] Direção y
!

! 2.2 Parâmetros da armadura geral
nals= 2 ! [un] Barras de aço superiores
nali= 2 ! [un] Barras de aço inferiores
nat= 17 ! [un] Estribos
!

! 2.3 Parâmetros da armadura transversal
sat= 3.85 ![cm] Espaçamento entre estribos
pat1= 1.5 ![cm] Posição do primeiro estribo
!

```

! 2.4 Diâmetro das armaduras:

dals= 0.42 [cm] Longitudinal superior de armação

dali= 0.8 [cm] Longitudinal inferior

dat= 0.42 [cm] Transversal

!

! 2.5 Parâmetros do concreto (Material 1)

Ec1= 2593 [kN/cm<sup>2</sup>] Módulo de elasticidade do concreto

nu1= 0.2 [adm] Coeficiente de Poisson do concreto

pp1= 2.5E-5 [kN/cm<sup>3</sup>] Peso próprio do concreto

fcc= 2.5 [kN/cm<sup>2</sup>] Resistência à compressão do concreto

ftc= 0.179 [kN/cm<sup>2</sup>] Resistência à tração do concreto

!

hsd\_opt= 1! 0 = não usa parâmetros HSD

! 1 = usa parâmetros HSD linear

! 2 = usa parâmetros HSD exponencial

! 3 = usa parâmetros HSD steel-reinforcement

!

! 2.6 Parâmetros do aço (Material 2)

Ea2= 21000 [kN/cm<sup>2</sup>] Módulo de elasticidade

nu2= 0.3 [adm] Coeficiente de Poisson

fyls= 56 [kN/cm<sup>2</sup>] Tensões de escoamento da armadura longitudinal superior de armação

fyli= 56 [kN/cm<sup>2</sup>] Tensões de escoamento da armadura longitudinal inferior

fyt= 56 [kN/cm<sup>2</sup>] Tensões de escoamento da armadura transversal

fabrls= 2! Opções:2 = AÇO CA-50

fabrli= 2! Opções:2 = AÇO CA-50

fabrt= 2! Opções:2 = AÇO CA-50

!

! 2.7 Parâmetros referente à malha

divl= 12 [un] Número de elementos na largura

nelemvx1= NINT(divl\*(xp-apoiox)/(vao-apoiox))! Direção x (entre o apoio e aplicação da carga)

nelemvx2= divl-nelemvx1! Direção x (entre a aplicação de carga e meio do vão da viga)

nelemvx\_x0\_xa= 1! Direção x (x=0 até x= apoiox)

```

divb= 2! [un] Número de elementos na base
divh= 4! [un] Número de elementos na altura
tipointeg= 1! 0 reduzida ou 1 completa
tipomalha= 1! 0 livre ou 1 mapeada
!
! 2.8 Parâmetros para análise
desloc= -1.3![cm] Deslocamento total imposto
nsub= 500!Número de substeps
tol= 0.2!Tolerância para convergência
!
!-----!
!**          3. PRÉ-PROCESSAMENTO          **!
!-----!
KEYW,PR_SET,1
KEYW,PR_STRUC,1!Análise estrutural
/PREP7
!
! 3.1 Definição dos elementos
ET,1,SOLID186
KEYOPT,1,2,tipointeg! tipo de integração: 0 = reduzida 1 = completa
KEYOPT,1,3,0! solido ao invés de sólido com camadas
KEYOPT,1,6,0! formulação apenas com deslocamentos
!
! 3.2 Adiciona o concreto como material 1
MPTEMP,,,,,,,,! sempre precisa colocar MPTEMP antes de MPDATA
!
MPTEMP,1,0! Define a tabela de temperaturas
MPDATA,DENS,1,,pp1/9.81! massa específica do material 1 em 1000kg/cm³
MPDATA,EX,1,,Ec1! Define o módulo de young
MPDATA,PRXY,1,,nu1! Define o coeficiente de Poisson
!
! 3.2.1 Base Drucker-Prager Concrete
Rc=fcc! [kN/cm²] uniaxial compressive strength

```

$R_t=0.03*(10*(f_{cc}-0,8))^{2/3}$ ! [kN/cm<sup>2</sup>] uniaxial tensile strength

$R_b=f_{cc}*(1.2-f_{cc}/100)$ ! [kN/cm<sup>2</sup>] biaxial compressive strength

!

delta\_t=1.0! dilatancy factor tension (original 0.25)

delta\_c=1.0! dilatancy factor compression (original 1.00)

!

! 3.2.2 Utiliza parâmetros HSD para modelo Linear

! para compressão:

omega\_ci=0.4!tensão relativa no início da plastificação

omega\_cr=0.65!tensão relativa em kappa\_cr

kappa\_cm=0.0021-fcc/Ec1!def. plástica no pico

kappa\_cr=0.0035-omega\_cr\*fcc/Ec1!def. plástica onde alcança ocr\*fc

!

! para tração:

kappa\_tr=0.001!def. plástica quando atinge tensão residual

omega\_tr=0.02!tensão residual

!

TB,CONCR,1,,,DP

TBDATA,1,Rc,Rt,Rb

!

TB,CONCR,1,,,DILA

TBDATA,1,delta\_t,delta\_c

!

TB,CONCR,1,,,HSD6

TBDATA,1,kappa\_cm,kappa\_cr,omega\_ci,omega\_cr,kappa\_tr,omega\_tr

!

! 3.2.3 Critérios de convergência:

TB,CONCR,1,,,MSOL

TBDATA,1,2,1,1e-3,100,10,1e-20

!

! 3.3 Adiciona o aço como material

! 3.3.1 Armadura longitudinal inferior (CA-50) - Material 2 - comportamento elastoplástico perfeito:

fy2=fyli

Es22=Ea2/100!Pequeno endurecimento para evitar erros numéricos

! Modelo linear Isotrópico

MPTEMP,,,,,,,,

MPTEMP,1,0

MPDATA,EX,2,,Ea2

MPDATA,PRXY,2,,nu2

! Modelo bilinear (biso)

TB,BISO,2,1,2,

TBTEMP,0

TBDATA,,fy2,Es22,,,

! 3.3.2 Armadura longitudinal superior (CA-50) - Material 3 - comportamento elastoplástico perfeito:

fy3=fyls

Es33=Ea2/100!Pequeno endurecimento para evitar erros numéricos

! Modelo linear Isotrópico

MPTEMP,,,,,,,,

MPTEMP,1,0

MPDATA,EX,3,,Ea2

MPDATA,PRXY,3,,nu2

! Modelo bilinear (biso)

TB,BISO,3,1,2,

TBTEMP,0

TBDATA,,fy3,Es33,,,

! 3.3.3 Armadura transversal (CA-50) - Material 4 - comportamento elastoplástico perfeito:

fy4=fmt

Es44=Ea2/100!Pequeno endurecimento para evitar erros numéricos

! Modelo linear Isotrópico

MPTEMP,,,,,,,,

MPTEMP,1,0

MPDATA,EX,4,,Ea2

MPDATA,PRXY,4,,nu2

! Modelo bilinear (biso)

TB,BISO,4,1,2,

TBTEMP,0

TBDATA,,fy4,Es44,,,,

!

! 3.4 Modelagem da geometria da viga (concreto): 3 volumes

BLOCK,0,apoiox,0,h,0,b/2!De x = 0 até o apoio

BLOCK,apoiox,xp,0,h,0,b/2!Do apoio até xp

BLOCK,xp,vao,0,h,0,b/2!De xp até o meio do vão

!

! 3.5 Geração da malha

! 3.5.1 Elementos de concreto (3D)

TYPE,1!Elemento SOLID186

MAT,1!Material concreto

ESYS,0

SECNUM,

!

DESIZE,1,1,,,,,30,,!Modificando o número mínimo de divisões por linha

!

! 3.5.2 Divisões verticais

LSEL,S,LOC,Y,0,h

LSEL,U,LOC,Y,0

LSEL,U,LOC,Y,h

LESIZE,all, , ,divh, , , ,0

!

! 3.5.3 Divisões horizontais

! Volumes entre o apoio e aplicação da carga

LSEL,S,LOC,X,apoiox,xp

LSEL,U,LOC,X,apoiox

LSEL,U,LOC,X,xp

LESIZE,all, , ,nelemvx1, , , ,0

! Volumes entre a aplicação de carga e meio do vão da viga

LSEL,S,LOC,X,xp,vao

LSEL,U,LOC,X,xp

LSEL,U,LOC,X,vao

LESIZE,all, , ,nelemvx2, , , ,0

! Volumes entre extremidade da viga (x=0) e o apoio

LSEL,S,LOC,X,0,apoiox

LSEL,U,LOC,X,0

LSEL,U,LOC,X,apoiox

LESIZE,all, , ,nelemvx\_x0\_xa, , , ,0

!

! 3.5.4 Divisões na largura

LSEL,S,LOC,Z,0,b/2

LSEL,U,LOC,Z,0

LSEL,U,LOC,Z,b/2

LESIZE,all, , ,divb, , , ,0

!

ALLSEL,ALL!Seleciona tudo (geometria, nós e elementos)

MSHAPE,0,3D!Especifica problema 3D

MSHKEY,tipomalha!Opção de malha mapeada

VMESH,ALL!Geração da malha em todos os volumes

!

NUMMRG,NODE, , , ,LOW!Agrupa propriedades em comum

NUMCMP,NODE!Renumerar os nós

NUMMRG,KP,,,,LOW!Renumerar os KP

!

! 3.6 Armadura

!

! Definição do elemento MESH200, que servirá apenas para ajudar no lançamento dos elementos REINF264, não contribuindo para a solução

!

ET,5,200,2!número=5, type=mesh200, keyopt(1)=2 (ou 3)

!

! 3.6.1 Armadura longitudinal inferior

! Cálculo da área da armadura longitudinal inferior

Asli=(3.14159265359\*(dali\*dali)/4)

!

! Posições na direção de y e z da barra da armadura longitudinal inferior

ysli=cob+dat+dali\*0.5

zsli=(b/2)-(cob+dat+dali\*0.5)

!

sect,2,REINF,DISC!Reforço, seção 2, reinf, reforço discreto

secdata,2,Asli,mesh!Material 2, área da seção, mesh

!

! Especifica as características do elemento mesh200

TYPE,5!Elemento mesh200

MAT,2!Material aço

SECNUM,2!Seção 2

!

NUMSTR,LINE,2000 !Inicia a numeração das linhas da armadura inf. em 2000

!

! Posiciona os KP para geração da linha da armadura inferior

K,2001,0,ysli,zsli

K,2002,vao,ysli,zsli

L,2001,2002!Gera linha

!

LESIZE,,,,,1!Divide a linha

!

LMESH,2000,2000!Gera os elementos mesh200 da linha

!

! 3.6.2 Armadura longitudinal superior

! Cálculo da área da armadura longitudinal superior

Asls=(3.14159265359\*(dals\*dals)/4)

!

! Posições na direção de y e z da barra da armadura longitudinal superior

ysls=h-(cob+dat+dals\*0.5)

zsls=(b/2)-(cob+dat+dals\*0.5)

```

!
sect,3,REINF,DISC!Reforço, seção 3, reinf, reforço discreto
secdata,3,Asls,mesh!Material 3, área da seção, mesh
!
! Especifica as características do elemento mesh200
TYPE,5!Elemento mesh200
MAT,3!Material aço
SECNUM,3!Seção 3
!
NUMSTR,LINE,3000!Inicia a numeração das linhas da armadura sup. em 3000
!
! Posiciona os KP para geração da linha da armadura inferior
K,3001,0,ysls,zsls
K,3002,vao,ysls,zsls
L,3001,3002!Gera linha
!
LESIZE,,,,,1!Divide a linha
!
LMESH,3000,3000!Gera os elementos mesh200 da linha
!
! 3.6.3 Armadura transversal
! Cálculo da área da armadura transversal
Ast=(3.14159265359*(dat*dat)/4)
!
! Coordenadas (y e z) dos tramos superior, vertical e inferior dos estribos
!
ysts=h-(cob+dat/2)!Tramo superior
zsts=b/2-(cob+dat)
!
ystv_1=cob!Tramo vertical
ystv_2=h-cob
zstv=b/2-(cob+dat*0.5)

```

```

!
ysti=(cob+dat/2)!Tramo inferior
zsti=b/2-(cob+dat)
!
sect,4,REINF,DISC!Reforço seção 4,reinf,reforço discreto
secdata,4,Ast,mesh!Material 4, área da seção, mesh200!
!
! Especifica as características do elemento mesh200
TYPE,5!Elemento mesh200
MAT,4!Material aço
SECNUM,4!Seção tipo 4
!
! Laço para gerar os KP e as linhas dos estribos, respeitando o espaçamento
*DO,i,1,nat
!
NUMSTR,LINE,4000+(3*i-2)!Inicia a numeração das linhas da armadura sup.
!
! Tramo superior
K,4000+(6*i-5),(i-1)*sat+pat1,ysts,0
K,4000+(6*i-4),(i-1)*sat+pat1,ysts,zsts
L,4000+(6*i-5),4000+(6*i-4)
!
LESIZE,,,,,1!Divide a linha
!
! Tramo vertical
K,4000+(6*i-3),(i-1)*sat+pat1,ystv_1,zstv
K,4000+(6*i-2),(i-1)*sat+pat1,ystv_2,zstv
L,4000+(6*i-3),4000+(6*i-2)
!
LESIZE,,,,,1!Divide a linha
!
! Tramo inferior

```

```

K,4000+(6*i-1),(i-1)*sat+pat1,ysti,0
K,4000+(6*i),(i-1)*sat+pat1,ysti,zsti
L,4000+(6*i-1),4000+(6*i)
!
LESIZE,,,,1!Divide a linha
!
LMESH,4000+(3*i-2),4000+(3*i)!Gera as 3 linhas do estribo i
!
*ENDDO
!
ESEL,S,CENT,Y,0,h!Seleção dos elementos sólidos e mesh200
EREINF!Gera os elementos REINF264
!
! 3.7 Visualização
!
! Seleciona elementos de concreto e ajusta translucidez para visualização dos elementos
reinf
esel,s,type,,1
/trlcy,elem,0.8
esel,all
/view,1,1,1,1
!
! 3.7.1 Ativa a expansão do elemento
/eshape,1
eplot
!
/COLOR,NUM,DGRA,1!solid186
/COLOR,NUM,BLUE,5!reinf264
/COLOR,NUM,BLUE,6!reinf264
!
! 3.7.2 Deixar o fundo branco
/RGB,INDEX,100,100,100, 0
/RGB,INDEX, 80, 80, 80,13

```

```

/RGB,INDEX, 60, 60, 60,14
/RGB,INDEX, 0, 0, 0,15
/REPLOT
!
! 3.8 Apoios
!
NSEL,S,LOC,X,apoiox!Seleciona os nós localizados em x = 5
NSEL,R,LOC,Y,-apoioy!Resseleciona os nós localizados em y = 0
D,ALL,UY,0!Restringe o deslocamento em y para os nós
!
NSEL,S,LOC,X,vao!Seleciona os nós localizados em X = vao
D,ALL,UX,0!Restringe o deslocamento em x para os nós (simetria)
!
NSEL,S,LOC,Z,0!Seleciona os nós localizados em Z = 0
D,ALL,UZ,0!Restringe o deslocamento em Z para os nós (simetria)
!
!-----!
!**           4. PROCESSAMENTO           **!
!-----!
/SOLU!Acessa o processador para solução
!
ACEL,0,-1,0!Aceleração da gravidade, aplicada na direção de y
ALLSEL,ALL
!
NSEL,S,LOC,X,xp!Seleciona nós da posição do apoio, em x = xp
NSEL,R,LOC,Y,h!Resselecionando apenas os nós superiores
!
D,all,UY,desloc!Aplicação do deslocamento
!
ALLSEL
!
TIME,1

```

```

AUTOTS,1!Passo de carga automático = método da bissecção
NSUBST,nsb,(1000*nsb),nsb!Especifica o número de substeps do load step
OUTRES,ERASE!Reseta especificações para escrita de resultados
OUTRES,all,all!Escreve resultados de todos os load steps e substeps
!
LSWRITE,1,!Salva load step
!
ANTYPE,0!Especifica o tipo de análise
NROPT,full,,ON!Utiliza Newton-Raphson completo, com "adaptive descent" ativa para
facilitar a convergência
EQSLV,SPAR,,0,!Solver SPARS
!
LNSRCH,AUTO!Desligado porque adaptive descent está ligado
ARCLN,OFF!Se adaptive descent e/ou line search ligado, arclen deve estar desligado
!
NQIT,100!Número máximo de eq. de equilíbrio
CNVTOL,F,,tol,2,,!Tolerância em termos de força
CNVTOL,U,,tol,2,,!Tolerância em termos de deslocamento
NCCNV,2,,,,,!Se a solução não convergir, a análise é finalizada, mas a execução do
programa continua
!
ERESX,no!Copia o resultado do ponto de integração para os nós
!
PSCONTROL,all,off!Desliga a paralelização
LSSOLVE,1,1,1!Lê e soluciona os load steps
FINISH
!
!-----!
!**          5. PÓS-PROCESSAMENTO          **!
!-----!
/POST26!Inicia o pós-processamento
!
/SHOW,WIN32C

```

```

SET,FIRST
/PLOPTS,INFO,3
/CONTOUR,ALL,18
/PNUM,MAT,1
/NUMBER,1
/REPLOT,RESIZE
PLNSOL,U,Y
SET,,,,,,,,20
PLNSOL,U,Y!Plota a viga com deslocamento em Y
!
/SHOW,WIN32C
SET,FIRST
/PLOPTS,INFO,3
/CONTOUR,ALL,18
/PNUM,MAT,1
/NUMBER,1
/REPLOT,RESIZE
PLESOL,S,X
SET,,,,,,,,18
PLESOL,S,X!Plota a tensão em X
!-----!
!**          6. GRÁFICO CARGA-DESLOCAMENTO          **!
!-----!
!
grafico=1
! 0 = não fazer gráfico automaticamente
! 1 = fazer gráfico automaticamente
!
*IF,grafico,EQ,1,THEN!inicia rotina para gerar gráfico FxD
!
!ABSCISSAS: variável 2 = Uy
!ORDENADAS: variável 3 = força y aplicada (obtida através da soma de reações)

```

!

FATOR1=-1.00!Fator para multiplicar o deslocamento (tornar positivos os deslocamentos)

FATOR2= 4.00!Fator para multiplicar a carga se necessário (por exemplo: Ptotal = 4xP)

NNUY= 514!Número do nó onde será medido o desloc. em y NNUY=node(lviga,0,0)

!

!nomes dos eixos:

/AXLAB,Y,CARGA P [kN]

/AXLAB,X,FLECHA UY [cm]

!

!Definição das variáveis 2 (abscissas) e 3 (ordenadas)

NSOL,2,NNUY,U,y!Especifica o nó cujo Uy vai ser plotado

NSOL,3,1,U,Z!Variável muda, serve para armazenar a soma das reações (corresponde ao deslocamento UZ do nó 1)

!

!Selec. nós dos apoios

NSEL,S,LOC,x,apoiox!Selec. os nós cuja coordenada é igual a apoiox

NSEL,R,LOC,y,-apoioy!Resseleciona os nós cuja coordenada y é apoioy

\*GET,NUMNOD,NODE,0,COUNT!Captura em NUMNOD a contagem de nós restringidos

\*GET,CURNOD,NODE,0,NUM,MIN!Captura em CURNOD o número de nó mínimo dentre os nós restringidos

!

!Laço que faz a soma das reações em y dos nós selecionados anteriormente

\*DO,I,1,NUMNOD

RFORCE,4,CURNOD,F,y!salva na variável 4 a reação em y no nó CURNOD

ADD,3,3,4,SOMA!nova variável 3 recebe valor da soma entre variável 3 anterior e variável 4

CURNOD=NDNEXT(CURNOD)!CURNOD passa a ser o número do próximo nó

\*ENDDO

!

PROD,2,2,,,,,FATOR1!Multiplica a variável 2 (Uy) pelo fator FATOR1

PROD,3,3,,,,,FATOR2!Multiplica a variável 3 (Fy) pelo fator FATOR2

!

XVAR,2!Plota os deslocamentos no eixo X

```
PLVAR,3!Plota a carga total no eixo Y
!  
PRVAR,2,3,!lista variáveis 2 e 3  
!  
ALLSEL,ALL  
FINISH  
!  
*ENDIF
```