

Revista **ALCONPAT**

Revista Latino-americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação da Construção

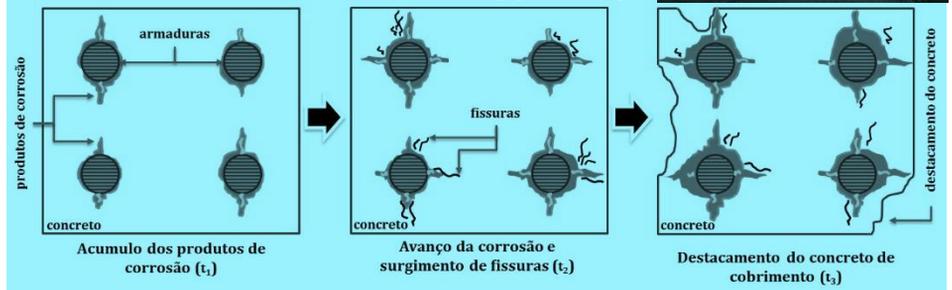
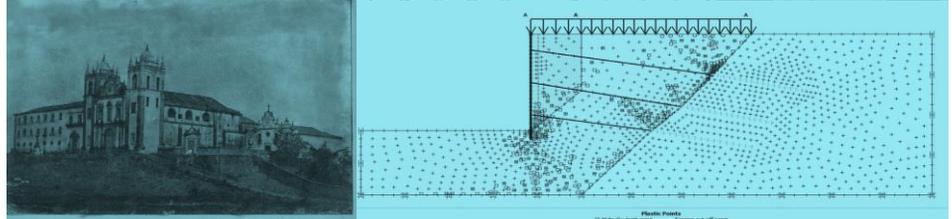
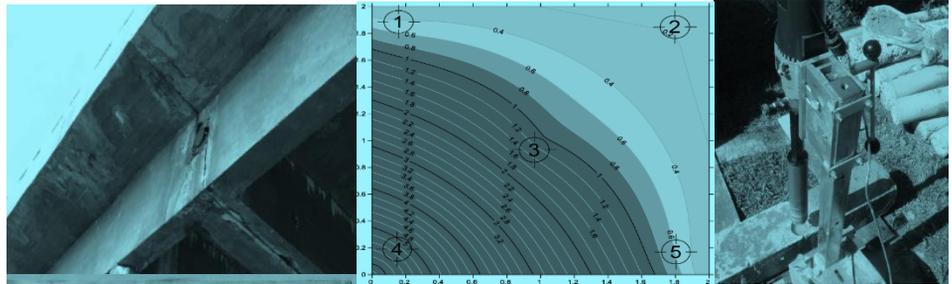
DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1>
editorial@revistaalconpat.org

eISSN: 2007-6835

Volume 8

Janeiro - Abril 2018

Número 1



Revista Latino-americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação da Construção

<http://www.revistaalconpat.org>



ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

Liana Arrieta de Bustillos – **Venezuela**
Antonio Carmona Filho - **Brasil**
Dante Domene – **Argentina**
Manuel Fernández Cánovas – **España**
José Calavera Ruiz – **España**
Paulo Helene, **Brasil**

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Presidente

Carmen Andrade Perdrix, **España**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Iván Escalante García, **México**

Vicepresidente Técnico

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

Vicepresidente Administrativo Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

Gestor

Paulo Helene, **Brasil**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

Dr. Pedro Castro Borges
Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto
Politécnico Nacional, Unidad Mérida (CINVESTAV IPN –
Mérida)
Mérida, Yucatán, **México**

Co-Editor en Jefe:

Arq. Margita Kliwer
Universidad Católica “Nuestra Señora de la Asunción”
Asuncion, **Paraguay**

Editor Ejecutivo:

Dr. José Manuel Mendoza Rangel
Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de
Ingeniería Civil
Monterrey, Nuevo Leon, **México**

Editores Asociados:

Dr. Manuel Fernandez Canovas Universidad
Politécnica de Madrid. Madrid, **España**

Ing. Raúl Husni

Facultad de Ingeniería Universidad de Buenos Aires. Buenos
Aires, **Argentina**

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.

São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto
Politécnico Nacional (Unidad Saltillo) Saltillo, Coahuila,
México.

Dr. Mauricio López.

Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón Centro de Estudios de

Corrosión Universidad de Zulia

Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco Universidad

Técnica de Lisboa

Lisboa, **Portugal**

Dr. Pedro Garcés Terradillos

Universidad de Alicante

San Vicente, **España**

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Instituto Mexicano del Transporte / Universidad Marista de
Querétaro

Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería –
INTECIN

Buenos Aires, **Argentina**

Mensagem do Editor Chefe

REVISTA LATINOAMERICANA DE CONTROLE
DA QUALIDADE, PATOLOGIA E
RECUPERAÇÃO DA CONSTRUÇÃO

<http://www.revistaalconpat.org>

É motivo de muita satisfação e alegria para a equipe da Revista ALCONPAT ver publicada a primeira edição do nosso oitavo ano de divulgação.

O objetivo da Revista ALCONPAT (RA) é publicar estudos de casos relacionados com os temas da nossa associação, ou seja, controle de qualidade, patologia e reabilitação das construções, motivando desde já a apresentação de pesquisas básicas ou aplicadas, revisões ou pesquisa documental.

Nesta edição V8N1, começa com um trabalho do Brasil, onde Emerson Felix e seus colegas apresentam uma análise numérica da vida útil de estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão uniforme. O processo de modelagem foi dividido em dois estágios, iniciação e propagação. A modelagem da fase de iniciação foi feita via Redes Neurais Artificiais (RNA) enquanto que a fase de propagação foi modelada através do Método dos Elementos Finitos (MEF). Os resultados demonstram que o modelo gerado pelo acoplamento das RNA ao MEF, possibilita de forma eficiente, a simulação da degradação de estruturas de concreto armado devido à ação da corrosão uniforme e, a aplicabilidade da ferramenta numérica quanto a previsão da vida útil destas estruturas.

No segundo trabalho, do México, Tezozomoc López e seus colegas falam sobre o comportamento eletroquímico em estruturas de concreto armado sem e com adição de cloreto de sódio na água de amassar, em um ambiente marinho/tropical é avaliado. O monitoramento consistiu em medir o potencial de corrosão ($E_{c_{orr}}$), o avanço da frente de carbonatação (x_{CO_2}) e o registro fotográfico da interface concreto/aço em diferentes estágios do período de exposição. Na exposição aos elementos, observou-se que a adição de íons cloreto favoreceu o avanço da carbonatação, sem mostrar o início da corrosão. A presença de cloreto é determinante no início e desenvolvimento do processo de corrosão, tanto na exposição à intemperie quanto na imersão.

No terceiro artigo, do Brasil, Romildo Alves e seus colegas falam sobre um programa experimental, objetivando investigar o potencial do uso das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como uma substituição parcial do cimento na produção de argamassas. As cinzas do bagaço de cana-de-açúcar de duas origens foram estudadas: uma oriunda diretamente da indústria de cana-de-açúcar e outra de pizzarias que utilizam este material em substituição a madeira em seus fornos. A metodologia seguiu com a caracterização do material, onde foi realizado através de testes de laboratório utilizando a difração de raios X (XRD) e a fluorescência de raios X (WDXRF) e testes iniciais para a quantificação ideal de substituição do cimento pelos resíduos. Os resultados obtidos indicaram que

ambos os resíduos exibiram características pozolanas apresentando cerca de 60% de material amorfo na sua composição e testes de resistência compressiva em diferentes idades mostraram resultados satisfatórios. Concluindo que os resíduos desempenharam um papel importante no incremento das resistências à compressão a curto e de longo prazo.

O quarto artigo é do Othavio Toniasso Takeda y Wellington Mazer, do Brasil; eles discutem o potencial da análise termográfica na avaliação de manifestações patológicas em fachadas de edifícios. Seu uso pode ajudar na identificação e no diagnóstico, reduzindo tempo e custos destas atividades. Para colocar em prática esta técnica, foi realizada a calibração do sensor térmico e os ensaios foram realizados em dois períodos diferentes de luz solar. Os resultados obtidos demonstraram que a aplicação da análise termográfica permite a identificação e medir a extensão de manifestações patológicas ocultas em sistemas de revestimento de fachadas, incluindo locais de difícil acesso, complementando os resultados das inspeções visuais e diminuindo a sua subjetividade.

O quinto trabalho desta edição é escrito por Eudes de Arimatéa Rocha e seus colegas do Brasil, apresentam a elaboração de mapa de danos buscando implantá-lo em um edifício do Séc. XVI objetivando incentivar a preservação deste patrimônio histórico-cultural. A pesquisa adota a elaboração de mapa de danos a partir das fichas de identificação dos danos desenvolvidas nas inspeções realizadas, configurando o mapa de danos como ferramenta fundamental para registrar problemas, norteados serviços de profilaxia. Enfatiza também a complexidade na análise das edificações históricas, pois torna-se indispensável conhecer as técnicas construtivas e materiais utilizados nestas edificações. Conclui, finalmente, que a utilização das etapas indicadas, na elaboração de mapa de danos, fornece subsídios que facilitam a análise da sintomatologia e do correto diagnóstico das patologias encontradas, garantindo uma proposta mais confiável para o tratamento das anomalias.

O sexto artigo, do Brasil, Alexandre Machado y Luiz Carlos Mendes falam sobre verificação e comportamento da carga em tirantes de cortinas ancoradas executadas para eliminação de risco geológico-geotécnico em encostas da cidade do Rio de Janeiro. Considerando o aumento de sobrecarga devido ao crescimento de construções a montante destas estruturas e o término de sua vida útil, realizou-se uma simulação através do sistema computacional Plaxis para estimar a carga em tirantes de 20 cortinas ancoradas após 50 anos executadas e comparou-se com os resultados obtidos por meio de ensaios de verificação residual de carga. Os resultados mostram que, apesar da simulação teórica indicar aumento de carga em 50 anos devido a sobrecarga adicional, os tirantes tendem a perder carga mesmo com acréscimo de sobrecarga nas cortinas ancoradas.

No sétimo trabalho, do Brasil, Clayton José Gomes Silva e colegas analisam as condições estruturais e funcionais de 332 pontes e viadutos das rodovias federais de Pernambuco, adotando-se como metodologia a consulta ao banco de dados do

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e inspeções nas obras que constituem a amostra estudada. As informações obtidas foram analisadas conforme os critérios da norma DNIT 010/2004 – PRO e da norma ABNT NBR 9452/2016. Trata-se da primeira pesquisa no Brasil com tal quantidade de obras utilizando dois sistemas normativos. Mesmo com as limitações inerentes a esse tipo de estudo, as conclusões mostram que ele significa uma contribuição para a melhoria das pontes rodoviárias brasileiras que, de modo geral, padecem dos mesmos problemas existentes nas pontes analisadas.

O artigo que encerra a edição é por Erick Maldonado e seus colegas do México. Este artigo apresenta e discute os resultados da inspeção de corrosão e uma proposta para reparar as paredes exteriores de uma torre de concreto armado localizada na costa sul do estado de Veracruz. A inspeção incluiu uma pesquisa de danos com um drone e testes físicos, químicos, mecânicos e eletroquímicos que permitiram a caracterização de danos de concreto e corrosão. O mecanismo governante de corrosão na estrutura estudada foi a carbonatação. No entanto, a emissão de sulfatos neste ambiente industrial foi refletida na resistência à compressão, fissuras e delaminações. As condições acima foram contempladas nas ações de reparo propostas para ampliar sua vida útil.

Esta primeira edição do ano abre com boas notícias porque estamos lançando uma nova versão da plataforma OJS onde agora você pode consultar estatísticas e outros parâmetros que você não tinha antes. O portal agora está totalmente traduzido para inglês e português e tem o inglês como idioma padrão. Como resultado, nosso índice de citações aumentou consideravelmente durante o ano de 2017 no Google Scholar. Da mesma forma, a Revista ALCONPAT já está indexada no SciELO Citation Index, um banco de dados integral da Web of Science, que nos coloca na vanguarda da avaliação para nossa futura incorporação ao WoS Journal Citation Reports (JCR).

Estamos confiantes de que os artigos nesta edição serão uma referência importante para os leitores envolvidos com questões de modelagem de aplicações e vida útil, bem como inspeções com metodologias modernas e / ou melhoradas. Agradecemos aos autores que participam desta questão por sua disposição e esforço para apresentar artigos de qualidade e cumprir os horários estabelecidos.

Para o Conselho Editorial



Pedro Castro Borges
Editor-chefe



SUMÁRIO

PESQUISA BÁSICA

E. F. Felix, T. J. Rodrigues Balabuch, M. Corrêa Posterli, E. Possan, R. Carrazedo: Análise da vida útil de estruturas de concreto armado sob corrosão uniforme por meio de um modelo com RNA acoplado ao MEF.

Página

1

PESQUISA APLICADA

M. R. Sosa, T. Pérez, V. M. J. Moo-Yam, E. Chávez, J. T. Pérez-Quiroz: Análise da interface concreto-aço em corpos de prova expostos à intempérie e imersos em água do mar natural.

16

R. A. Berenguer, F. A. Nogueira Silva, S. Marden Torres, E. C. Barreto Monteiro, P. Helene, A. A. de Melo Neto: A influência das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como substituição parcial do cimento na resistência à compressão de argamassa.

30

O. T. Takeda, W. Mazer: Potencial da análise termográfica para avaliar manifestações patológicas em sistemas de revestimentos de fachadas.

38

E. A. Rocha, J. V. S. Macedo, P. Correia, E. C. Barreto Monteiro: Adaptação de mapa de danos para edifícios históricos com problemas patológicos: Estudo de Caso da Igreja do Carmo em Olinda PE.

51

A. X. Machado, L. C. Mendes: Verificação de carga em cortinas ancoradas localizadas em áreas de risco geotécnico na cidade do Rio de Janeiro.

64

C. J. G. Silva, E. C. Barreto Monteiro, J. P. A. Vitório: Condições estruturais e funcionais de pontes e viadutos das rodovias federais de Pernambuco.

79

CASO DE ESTUDO

E. E. Maldonado-Bandala, D. Nieves-Mendoza, J. L. Vela-Jiménez, P. Castro-Borges: Avaliação de problemas patológicos associadas à carbonatação e sulfatos em uma torre de concreto com mais de 50 anos de serviço.

94

Análise da vida útil de estruturas de concreto armado sob corrosão uniforme por meio de um modelo com RNA acoplado ao MEF

E. F. Felix^{*1}, T. J. Rodrigues Balabuch¹, M. Corrêa Posterlli¹, E. Possan², R. Carrazedo¹

*Autor de Contato: emerson.felipe.felix@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.256>

Recepção: 24/08/2017 | Aceitação: 18/12/2017 | Publicação: 31/01/2018

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma análise numérica da vida útil de estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão uniforme. O processo de modelagem foi dividido em dois estágios, iniciação e propagação. A modelagem da fase de iniciação foi feita via Redes Neurais Artificiais (RNA) enquanto que a fase de propagação foi modelada através do Método dos Elementos Finitos (MEF). Os resultados demonstram que o modelo gerado pelo acoplamento das RNA ao MEF, possibilita de forma eficiente, a simulação da degradação de estruturas de concreto armado devido à ação da corrosão uniforme e, a aplicabilidade da ferramenta numérica quanto a previsão da vida útil destas estruturas.

Palavras chave: concreto armado; corrosão de armaduras; vida útil; Redes Neurais Artificiais; Método dos Elementos Finitos.

Citar como: E. F. Felix, T. J. Rodrigues Balabuch, M. Corrêa Posterlli, E. Possan, R. Carrazedo (2018), “Análise da vida útil de estruturas de concreto armado sob corrosão uniforme por meio de um modelo com RNA acoplado ao MEF”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 1 – 15, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.256>

¹ Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Brasil.

² Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Brasil.

Informação Legal

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2018, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2018.

Service life analysis of reinforced concrete structure under uniform corrosion through ANN model coupled to the FEM

ABSTRACT

The present work intends to analyze and numerically model the corrosion process, estimating the service life of concrete structures. The modelling process was divided in two stages, initiation and propagation. The modeling of the initiation phase was carried out by Artificial Neural Networks (ANN), and the modeling of the propagation phase was done by means of Finite Element Method (FEM). The results show the efficiency of the model generated by the coupling of ANN to the FEM to analyze and study the durability of reinforced concrete structures under uniform corrosion, and the numerical model applicability to estimate the service life of reinforced concrete structures.

Keywords: reinforced concrete; reinforcement corrosion; service life; Artificial Neural Networks; Finite Element Method.

Análisis de la vida útil de estructuras de hormigón armado bajo la acción de corrosión uniforme a través del modelo con RNA acoplado al MEF

RESUMEN

Este estudio tiene como objetivo analizar y estimar la vida útil de estructuras de hormigón armado bajo la acción de corrosión uniforme. El modelado se dividió en dos etapas, iniciación y propagación. El modelado de la fase de iniciación fue realizado por medio de Redes Neuronales Artificiales (RNA) y el modelado de la fase de propagación fue hecho por medio del Método de los Elementos Finitos (MEF). El acoplamiento de la RNA en el MEF permitió analizar y estudiar la durabilidad de estructuras de hormigón armado bajo la acción de corrosión uniforme, presentándose como una metodología alternativa para la estimación del tiempo de vida útil de estas estructuras.

Palabras clave: hormigón armado; corrosión de las armaduras; vida útil; Redes Neuronales Artificiales; Método de los Elementos Finitos.

1. INTRODUÇÃO

Dentre os fatores para o desenvolvimento sustentável e o crescimento econômico da sociedade moderna estão a confiabilidade e durabilidade de estruturas e instalações de infraestrutura, destacando-se as estruturas de concreto armado. Entretanto, esses sistemas estruturais são vulneráveis a processos de deterioração resultantes de agressões químicas e danos físicos, que, ao longo do tempo, podem conduzir a um desempenho estrutural insatisfatório sob cargas de serviço ou ações acidentais.

Diante do exposto, nos últimos anos houve avanços significativos nas áreas de modelagem, análise e projeto quanto a deterioração em estruturas, assim como novas abordagens foram propostas quanto à avaliação de vida útil das estruturas (Ellingwood, 2005; Biondini et al., 2017, Andrade et al., 2017).

A corrosão das armaduras apresenta-se como a patologia com o maior índice de ocorrência em estruturas de concreto armado (KARI et al., 2014). No Brasil, por exemplo, este índice varia de 14 a 64% a depender da região de análise (Carmona et al., 1988; Dal Molin, 1988; Andrade, 1992).

Percebe-se que a modelagem estrutural precisa e computacionalmente eficiente, da deterioração causada pela corrosão, é um pré-requisito essencial para a confiabilidade estrutural e análise de

vida útil, de modo a reduzir os custos de manutenção das estruturas, especialmente as de concreto armado (Vu et al., 2000; Rao et al., 2017).

A corrosão da armadura de aço no concreto é um processo eletroquímico, causado pelas diferenças nas concentrações de íons dissolvidos, de maneira que parte do metal se torna catódica e outra anódica, resultando na perda de volume do material e na formação de produtos de corrosão, material secundário com volume de 3 a 10 vezes maior que o inicial (Mehta et al., 2014; Geiker et al., 2016).

A modelagem da deterioração do concreto, devido à corrosão uniforme, tem utilizado os processos fenomenológicos em que a corrosão do aço, imerso no concreto armado, pode ser segmentada e resumida em dois estágios, iniciação e propagação.

A fase de iniciação da corrosão, corresponde ao período em que ocorre o transporte de agentes agressivos, por exemplo, o CO₂, na matriz porosa do concreto, tendo por consequência a redução do pH do meio (de aproximadamente 12,5 a 8,5) e, a despassivação da armadura. Já a fase de propagação, caracteriza-se pela perda de massa do aço e a formação de produtos de corrosão que causam a fissuração do concreto de cobrimento ou em estágios mais avançados o destacamento do concreto (Tuutti, 1982; Bakker, 1988; Rao et al., 2017).

É de conhecimento geral que os custos de projetos de estruturas de concreto armado que consideram apenas o período de iniciação da corrosão não são os mais econômicos, uma vez que não são considerados os custos de manutenção causados pela corrosão, principalmente no período de propagação, consideração esta de grande importância na análise de vida útil das estruturas de concreto armado (Yanaka et al., 2016).

Diante do exposto, neste trabalho analisa-se a vida útil de estruturas de concreto armado por meio do acoplamento de dois modelos, um responsável pela estimativa do tempo em que ocorre a despassivação da armadura (vida útil de projeto - VUP) e outro referente ao tempo em que o elemento de concreto alcança o estado limite de serviço (vida útil de serviço - VUS).

2. VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO SOB CORROSÃO

A vida útil, a segurança, a confiabilidade e o risco dos sistemas de infraestrutura civil tornaram-se questões emergentes nos últimos anos devido às catástrofes naturais e humanas, questões de sustentabilidade e ao aquecimento global.

A gestão da durabilidade da infraestrutura civil envolve gastos significativos e, em uma época de recursos públicos limitados, requer decisões difíceis para estabelecer prioridades de manutenção, reabilitação e substituição. Neste aspecto, percebe-se a importância do conceito de vida útil, que serve como base para uma abordagem holística de projeto. As estruturas devem ser idealizadas para a segurança estrutural e a manutenção durante um período especificado. Isso inclui o projeto para durabilidade e sustentabilidade. Com o intuito de conceber uma estrutura com uma baixa necessidade de manutenção durante a sua vida útil, medidas devem ser tomadas já na fase de concepção e, ainda, é necessário realizar o controle quando a estrutura está em serviço (Ellingwood et al., 2016).

Uma das principais causas de redução da vida útil de estruturas de concreto armado é a corrosão, uma vez que essa envolve a perda de material da superfície do aço como resultado de uma ação química, e a perda material leva a redução de área efetiva na seção transversal e, consequentemente, a diminuição da capacidade de suportar cargas.

Entretanto, a corrosão pode ser retardada, adotando um concreto de média ou alta durabilidade (a depender do ambiente de exposição) ou, considerando uma espessura adequada para o concreto de cobrimento. Broomfield (2007) e Dyer (2015) relatam que quanto menor for o cobrimento e a qualidade do concreto, maior será a possibilidade de ocorrência da corrosão e, consequentemente, dos seus efeitos degradativos, por exemplo, a fissuração do concreto.

A alcalinidade do concreto se dá devido aos poros microscópicos que contêm altas concentrações de óxidos de cálcio, sódio e potássio solúveis. Estes formam hidróxidos, alcalinos na presença de água, criando uma condição de pH ótimo (entre 12 e 13). Deste modo o concreto protege o aço da corrosão tanto fisicamente formando uma camada protetora para a armadura, quanto quimicamente por meio da condição alcalina que induz a formação de uma película passiva, na superfície do aço, muito densa, fina e de óxido, levando a uma taxa muito lenta de corrosão (Broomfield, 2007; Köliö et al., 2017).

O processo de corrosão uniforme, corrosão por carbonatação, pode ser subdividido em duas fases, iniciação e propagação. A fase de iniciação se caracteriza pelo processo de difusão de CO_2 . O gás carbônico penetra na matriz porosa do concreto reagindo com os hidróxidos de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) presente na pasta de cimento, levando a formação do carbonato de cálcio (CaCO_3) (Figura 1). Na literatura este processo recebe o nome de carbonatação, sendo responsável por algumas alterações no concreto carbonatado, por exemplo, redução da permeabilidade (Neville, 1997). Além disso, esse processo reduz o pH do concreto (de aproximadamente 12,5 a 8,5), tendo por consequência a destruição de uma camada química que protege o aço dos mecanismos de corrosão (Chang et al., 2006) (Figura 1).

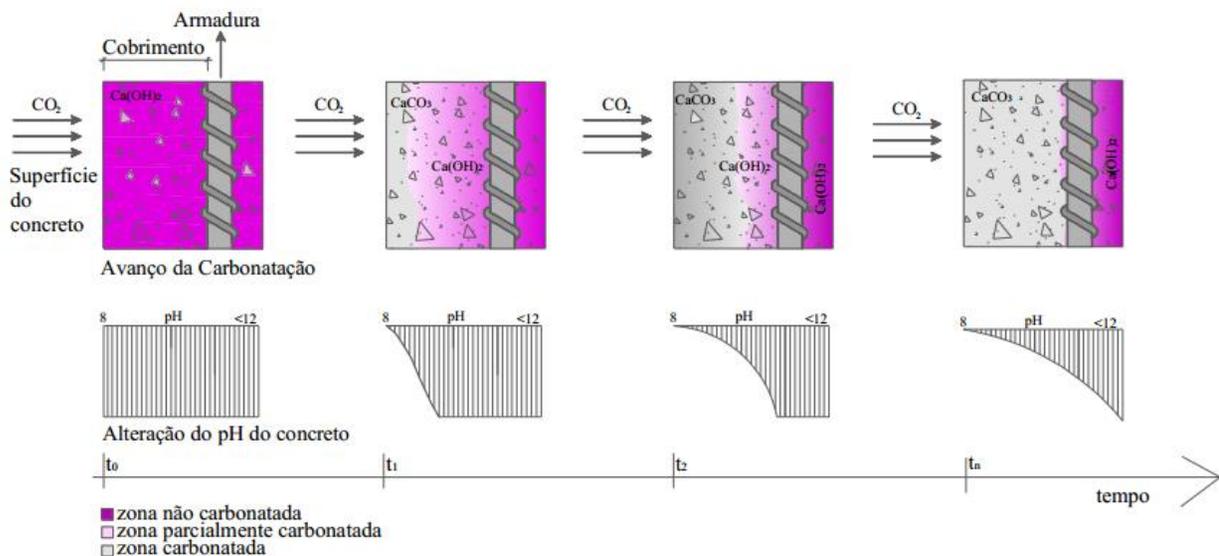


Figura 1. Avanço da frente de carbonatação vs. redução do pH no concreto (Possan, 2010).

A reação de carbonatação começa na superfície do concreto progredindo internamente com o tempo. À medida que a frente de carbonatação atinge a profundidade do aço, inicia-se a fase de progressão da corrosão, não havendo a ocorrência de nenhum dano real à estrutura até este ponto (Tuutti, 1982; Possan, 2010; Köliö et al., 2017).

Na fase de propagação, para que haja a formação dos produtos de corrosão, é necessário que primeiro o hidróxido ferroso se transforme em hidróxido férrico (1) para então se transformar em óxido férrico hidratado, também denominado produto de corrosão, demonstrado em (2).



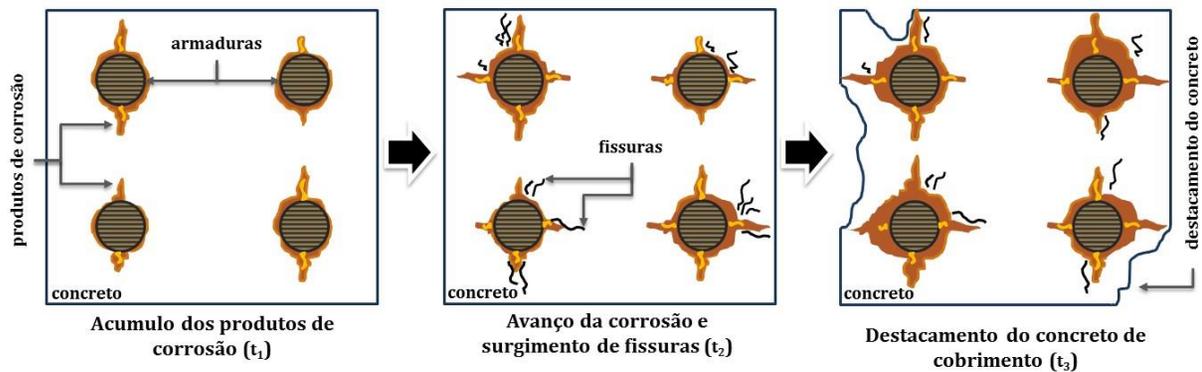


Figura 2. Estágios dos danos causados no concreto no período de progressão da corrosão.

A propagação é determinada pela taxa de corrosão (governada pela disponibilidade de oxigênio, umidade relativa e temperatura) e a capacidade da cobertura do concreto para suportar tensões internas. O óxido férrico não hidratado (Fe_2O_3) tem um volume de cerca de duas vezes o do aço que substitui quando totalmente denso. O óxido férrico ao hidratar-se, se expande ainda mais tornando-se poroso, aumentando o volume na interface aço-concreto de seis a dez vezes, causando a perda de área efetiva de aço.

A expansão do concreto devido à formação dos produtos de corrosão tem por consequência a fissuração do concreto de cobrimento, isso ocorre quando as tensões induzidas pela camada crescente de produtos de corrosão excedem a capacidade de tração do concreto, especialmente em estruturas com pequenos cobrimentos. Com a fissuração do concreto, a difusão de agentes externos é facilitada e acelerada, podendo causar maiores danos ao concreto, por exemplo, o destacamento do concreto de cobrimento (Figura 2), onde todo um segmento da cobertura de concreto se desprende da superfície da estrutura (Broomfield, 2007; Köliö et al., 2017).

3. MODELAGEM DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

3.1 Descrição do modelo implementado para a análise da vida útil

Com o intuito em determinar a vida útil de estruturas de concreto armado sob corrosão, implementou-se inicialmente um programa em linguagem Fortran, para a análise estrutural não linear geométrica de sólidos bidimensionais compósitos com fibras (para a representação do concreto armado) baseando-se no Método dos Elementos Finitos Posicional (MEFP), descrito em Coda (2003). Em seguida realizou-se uma adaptação no programa para que o mesmo incorporasse os danos da fase de propagação da corrosão através da redução da área útil de aço das armaduras, utilizando para tal, as equações para a determinação do diâmetro íntegro de aço (Stewart et al., 1998) e da taxa de corrosão das armaduras (Vu et al., 2000), dadas respectivamente em (3) e (4).

$$d(t_p) = d_0 - (2.0,0116 \cdot \eta \cdot t_p) \quad (3)$$

$$\eta = \left(\frac{37,8 \cdot (1 - a/c)^{-1,64}}{cob} \right) \cdot 0,85 \cdot (t_p)^{-0,29} \quad (4)$$

em que $d(t_p)$ é o diâmetro íntegro de aço (em mm) no tempo t_p (em anos) após iniciar o período de progressão da corrosão, d_0 é o diâmetro inicial da barra (mm), η representa a taxa de corrosão da armadura ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$), a/c é a relação água/cimento do concreto e cob é a espessura do concreto de cobrimento (mm).

Para a determinação do instante em que ocorre a despassivação do aço (VUP), acoplou-se ao código, baseado no MEF, um modelo do avanço da profundidade de carbonatação do concreto, desenvolvido por Félix (2016) via Redes Neurais Artificiais (RNA) do tipo MultiLayer Perceptron. As variáveis de entrada do modelo e a topologia da rede responsável por descrever a frente de carbonatação são apresentadas na Figura 3.

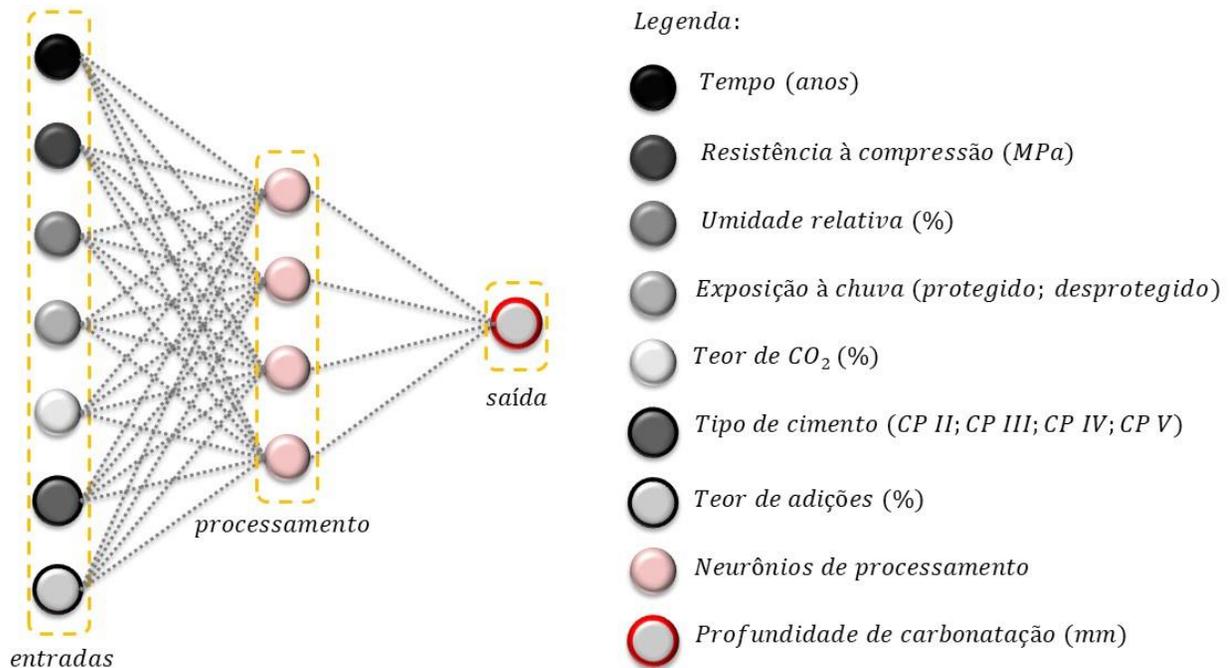


Figura 3. Variáveis do modelo proposto e topologia da RNA (Félix et al., 2017).

Quanto à VUS, a mesma é calculada no presente trabalho como sendo o instante de tempo em que o elemento de concreto sob corrosão tem a sua abertura de fissura característica (5) maior que os valores aceitáveis e/ou os deslocamentos da estrutura ultrapassam os deslocamentos limites, valores estes recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$w \leq \begin{cases} w_1 = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \lambda_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ w_2 = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \lambda_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases} \quad (5)$$

em que w é a abertura de fissura característica (mm), ϕ_i é o diâmetro da armadura (mm), λ_i é o coeficiente de conformação superficial da armadura (1.0 para barras lisas, 1.4 para barras dentadas e 2.5 para barras nervuradas), σ_{si} é a tensão de tração da armadura (kN/cm²), E_{si} é o módulo de elasticidade da barra de aço (kN/cm²), f_{ctm} é a tensão de tração média do concreto (kN/cm²) e ρ_{ri} é a taxa de armadura em relação à área envolvente.

Assim, na Figura 4 é apresentado um fluxograma referente ao programa implementado para determinar a vida útil de estruturas de concreto armado sob ação da corrosão.

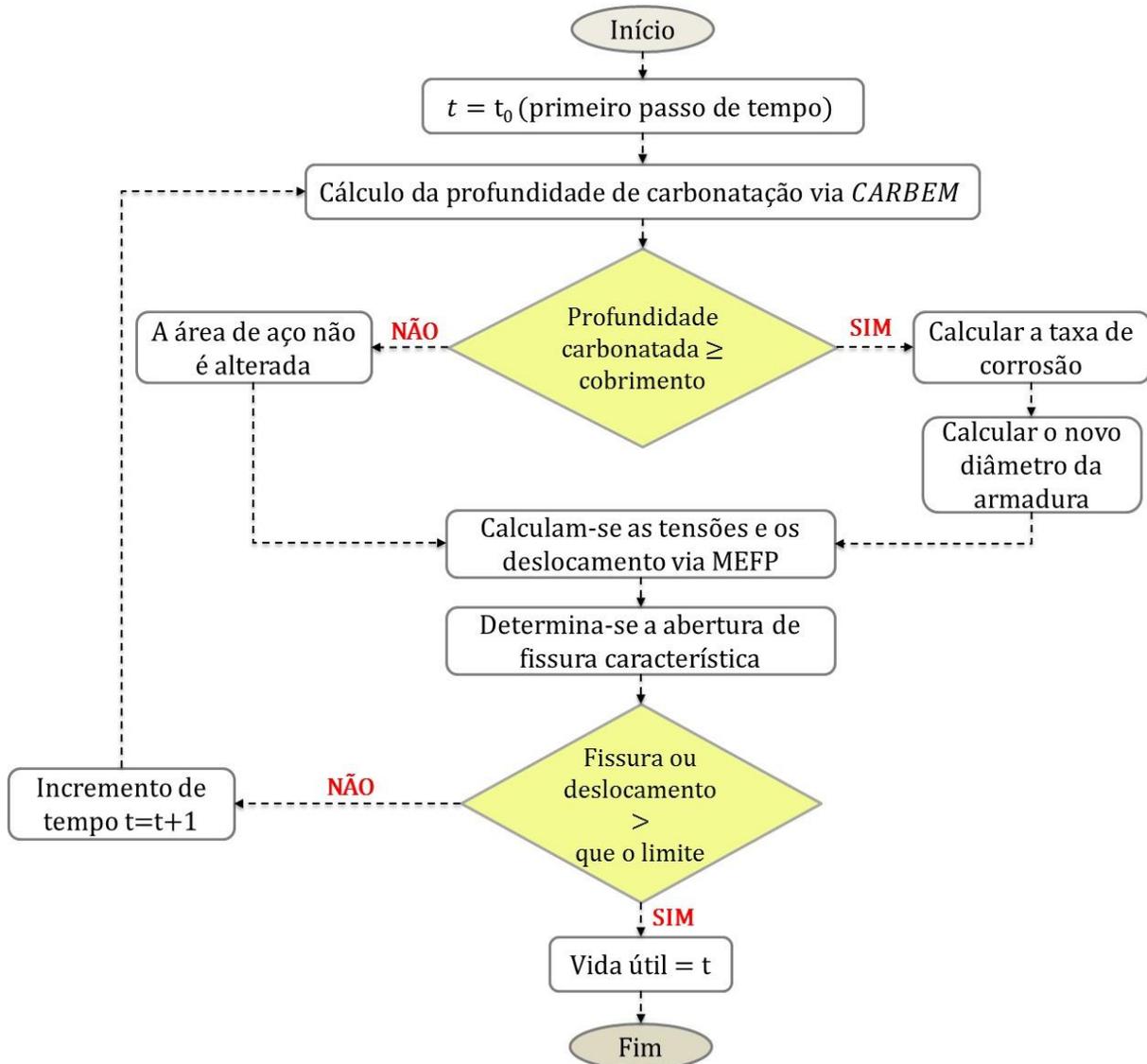


Figura 4. Fluxograma referente aos processos de cálculo do programa desenvolvido.

3.2 Validação do modelo de predição da profundidade de carbonatação

A fim de demonstrar a aplicabilidade do modelo proposto, nas Figuras 5(a-d) são apresentadas curvas do avanço da profundidade de carbonatação em estruturas de concreto sob distintos cenários, conforme apresentado na Tabela 1. O modelo é comparado a outros existentes na literatura (Smolczyk, 1976; Vesikari, 1988; Bob et al., 1993; EHE, 2008; Possan, 2010), descritos com detalhes em Felix (2016) e com dados reais de degradação de Meira (2004).

Tabela 1. Cenários das estruturas de concreto sob carbonatação.

Cenário	Teor de CO ₂ (%)	Umidade relativa (%)	Exposição à chuva	Tipo de Cimento	Resistência à compressão (MPa)
I	0.04	70.00	Protegido	CP II – E	30.00
II	0.04	70.00	Protegido	CP III	40.00
III	0.04	65.00	Desprotegido	CP IV	40.00
IV	0.04	65.00	Desprotegido	CP V	40.00

OBS.: Em todos os cenários o teor de adição é zero e o tempo de análise é de 60 anos.

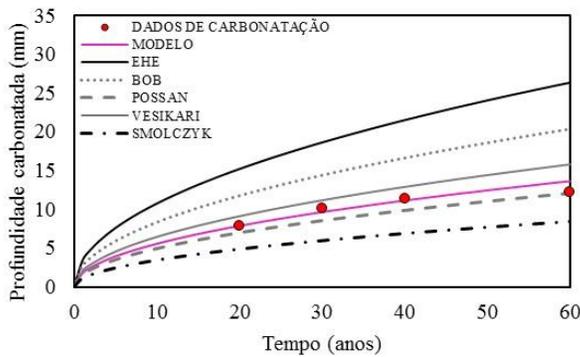


Figura 5(a). Carbonatação no cenário I.

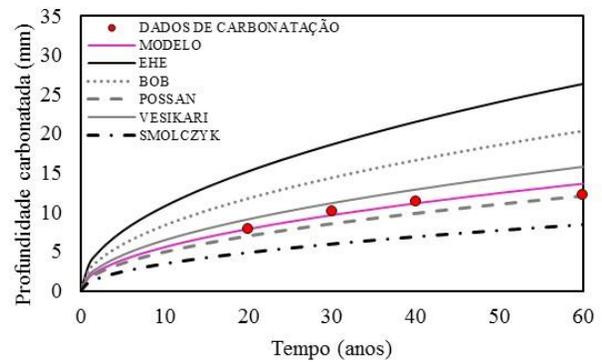


Figura 5(b). Carbonatação no cenário II.

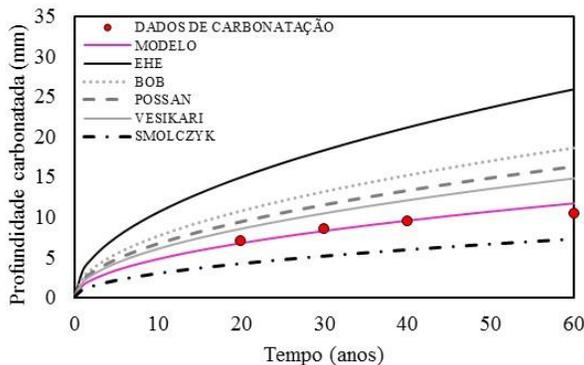


Figura 5(c). Carbonatação no cenário III.

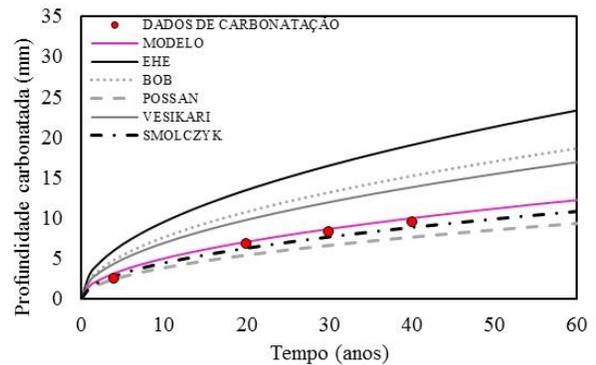


Figura 5(d). Carbonatação no cenário IV.

Os resultados encontrados, demonstram a aplicabilidade do modelo, e que o mesmo se apresenta como uma ferramenta eficiente para a estimativa da profundidade de carbonatação do concreto.

3.3 Validação do modelo referente à modelagem de estruturas de concreto sob corrosão

Para fins de validação do modelo numérico proposto, modelou-se a degradação imposta pela corrosão em uma viga de concreto armado (Figura 6) ensaiada e modelada por Graeff (2007). A estrutura consiste em um modelo reduzido de uma viga de seção retangular, de dimensão 7x14x130 cm, com vão entre os apoios de 120 cm. Na Figura 6 é apresentado um detalhamento simplificado da viga e o esquema referente ao carregamento imposto.

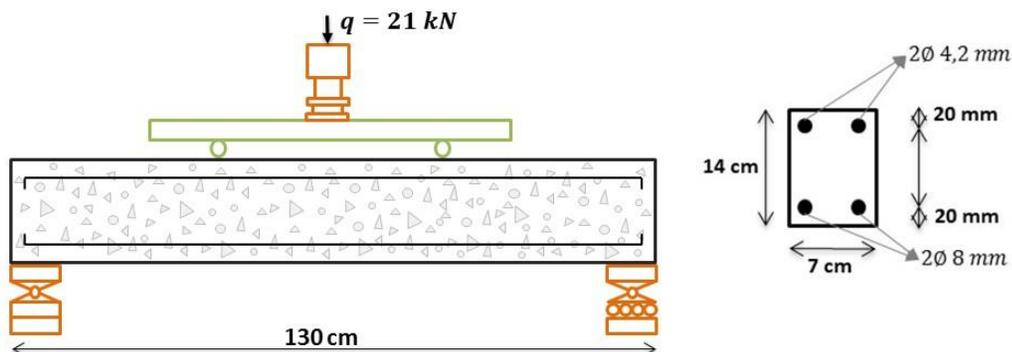


Figura 6. Detalhamento simplificado da viga de concreto armado.

A discretização da malha de elementos finitos da viga de concreto armado foi feita com 134 nós e 34 elementos triangulares com ordem de aproximação cúbica para a representação da matriz de concreto e com 120 elementos de barra simples (fibras) para a representação das armaduras.

Quanto às propriedades dos materiais, o concreto possui módulo de elasticidade de 2600 kN/cm^2 , resistência à compressão de 2.5 kN/cm^2 , resistência à tração de 0.179 kN/cm^2 e coeficiente de Poisson de 0.2. Já as armaduras possuem módulo de elasticidade 21000 kN/cm^2 e resistência à tração de 50.0 kN/cm^2 . O modelo constitutivo empregado é o de Saint-Venant-Kirchhoff para materiais elástico-lineares.

A Figura 7 apresenta a comparação entre os resultados numéricos (modelo proposto) e experimentais (Graeff, 2007) para o deslocamento vertical do centro do vão da viga. Mostra-se que o modelo representa de forma coerente o campo de deslocamento da viga no trecho em regime elástico-linear.

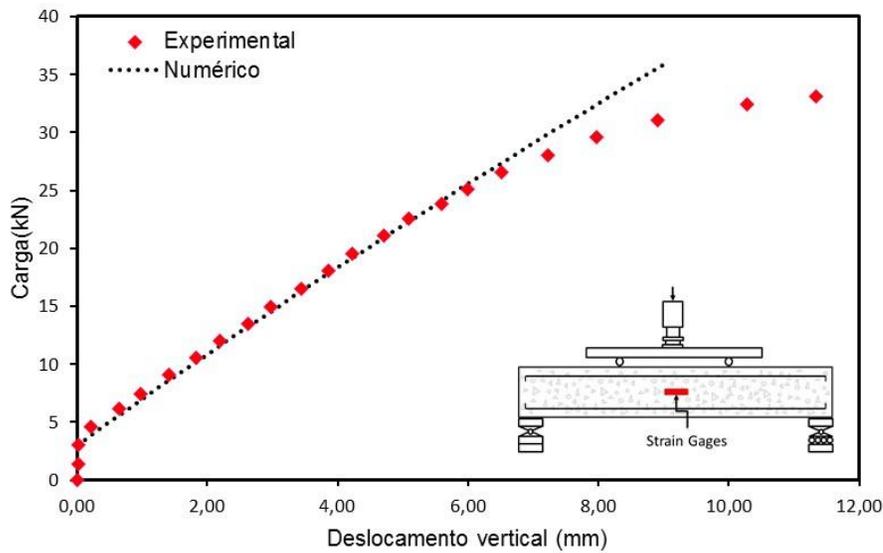


Figura 7. Comparação entre os deslocamentos.

A fim de verificar aplicabilidade do modelo quanto à determinação dos efeitos causados pela corrosão às estruturas de concreto armado, comparou-se a taxa de aumento do deslocamento vertical do centro da viga à medida em que as armaduras sofrem degradação (perda de área), com a obtida numericamente por Graeff (2007).

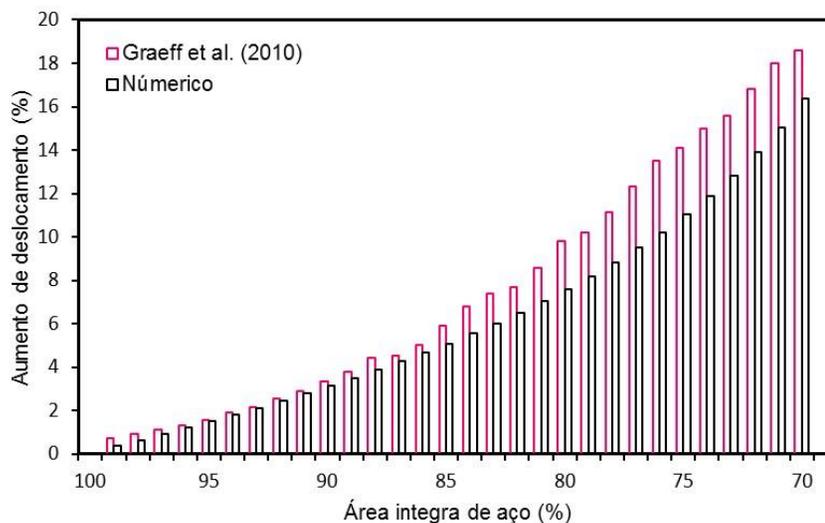


Figura 8. Comparação entre as taxas de aumento dos deslocamentos.

Observa-se na Figura 8, que é crescente a diferença entre as respostas dos dois modelos com a evolução da degradação da armadura, isso ocorre devido Graeff (2007) adotar em seu modelo uma lei constitutiva não-linear. No entanto, o modelo proposto obtém deslocamentos equivalentes aos de Graeff (2007), apresentando um desvio médio de 3.20%.

3.4 Descrição da estrutura analisada

A estrutura analisada neste trabalho consiste em uma viga de concreto armado dimensionada de acordo com os procedimentos da NBR 6118 (ABNT, 2014). O Esquema que representa o carregamento utilizado para o dimensionamento (obtido em ELU) e para a análise da vida útil (obtido em ELS) são apresentados na Figura 9, assim como os detalhes construtivos da mesma. A fim de analisar a durabilidade da estrutura de concreto exposta a um ambiente com agressividade moderada, a estrutura foi dimensionada para três diferentes cobrimentos, 20, 25 e 30 mm.

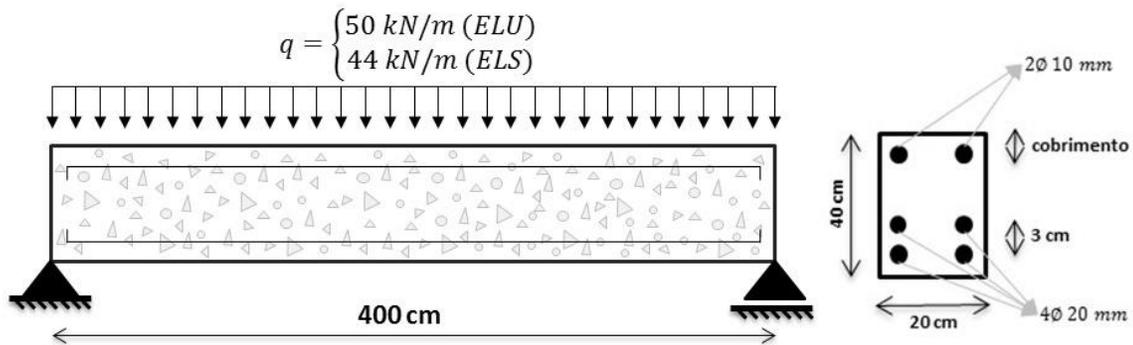


Figura 9. Detalhamento simplificado da viga de concreto armado.

A discretização da malha de elementos finitos da viga de concreto armado foi feita com 2317 nós e 486 elementos triangulares com ordem de aproximação cúbica para a representação da matriz de concreto e com 900 elementos de barra simples (fibras) para a representação das armaduras. O modelo constitutivo empregado é o de Saint-Venant-Kirchhoff para materiais elástico-lineares. Os dados referentes às propriedades dos materiais são apresentados na Tabela 2(a), enquanto que na Tabela 2(b) apresentam-se os dados referentes ao concreto e o ambiente de exposição da estrutura.

Tabela 2(a). Propriedade dos materiais.

Material	Propriedade (kN/cm ²)	Valor
Concreto (C30)	Módulo de elasticidade	2607.16
	Coefficiente de Poisson	0.20
	Resistência à compressão	3.00
	Resistência à tração	0.21
Aço (CA-50)	Módulo de elasticidade	21000.00
	Resistência à tração	50.00

Tabela 2(b). Dados referentes ao concreto e ambiente de exposição.

Característica	Condição
Tipo de cimento	CP III
Teor de adições (%)	0.00
Umidade relativa (%)	60.00
Ambiente	Externo, desprotegido da chuva
Teor de CO ₂ (%)	0.04 (ambiente urbano)

4. RESULTADOS

Inicialmente é apresentado na Figura 10 o avanço da profundidade de carbonatação do concreto e a VUP das vigas de diferentes cobrimentos (20, 25 e 30 mm). De imediato nota-se a importância da utilização de um cobrimento adequado em função da agressividade do meio ao qual a estrutura

de concreto é exposta, uma vez que o cobrimento adequado aumenta a VUP e consequentemente o tempo necessário para que ocorram as primeiras intervenções humanas e reparos nas estruturas.

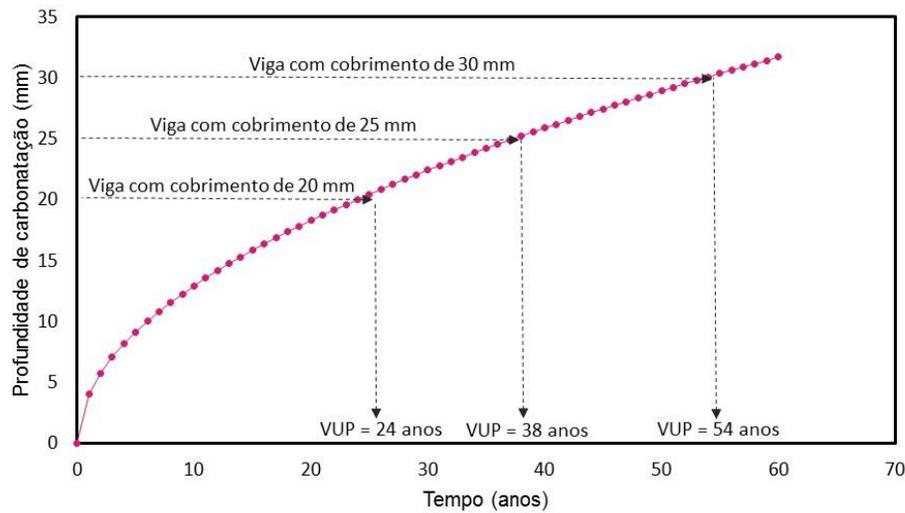


Figura 10. Avanço da carbonatação e VUP das vigas com diferentes cobrimentos.

Na Figura 11 é possível analisar o avanço da degradação das armaduras devido à ação da corrosão (no gráfico apresenta-se a área útil de aço das armaduras longitudinais). Observa-se que durante a fase de iniciação da corrosão (VUP) a área útil de aço das armaduras não é reduzida, e que a perda de seção é significativa nos primeiros anos do período de propagação da corrosão, em concordância com o estudo de Vu et al. (2000). Os autores descrevem que existe uma tendência de ocorrer maior perda de seção no período inicial da corrosão, devido à taxa de corrosão das armaduras ser maior, e que a mesma decresce ao longo do tempo apresentando um comportamento exponencial.

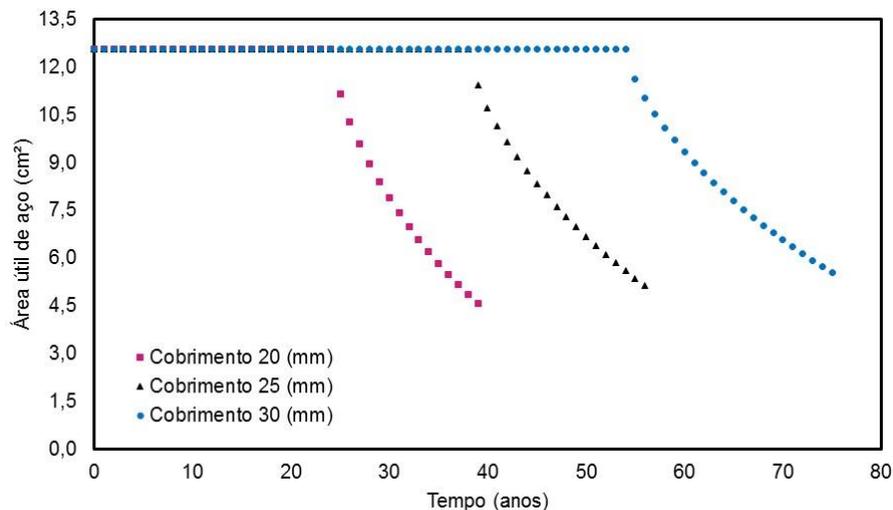


Figura 11. Perda da área útil de aço nas vigas de concreto sob corrosão.

Na figura 12 é apresentada a VUS das vigas de concreto armado analisadas neste trabalho. O valor limite de abertura de fissuras adotado para as análises foi $w_{lim} = 0.3$ mm, conforme prescreve a NBR 6118 (ABNT, 2014) para estruturas de concreto com classe de agressividade ambiental II (moderado).

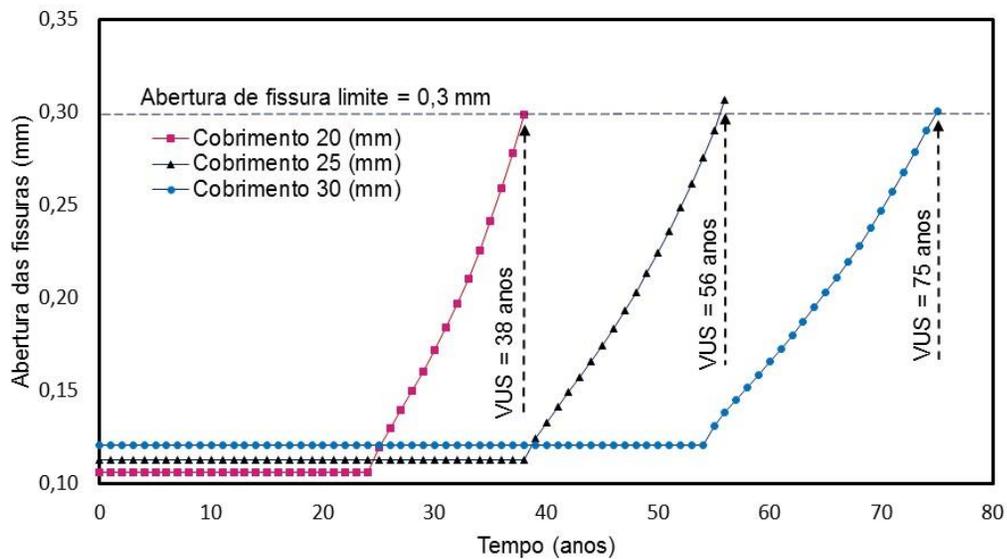


Figura 12. Progressão da abertura das fissuras e VUS das vigas de concreto.

Observa-se que a declividade da curva do avanço da abertura de fissuras decresce com o aumento do cobrimento, aumentando assim o tempo necessário para que a estrutura de concreto armado alcance o estado limite de abertura de fissuras (referente ao ELS).

Por fim, apresentam-se nas Figura 13, 14 e 15 as tensões longitudinais e os deslocamentos verticais das vigas de concreto armado com 20, 25 e 30 mm de cobrimento, no instante em que as fissuras alcançam o valor limite (VUS).

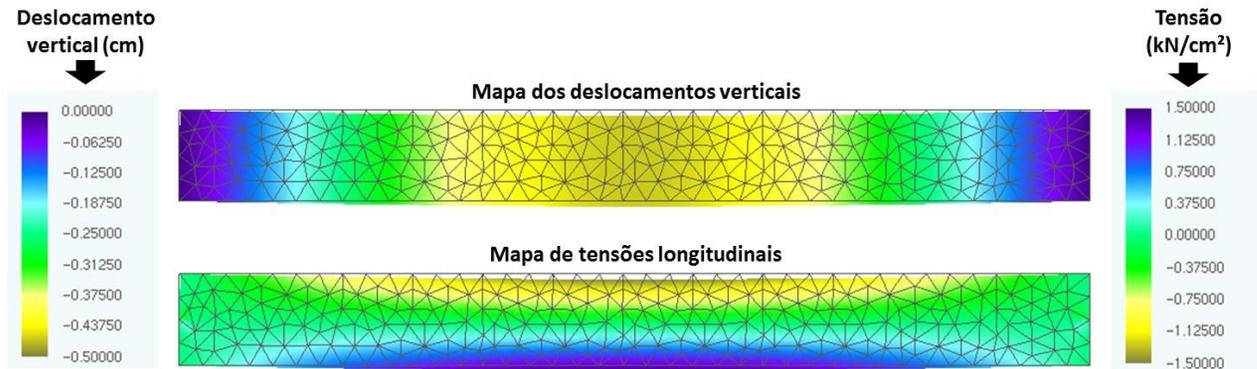


Figura 13. Configuração deformada da viga com cobrimento de 20 mm ao final da VUS.

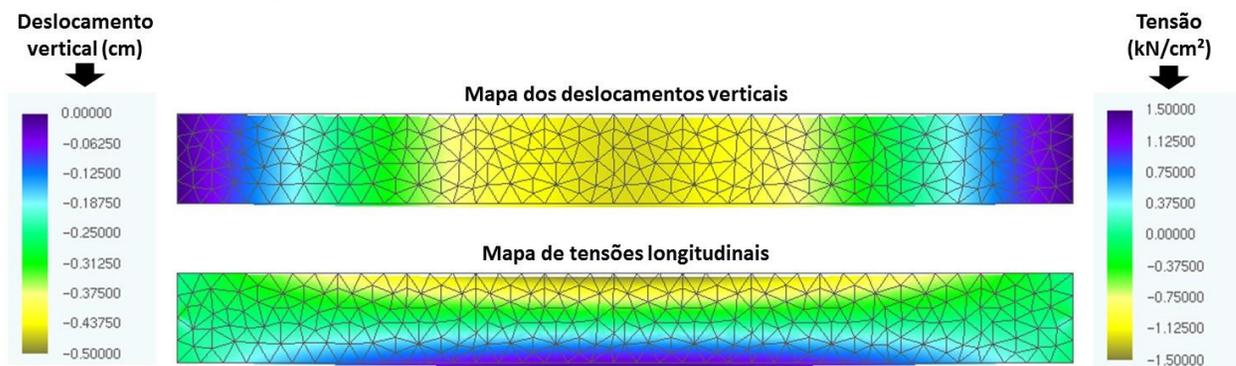


Figura 14. Configuração deformada da viga com cobrimento de 25 mm ao final da VUS.

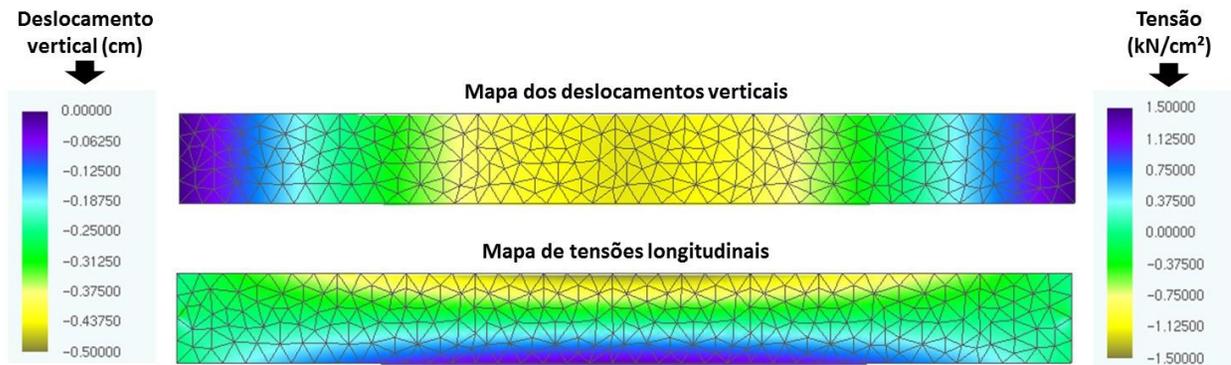


Figura 15. Configuração deformada da viga com cobrimento de 30 mm ao final da VUS.

Por meio dos mapas de cores apresentados nas Figuras 13, 14 e 15 é possível observar que os deslocamentos da viga diminuem com o aumento do cobrimento da armadura, isso ocorre devido ao fato de que existe uma camada maior de concreto para a difusão do CO_2 , retardando o início da corrosão e, conseqüentemente, a degradação das armaduras, responsável por dar maior rigidez à viga de concreto. Este resultado demonstra a necessidade em se conhecer corretamente o ambiente de degradação ao qual a estrutura estará submetida, uma vez que os elementos de concreto serão projetados com a durabilidade requisitada, garantindo tanto a vida útil destas estruturas quanto a segurança de seus usuários.

5. CONCLUSÕES

Da análise dos resultados apresentados referente à validação do modelo desenvolvido, pode-se concluir que tanto a formulação para a determinação da VUP mediante uso de Redes Neurais Artificiais (RNAs), quanto a formulação para a análise mecânica de estruturas de concreto armado sob corrosão uniforme, baseada no Método dos Elementos Finitos Posicional (MEF), estão coerentemente implementadas e que apresentam resultados coerentes quando comparados a dados da literatura.

Das simulações realizadas com modelo gerado pelo acoplamento do MEF com as RNA, foi possível concluir que:

- Um cobrimento adequado (cobrimento que leva em consideração o grau de agressividade ao qual a estrutura está submetida) garante não só um período maior para levar à despassivação das armaduras, como também, para atingir o limite de abertura de fissuras recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014);
- A consideração da perda de massa do aço, como consequência da corrosão, resulta no desenvolvimento de fissuras com dimensão máxima superior à recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2014), quando o nível de corrosão alcança os 60 %;
- Quando a taxa de corrosão das armaduras alcança os 50 %, constata-se um aumento de 30 % na flecha das vigas, independente do cobrimento;
- Ao aumentar o cobrimento das armaduras, reduzem-se os deslocamentos máximos e a deformação da viga, ao final da VUS, devido ao menor grau de corrosão ao qual às armaduras estão submetidas;
- Embora todas as vigas ao final da VUS estejam com o concreto no mesmo estado de fissuração, a capacidade mecânica da viga com 30 mm de cobrimento é maior, uma vez que as armaduras se encontram com menor grau de corrosão, e assim, maior área útil, demonstrando que um cobrimento coerente com a agressividade do ambiente ao qual a estrutura está submetida proporciona além de durabilidade, segurança para seus usuários.

Os resultados obtidos apontam a aplicabilidade do código desenvolvido como uma ferramenta eficiente e alternativa para a análise da vida útil de estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão uniforme.

Ademais, o programa desenvolvido demonstra a eficiência da utilização de ferramentas numéricas no desenvolvimento de modelos para o estudo e a simulação de mecanismos complexos da degradação de estruturas de concreto armado, corroborando com os estudos de patologia das construções.

6. AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo fomento oferecido à pesquisa.

7. REFERENCIAS

- Andrade, C. (1992), *“Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras”*, Tradução de Antônio Carmona e Paulo Helene, São Paulo: PINI, p. 104.
- Andrade, J. J. O., Possan, E., Dal Molin, D. C. C. (2017), *“Considerations about the service life prediction of reinforced concrete structures inserted in chloride environments”*, Journal of Building Pathology and Rehabilitation, V. 2, p. 1-8.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto, Rio de Janeiro, ABNT.
- Bakker, R. M. F. (1988), Initiation period. In: Schiess P. *“Corrosion of steel in concrete”*, London, Chapman and Hall, cap. 3, pp. 22-55.
- Biondini, F., Frangopol D. M. (2017), *“Time-variant redundancy and failure times of deteriorating concrete structures considering multiple limit states”*, Structure and Infrastructure Engineering, V.13, pp. 94-106.
- Bob, C., Afana, E. (1993), *“On-site assessment of concrete carbonation”*, Proceedings of the International Conference Failure of Concrete Carbonation, RILEM, Bratislava, pp. 84-87.
- Broomfield, J. P. (2007), *“Corrosion of steel in concrete: understanding, investigation and repair”*. 2. Ed. New York, Taylor & Francis, pp. 294.
- Carmona, A. F., Marega, A. (1988), *“Retrospectiva da patologia no Brasil: Estudo Estatístico”*, in: Jornadas em Español y Portugués sobre Estructuras y Materiales, CEDEX, IETcc, pp. 325-348.
- Chang, C. F., Chen, J. W. (2006), *“The experimental investigation of concrete carbonation depth”*, Cement and Concrete Research, V.36, pp. 1760-1767.
- Coda, H. B. (2003), *“Análise não linear geométrica de sólidos e estruturas: uma formulação posicional baseada no MEF”*, Volume II, Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Comission Permanente del Hormigón, EHE (2008), *“Instrucción de Hormigón Estructural. Ministério de obras públicas e urbanismo”*. Madrid, Espanha.
- Dal Molin, D. C. C. (1988), *“Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul”*, Dissertação de Mestrado em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Dyer, T. (2015), *“A durabilidade do concreto”*. Rio de Janeiro, Editora Ciência Moderna, pp. 536.

- Ellingwood, B. R., Frangopol, D. M. (2016), “*Introduction to the state of the art collection: risk-based lifecycle performance of structural systems*”, Journal of Structural Engineering, V.142, pp. 1.
- Felix, E. F. (2016), “*Desenvolvimento de software para a estimativa da profundidade de carbonatação, vida útil e captura de CO₂ de estruturas de concreto empregando RNA's*”, Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Foz do Iguaçu.
- Félix, E. F., Carrazedo, R., Possan, E. (2017), “*Análise Paramétrica da carbonatação em estruturas de concreto armado via Redes Neurais Artificiais*”, Revista ALCONPAT, V.7, N. 3, pp. 302-316.
- Geiker, M. R., Polder, R. B. (2016), “*Experimental support for new electro active repair method for reinforced concrete*”, Materials and Corrosion, V.67, pp. 600-606.
- Graeff, A. G. (2007), “*Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado*”, Dissertação de Mestrado em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Kari, O. P., Puttonen, J., Skantz, E. (2014), “*Reactive transport modelling of long-term carbonation*”, Cement and Concrete Composites, V.52, pp. 42-53.
- Köliö, A., Pakkala, T. A., Hohti, H., Laukkarinen, A., Lahdensivu, J., Mattila, J., Pentti, M. (2017), “*The corrosion rate in reinforced concrete facades exposed to outdoor environment*”, Materials and Structures, V.50, pp. 1-16.
- Mehta, P. K., Monteiro, P. J. M. (2014), “*Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*”. 2.ed. São Paulo, IBRACON, pp.751.
- Neville, A. M. (1997), “*Propriedades do concreto*”, São Paulo: PINI, pp. 828.
- Possan, E. (2010), “*Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em meio urbano*”, Tese de Doutorado em Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Rao, A. S., Lepech, M. D., Kiremidjian, A. S., Sun X. Y. (2017), “*Simplified structural deterioration model for reinforced concrete bridge piers under cyclic loading*”, Structure and Infrastructure Engineering, V.13, pp. 55-66.
- Smolczyk, H. G. (1969), “*Written Discussion*”, proceeding of the 1969 International Symposium on the Chemistry of Cement, Part III, v. II/4, pp. 369-384.
- Stewart, M. G., Rosowsky, D. V. (1998), “*Structural safety and serviceability of concrete bridges subject to corrosion*”, Journal of Infrastructure Systems V.4, pp. 146-155.
- Tuutti, K. (1982), “*Corrosion of steel in concrete*”. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute.
- Val, D. V., Melchers, R. E. (1997), “*Reliability of deteriorating RC slab bridges*”, Journal of Structural Engineering, V.123, pp. 1638-1644.
- Vesikari, E. (1988), “*Service life prediction of concrete structures with regard to corrosion of reinforcement*”. Technical Research Centre of Finland, report No. 553, Finland p. 53.
- Vu, K. A. T., Stewart, M. G. (2000), “*Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models*”, Structural Safety, V.22, pp. 313-333.
- Yanaka, M, Ghasemi, S. H., Nowak, A. (2016), “*Reliability-based and life-cycle cost-oriented design recommendations for prestressed concrete bridge girders*”, Structural Concrete, V.17, pp. 836-847.

Análise da interface concreto-aço em corpos de prova expostos à intempérie e imersos em água do mar natural

M. R. Sosa¹, T. Pérez^{1*}, V. M. J. Moo-Yam¹, E. Chávez², J.T. Pérez-Quiroz³

*Autor de Contacto: tezperez@uacam.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.203>

Recepção: 27/06/2017 | Aceitação: 21/12/2017 | Publicação: 31/01/2018

RESUMO

Neste estudo foi avaliado o comportamento eletroquímico de estruturas de concreto armado sem e com adição de cloreto de sódio na água de amassamento, em um ambiente marinho/tropical. O monitoramento consistiu em medir o potencial de corrosão (Ecorr), o avanço da frente de carbonatação (xCO₂) e o registro fotográfico da interface concreto/aço em diferentes estágios do período de exposição. Na exposição aos elementos, observou-se que a adição de NaCl favoreceu o avanço da carbonatação, sem mostrar o início da corrosão. A presença de cloreto é determinante no início e desenvolvimento do processo de corrosão, tanto na exposição à intempérie quanto na imersão.

Palavras chave: comportamento eletroquímico; concreto armado; carbonatação, potencial de corrosão; cloreto.

Citar como: M. R. Sosa, T. Pérez, V. M. J. Moo-Yam, E. Chávez, J. T. Pérez-Quiroz (2018), “Análise da interface concreto-aço em corpos de prova expostos à intempérie e imersos em água do mar natural”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 16 – 29,
DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.203>

¹Centro de Investigación en Corrosión de la Universidad Autónoma de Campeche, Av. Heroes de Nacozari No. 480, Campus 6 de Investigaciones, C.P. 24070, San Francisco de Campeche, Campeche, México.

²Secretaría de la Defensa Nacional, Dir. Gral. Ings., U.D.E.F.A., E.M. I. Calz. Mex.-Tac. s/n, Del. Miguel Hidalgo, D. F., México.

³Instituto Mexicano del Transporte, área Materiales Alternativos Km 12 + 000 carretera Estatal no. 431 El Colorado – Galindo S/N, Sanfandila, Pedro Escobedo. Queretaro, México; C.P. 76703

Informação Legal

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2018, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2018.

Analysis of the concrete-steel interface in specimens exposed to the weather and immersed in natural sea water

ABSTRACT

The electrochemical behavior in reinforced concrete elements without and with addition of sodium chloride (NaCl) in the mixing water, in exposed in a marine/tropical environment was evaluated. The monitoring consisted in measuring corrosion potential (E_{corr}), carbonation front advance (xCO_2) and photographic record of the concrete/steel interface at different stages of the exposure time period. In the outdoor exposure it was observed that the addition of NaCl in the mixing water favored the advancement of carbonation, without showing the beginning of corrosion. The presence of chloride was determinant in the beginning and development of the process of corrosion, as much in exposure to the intemperie as in immersion.

Keywords: electrochemical behavior, reinforced concrete, carbonation, corrosion potential, chloride.

Análisis de la interfaz concreto-acero en especímenes expuestos a la intemperie e inmersos en agua de mar natural

RESUMEN

Se evaluó el comportamiento electroquímico en elementos de concreto armado sin y con adición de cloruro de sodio (NaCl) en el agua de amasado, en un ambiente marino/tropical. El seguimiento consistió en medir potencial de corrosión (E_{corr}), avance del frente de carbonatación (xCO_2) y registro fotográfico de la interfase concreto/acero en diferentes etapas del período de tiempo de exposición. En la exposición a la intemperie se observó que la adición de NaCl en el agua de amasado favoreció el avance de la carbonatación, sin que se visualizara el inicio de corrosión. La presencia de cloruro fue determinante en el inicio y desarrollo del proceso de corrosión, tanto en exposición a la intemperie como en inmersión.

Palabras clave: concreto reforzado; carbonatación; potencial de corrosión; interfase concreto-acero, ión cloruro.

1. INTRODUÇÃO

A durabilidade da infraestrutura construída usando concreto armado depende diretamente da qualidade dos materiais e do projeto, considerando o desempenho a ser obtido e o impacto do ambiente particular em que ele será localizado. Quando o concreto é devidamente preparado e moldado, proporciona proteção adequada ao aço que pode ser incorporado ao concreto e durar anos sem mostrar sinais de deterioração. No entanto, a corrosão da armadura ocorre pela destruição do filme de passivação formado naturalmente na sua superfície pelo concreto são. Isso pode ocorrer por dois motivos principais: que existe uma quantidade suficiente de cloretos ou outros íons despassivantes (Rosas et al, 2014), ou que a alcalinidade do concreto diminui ao reagir com CO_2 presente no ambiente [Helene et al, 2009; Castro et al, 2000a; Papadakis et al, 1991a].

Atualmente, a deterioração do concreto por fatores ambientais é um grande problema observado na construção (Papadakis et al, 1991b). Para as áreas urbanas, o mais comum é o processo de carbonatação. Nas regiões costeiras, os principais agressores são cloretos, sulfatos e umidade (Merchers et al, 2009, Ye et al, 2012, Zirou et al, 2007). No entanto, o CO_2 está cada vez mais presente na deterioração do concreto no sudeste do México (Solis et al, 2005, Moreno et al, 2004,

Castro-Borges et al, 2013, Castro et al, 2000b). Quanto à cidade de San Francisco de Campeche, local experimental deste trabalho, observou-se que o processo de ingresso da brisa do mar está condicionado pela direção dos ventos, de tal forma que, embora seja uma zona costeira, o depósito de sais na superfície de elementos de concreto é limitado (Pérez, 2000). Embora não haja presença de indústria, é importante determinar o progresso da carbonatação em elementos de concreto a serem tomados como critério de durabilidade na construção (Chavez-Ulloa et al, 2013, San Miguel et al, 2012).

Um dos parâmetros mais utilizados para estimar a condição da armadura incorporada ao concreto é a medição do potencial de meia-célula, também chamado de potencial de corrosão (E_{corr}). As normas ASTM C876-09 e NMX-C-495-ONNCCCE-2015 estabelecem intervalos de E_{corr} que se aproximam do estado da superfície da armadura. Com os valores obtidos, é viável elaborar um diagnóstico do grau de corrosão da armadura, com a reserva de complementá-lo com medidas de variáveis ambientais, frente de carbonatação e perfil de ingresso de íons cloreto, entre outros. Embora existam métodos indiretos para conhecer o dano por corrosão, a melhor opção, quando possível, é observar diretamente a superfície do aço e fazer um registro fotográfico.

Este artigo apresenta a análise do efeito de duas condições de exposição, do teor de cloreto de sódio e do ataque de carbonatação sobre a deterioração do concreto armado em um ambiente marinho / tropical, no sudeste do México. A presença de cloretos nas amostras expostas à atmosfera (clima) é determinante na condição da interface, refletida no valor do E_{corr} , avanço da frente de carbonatação e oxidação das armaduras. Quanto às amostras expostas em imersão, o íon cloreto é o principal agente agressor que afeta o processo de corrosão da armadura.

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

2.1. Elaboração de Amostras

Para a fabricação do concreto armado, foi utilizado cimento Portland Tipo I de marca comumente usada na região. Os agregados graúdos e miúdos são habituais na região, produto do esmagamento de calcário de Campeche. Foram utilizadas barras convencionais de aço comercial de 0,95 cm de diâmetro. O cloreto de sódio (NaCl) adicionado à água de mistura foi comercial disponível no mercado. A mistura foi feita com água potável do abastecimento municipal.

Duas séries de 3 amostras de concreto armado sem e com 3,5% em peso de cloreto de sódio (NaCl) adicionados na água de amassamento, em similaridade com a concentração salina de água do mar (Genescá, 1994), foram fabricados com a mesma relação água / cimento de 0,66, de acordo com as dosagens presentes na Tabela 1 e as dimensões presentes na Fig. 1.

Tabela 1. Dosagem das amostras de concreto armado (NOM C-159-85).

Cimento (kg/m ³)	Agregado miúdo (kg/m ³)	Agregado graúdo (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	NaCl (g/l)
312.5	750	687.5	206.25	35
312.5	750	687.5	206.25	0

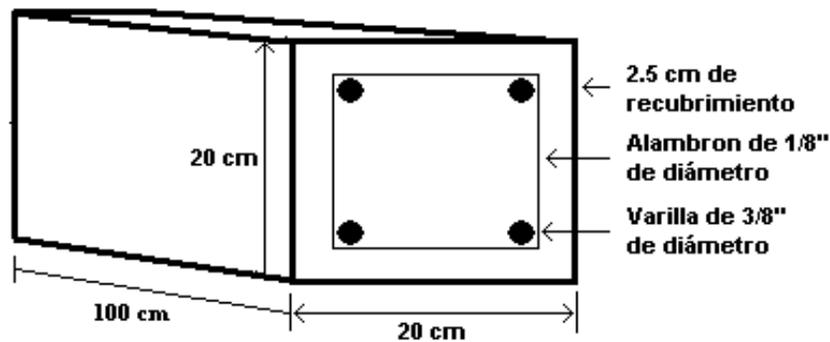


Figura 1. Esquema das amostras estudadas.

A cura foi realizada durante 28 dias (NOM C-159-85, ASTM C 192-02) e mais tarde, as amostras foram expostas no sudeste do México (na cidade de São Francisco de Campeche, Campeche, México, a 300 metros do litoral), para duas condições de exposição: exterior (ATM) e imersão em água do mar natural (INM). Os elementos expostos ao ATM foram colocados verticalmente sobre uma base de concreto a 30 cm do solo. As amostras expostas no INM foram colocadas em pequenas piscinas e a água do mar natural foi periodicamente renovada a cada mês.

2.2. Medição do Potencial de Corrosão

A medida do potencial de corrosão foi feita de acordo com a norma ASTM C876-09. A Fig. 2a mostra a forma como o potencial de corrosão nos elementos expostos ao ATM foi medido, tomado em cinco pontos nas amostras em alturas diferentes da superfície do concreto, usando um eletrodo de referência de cobre-sulfato de cobre saturado (Cu / CuSO₄ (sat)). A medição do potencial de corrosão nas amostras expostas no INM foi feita usando um eletrodo de referência de cloreto de prata saturado de prata (Ag / AgCl (sat)) imerso na água do mar em um lado da amostra, veja Fig. 2b.

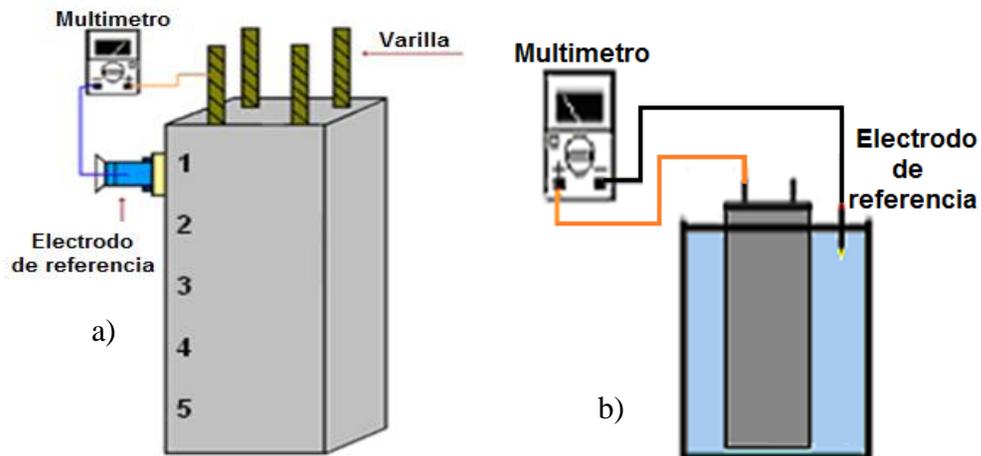


Figura 2. Esquema da medição do potencial de corrosão: a) a ATM e b) em INM.

A Tabela 2 apresenta os critérios propostos para analisar os potenciais de corrosão da armadura (E_{corr}) embutida no concreto. A análise dos potenciais de corrosão será focada no eletrodo de referência cloreto de prata saturado de prata (Ag / AgCl (sat)), de modo que a conversão dos potenciais de corrosão obtidos com o eletrodo de referência de cobre foi realizada - Sulfato de cobre saturado totalizando +50 mV (Berkeley, 1990; Chess, 1998). (Berkeley, 1990; Chess, 1998).

Tabela 2. Critério para medir o potencial de corrosão da armadura no concreto (ASTM C876-09).

E_{corr} vs Cu/CuSO ₄ (sat) (mV)	E_{corr} vs Ag/AgCl(sat) (mV)	Probabilidade de corrosão
Maior que -200	Maior que -150	10% (Zona Passiva)
Entre -200 y -350	Entre -150 y -300	50% (Zona Incerta)
Menor que -350	Menor que -300	90% (Zona Ativa)

2.3. Medida da Frente de Carbonatação

Para este ensaio, três testemunhos de cada série foram extraídos usando um extrator de testemunhos, veja a Fig. 3a (ASTM C42 / C42M). Este procedimento foi realizado em 4 períodos de seis meses (6, 12, 18, 24). Os testemunhos foram removidos na parte do meio e paralelos à armadura, veja a Fig. 3a.

O avanço da frente de carbonatação foi medido usando indicadores ácido-base. A fenolftaleína é o indicador comumente usados e sua variação de cor varia entre pH 8.2 e 9.8 variando a sua cor de violeta incolor para violeta avermelhado. A timolftaleína é outro indicador que foi usado, uma vez que sua variação está entre pH 9,3 e 10,5 com um tom incolor a azul (Troconis de Rincon et al, 1997, Padrão UNE-112-011). Desta forma, é possível apreciar visualmente a mudança de pH da pasta de concreto e determinar o avanço da frente de carbonatação.

Os indicadores ácido-base foram aplicados até 1 cm abaixo do nível da armadura em partes iguais, veja a Fig. 3b. Foi realizado um registro fotográfico do avanço da carbonatação medido por uma régua. Em um concreto de boa qualidade, observa-se a cor característica do indicador utilizado e observa-se um concreto carbonatado na ausência de cor, relacionada à diminuição do pH devido à reação do dióxido de carbono (CO₂) com os componentes alcalinos do concreto.

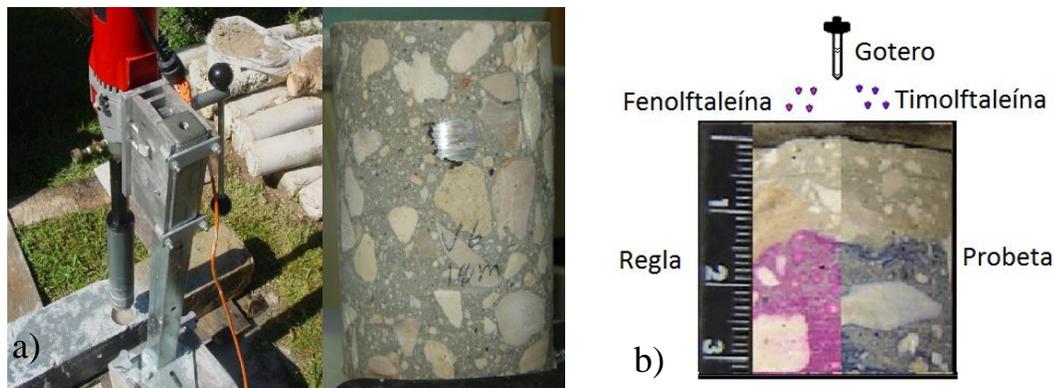


Figura 3. Frente de carbonatação: a) Extração de testemunho e b) Aplicação do indicador.

Os resultados apresentam o avanço médio da frente de carbonatação dos testemunhos extraídos para determinar visual e graficamente o dano que o meio de exposição gerou no concreto e consequentemente a probabilidade de que a corrosão da armadura possa ocorrer.

3. RESULTADOS

3.1. Frente de carbonatação

As Figuras 4 e 5 mostram o registro fotográfico da velocidade de carbonatação nos testemunhos do concreto obtido a partir de amostras feitos sem (0%) e com 3,5% em peso de cloreto de sódio

(NaCl) adicionado na água de mistura, durante dois anos de exposição ao ATM e ao INM, respectivamente.

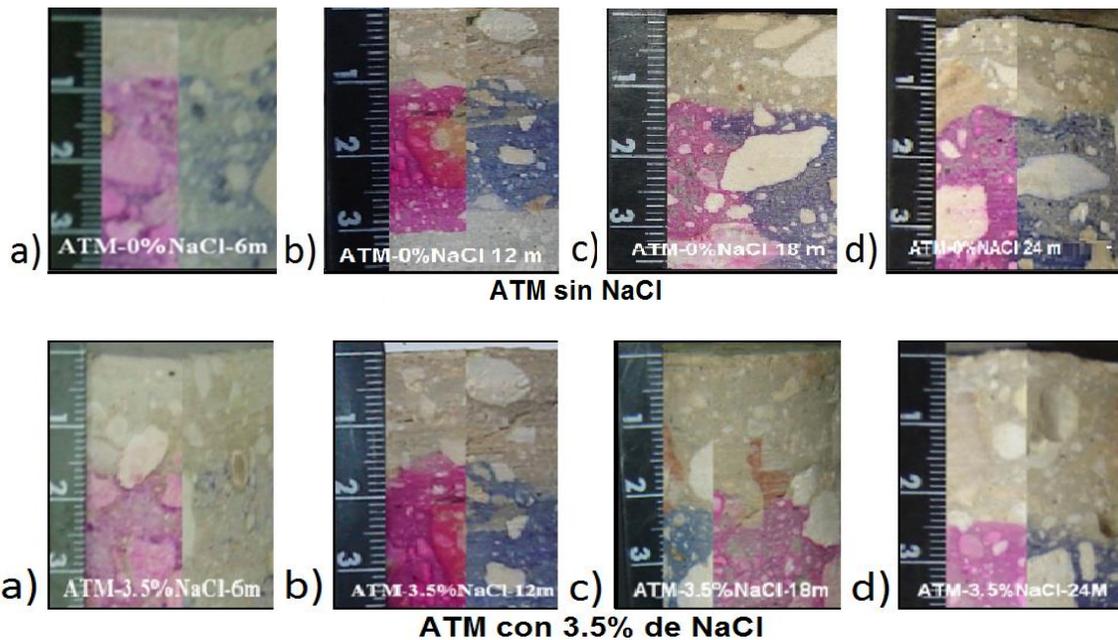


Figura 4. Velocidade de carbonatação: a) 6, b) 12, c) 18 e d) 24 meses, respectivamente sem (0%) e com (3.5%) adição de NaCl, em testemunhos de concreto expostos a ATM.

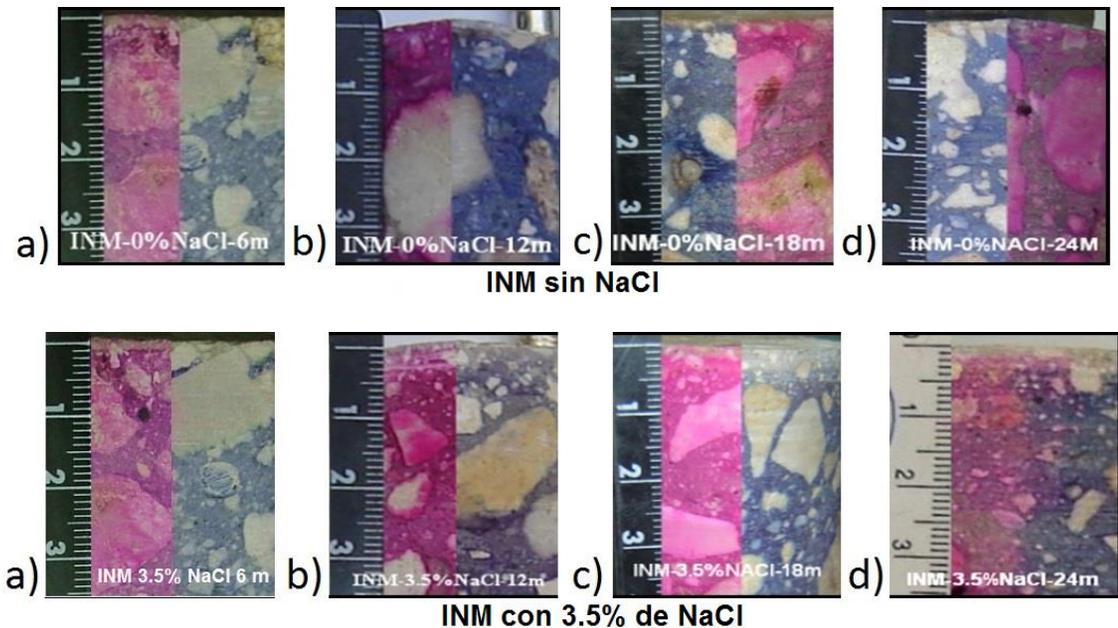


Figura 5. Velocidade de carbonatação: a) 6, b) 12, c) 18 e d) 24 meses, respectivamente sem (0%) e com (3.5%) adição de NaCl, em testemunhos de concreto expostos a INM.

No registro fotográfico dos elementos expostos ao ATM, na Fig. 4, observa-se que aqueles feitos sem adição de NaCl apresentam um progresso médio de 8 mm de profundidade aos 6 meses de exposição e uma profundidade de 15 mm aos 24 meses. O efeito mais notável é observado nos elementos com adição de NaCl na água de mistura, que apresenta um maior avanço na carbonatação, atingindo uma profundidade de 15 mm em média nos primeiros 6 meses e 25 mm em média aos 24 meses, atingindo o nível do cobrimento estabelecido para a armadura.

No caso dos elementos expostos ao INM, Fig. 5, observa-se um avanço insignificante da carbonatação para ambas as condições de fabricação de concreto armado, atingindo uma média aproximada de 1 mm de profundidade durante os 24 meses que o estudo durou. Os resultados eram esperados, devido à baixa solubilidade do CO₂ na água do mar, quando os elementos foram imersos na água do mar.

De acordo com a análise dos resultados da frente de carbonatação, houve apenas um efeito significativo nos elementos expostos ao ATM relacionados ao conteúdo de NaCl adicionado na água de mistura que influenciou o avanço da carbonatação no concreto. Na Tabela 3, os resultados da média de três amostras são registrados. Como esperado, a reação entre o CO₂ e os componentes alcalinos do concreto é favorecida quando o concreto está entre 50% e 80% do teor de água nos poros do concreto, que são as condições ideais para a carbonatação (Pérez, T. et al, 2006; Corvo, F. et al., 2008). Cada condição experimental mostra proximidade em seus valores de k durante o período de exposição. Foi relatado que o padrão de vento em Campeche, devido à sua posição geográfica, é predominante de terra para mar (Gutiérrez e Winant, 1996) e, por isso, é um ambiente marinho tropical atípico (Pérez, T., 2000).

Tabela 3. Frente de carbonatação de elementos expostas às intempéries (ATM).

Tempo (anos)	Avanço da carbonatação (mm)		Constante k (mm/ano ^{1/2})	
	Sem NaCl	Com NaCl	Sem NaCl	Com NaCl
0.5	8	15	11.3	21.2
1.0	10	17	10.0	17.0
1.5	12	21	9.7	17.1
2.0	15	25	10.6	17.6
Média			10.4	18.2

O maior avanço da carbonatação nos elementos com adição de NaCl está relacionado ao fato de que os poros do concreto estavam parcialmente saturados por mais tempo, em condições que favoreceram a entrada de CO₂ e, conseqüentemente, a reação com os componentes do concreto aumentou, acelerando o avanço da carbonatação em concreto (Trocónis de Rincón et al, 1997). Esta proposta coincide devido à umidade relativa (HR) predominante nesta região em aproximadamente 70% de média anual, e principalmente a NaCl devido à sua propriedade higroscópica que favoreceu a manutenção da umidade interna. Juntos propiciaram as condições para acelerar o avanço da carbonatação, como observado nos elementos expostos ao ATM com a adição de NaCl na água de mistura (Pérez et al, 2010).

O avanço da carbonatação nos elementos sem adição de NaCl, mesmo quando em dois anos não atingiram o nível de aço, sua constante na média de 10,4 mm / ano^{1/2} é significativa porque esses valores são mais parecidos com os relatados em ambientes urbanos (Moreno, et al., 2016). A novidade desses resultados em um ambiente marinho / tropical está relacionada a uma maior quantidade de poro devido à relação água / cimento de 0,66 adotada na elaboração dos concretos. Sob essas características, o avanço da carbonatação dependerá da umidade relativa do meio para que permaneça o tempo necessário dentro do concreto e a reação do CO₂ com os componentes alcalinos do concreto possa ser realizada. Propõe-se que as características higroscópicas do NaCl favorecem a retenção de água nos poros do concreto, mantendo as condições de umidade propícias à carbonatação do concreto.

3.2. Potencial de corrosão (Ecorr)

A Fig. 6 mostra os resultados médios de Ecorr da armadura em elementos de concreto fabricados sem (0%) e com 3,5% em peso de cloreto de sódio (NaCl) adicionado na água de amassamento, durante 2 anos de exposição para o ATM e o INM.

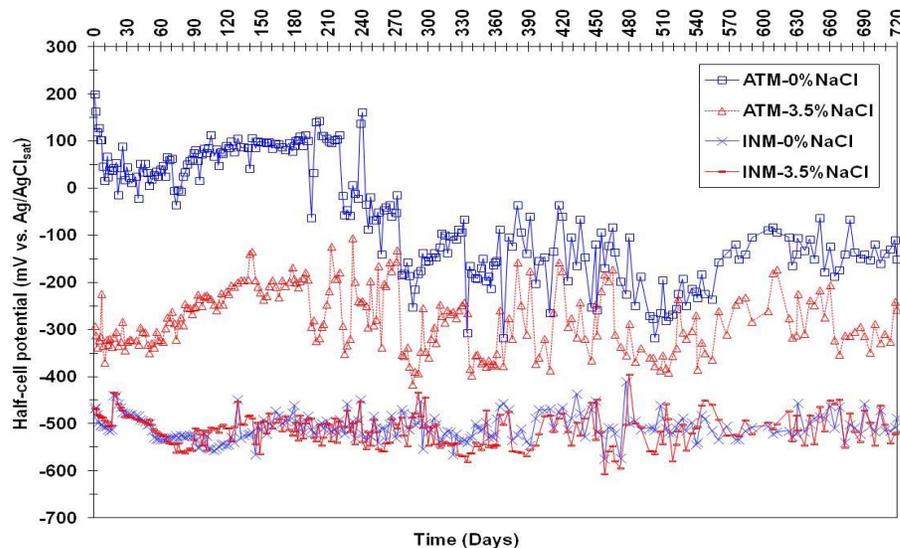


Figura 6. Potencial de corrosão da armadura vs. tempo.

Exposição atmosférica

Os potenciais de corrosão dos elementos preparados sem adição de NaCl expostos ao ATM (ATM-0% NaCl), de acordo com os critérios da Tabela 2, mostraram um comportamento passivo até o dia 270; mais tarde, os potenciais tornaram-se mais negativos com variações entre a zona passiva e incerta, comportamento que prevaleceu até o final do experimento. No caso daqueles fabricados com adição de NaCl expostos à mesma condição (ATM-3,5% NaCl), a armadura começou com uma alta probabilidade de corrosão do aço (zona ativa) durante os primeiros 40 dias, para depois diminuir sua atividade e permanecem dentro da zona incerta até o dia 200 e depois apresentam um comportamento variável até o final do estudo, entre a zona ativa e incerta. A instabilidade do Ecorr é devido a variações nas condições meteorológicas, como temperatura e umidade relativa, bem como a estação chuvosa.

Nas amostras de concreto armado exposto ao ATM, o efeito da carbonatação foi descartado, embora para a série com adição de NaCl atingiu o nível do aço até 24 meses. Vale ressaltar que o efeito é atribuído principalmente à ação dos cloretos, que modificam as condições da interface da armadura do concreto, causando uma polarização que desloca o Ecorr para valores mais negativos. Caso contrário, quando a presença de agentes corrosivos é descartada, seja por ataque de CO₂, cloretos ou ambos, como na série sem a adição da atividade, não é atribuída ao início da corrosão, mas à saturação parcial de água nos poros do concreto devido às condições características da região ao estar em um ambiente tropical, onde a umidade relativa em média é de 65% a 80% (Pérez et al, 2010). Além disso, o fato de que a reação de carbonatação ocorre requer água, o que, em parte, influenciou o progresso da carbonatação no concreto para cada série. Outro aspecto a considerar é a característica química do concreto que envolve a armadura, que no início do estudo é a primeira resistência contra os agentes que causam a corrosão do aço. Como é observado, as amostras sem adição de NaCl são passivas e as fabricadas com adição de NaCl mostram potenciais com alta probabilidade de corrosão.

Exposição por imersão

Quanto aos elementos expostos ao INM, ambas as séries, com e sem 3,5% de NaCl (INM-0% NaCl e INM-3,5% NaCl), permaneceram dentro do intervalo entre -400 e -500 mV vs eletrodo Ag / AgCl que corresponde a um comportamento de alta probabilidade de corrosão da armadura (zona ativa), durante os 720 dias de exposição que duraram o experimento. Estes valores pertencem à área de corrosão ativa que indica uma alta probabilidade de corrosão na armadura. Esse comportamento é devido à polarização induzida pela falta de oxigênio na interface da haste de concreto que produz o deslocamento de E_{corr} para valores mais negativos (Ávila, et al., 1994). Esta condição é predominante sobre a presença de cloreto na água da mistura.

No caso da série exposta ao INM, o ataque de carbonatação é praticamente nulo, deixando como principal causa da corrosão os cloretos presentes na água do mar e a adição na água de mistura. Nesse sentido, ambas as séries apresentaram o mesmo comportamento eletroquímico com alta probabilidade de corrosão. Sob essas características, também é necessário levar em consideração que o aço em condições de imersão é exposto a um meio pobre em oxigênio, o que torna os potenciais mais negativos, semelhante ao que foi relatado.

3.2. Registro fotográfico

As figuras 7 e 8 mostram o registro fotográfico da inspeção visual da interface da armadura do concreto em amostras de concreto feitos sem (0%) e com 3,5% em peso de NaCl adicionado na água de mistura durante 2 anos de exposição ao ATM e ao INM.

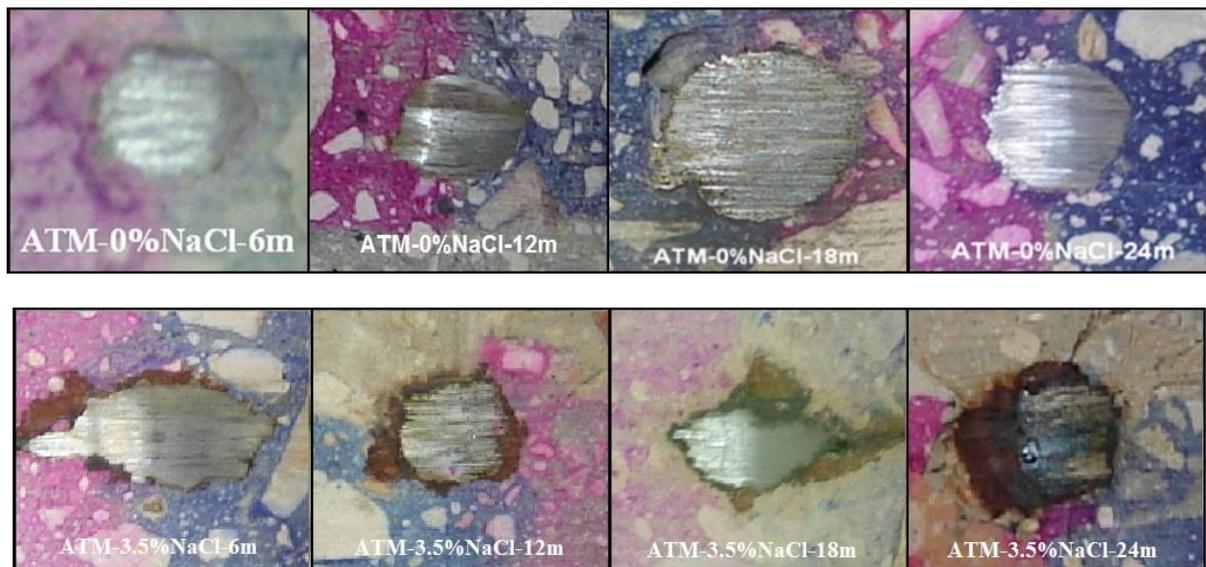
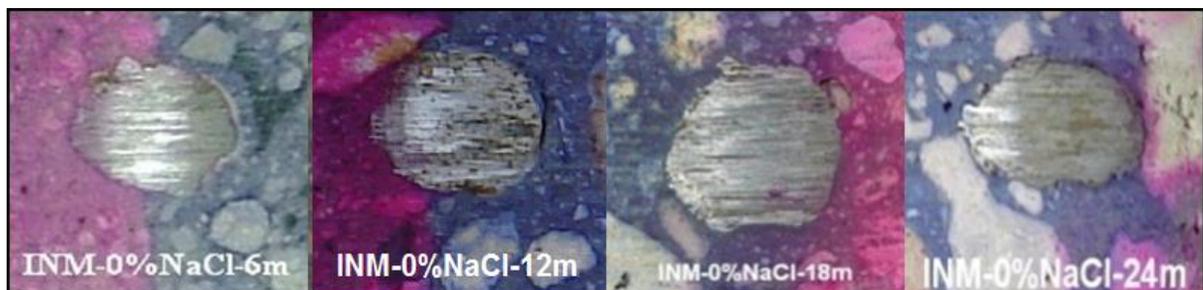


Figura 7. Registro fotográfico a 6, 12, 18 e 24 meses da interface concreto-armadura em amostras de concreto expostas a ATM.



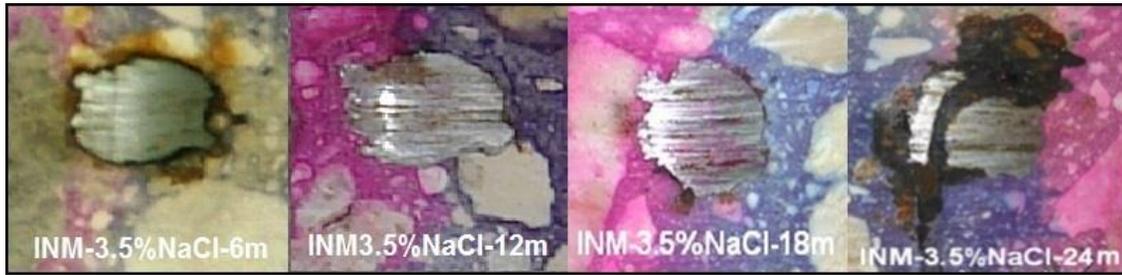


Figura 8. Registro fotográfico a 6, 12, 18 e 24 meses da interface concreto-armadura em amostras de concreto expostas a INM.

Exposição atmosférica.

Nos elementos fabricados sem adição de NaCl exposto ao ATM, Fig. 7, nenhum produto de corrosão é distinguido na interface da armadura do concreto para os quatro períodos. Ao comparar esses resultados com os elementos com adição de 3,5% de NaCl, os produtos de corrosão são observados na interface da armadura do concreto nos primeiros 6 meses e de forma semelhante nos três períodos subsequentes até o final do experimento de 24 meses.

A ausência de produtos de corrosão nos elementos sem adição de NaCl, exposta ao ATM, concorda com o comportamento eletroquímico da passividade do aço reportado nos potenciais de corrosão nos primeiros 270 dias. No entanto, subsequentemente passa a potenciais incertos de corrosão, comportamento possivelmente relacionado à variação de parâmetros ambientais. Quando a ação do CO₂ é descartada, bem como a presença de cloretos ao nível da haste, os potenciais incertos são atribuídos a variações nas condições ambientais, pois nenhum produto de corrosão foi observado durante os 2 anos que o estudo durou. Portanto, esse comportamento é atribuído à umidade relativa, precipitação e temperatura predominantes no sudeste do México, o que favorece e dá as condições para levar o aço a potenciais em valores incertos (Pérez et al, 2010).

A presença de produtos de corrosão nas amostras preparadas com adição de NaCl, exposta ao ATM, é atribuída principalmente aos cloretos presentes desde o início do estudo, quando o efeito da carbonatação foi descartado, já que atingiu o nível da haste em até 2 anos após o encerramento do estudo. Estes resultados concordam com os potenciais de corrosão, no entanto, com o registro fotográfico, não é viável saber com precisão o tempo de início da corrosão. O E_{corr} que indica alta probabilidade de corrosão durante os primeiros 90 dias é evidência de ataque ao aço pela presença de íons de cloreto. Nesse sentido, devemos levar em consideração que o concreto recém-fabricado tem a propriedade química que protege o aço contra a corrosão. No entanto, sob condições de exposição, o aço conseguiu reduzir sua atividade, permanecendo dentro dos potenciais de corrosão da zona incerta, até 210 dias. Portanto, a atividade de corrosão diminui, com valores de E_{corr} menos negativos dentro da zona incerta. A competição das reações de passivação-depassivação na interface é evidência (Pérez, 2000). Neste caso, observou-se um efeito semelhante ao relatado para as amostras sem adição de NaCl, aproximadamente aos 210 dias de exposição, onde a competição entre o ataque dos cloretos e a proteção química do concreto tentam manter a camada passiva no aço. Isso é atribuído ao fato de que os potenciais de corrosão flutuam entre a zona incerta e a zona ativa, mantendo esse comportamento até o final do estudo. Nesse sentido, nas condições apresentadas, os valores incertos obtidos estão relacionados ao ataque dos cloretos para quebrar o filme passivo e continuar a corrosão do aço.

Exposição por imersão

Naqueles expostos ao INM, Figura 8, pode-se observar que nos elementos sem adição de NaCl não há formação significativa de produtos de corrosão na interface da armadura do concreto nos quatro períodos; enquanto que nos elementos com 3,5% de NaCl adicionado na água de mistura,

a oxidação é detectada seis meses após o início da experiência, no entanto, a corrosão não está completa na interface, já que nem todas as áreas apresentam produtos de corrosão. Propõe-se que o dano no filme seja limitado pela falta de oxigênio devido à imersão na água do mar, de modo que o íon cloreto seja a causa da corrosão.

Nas amostras preparadas com adição de NaCl expostas ao INM, a presença de óxidos na interface da armadura do concreto nas quatro etapas do registro fotográfico coincide com os resultados de potenciais de corrosão com alta probabilidade de corrosão obtidos nos 2 anos de estudo. Isto é atribuído principalmente aos cloretos que foram adicionados à água de mistura, uma vez que os elementos de concreto foram assim fabricados, já que o ataque de CO_2 foi descartado.

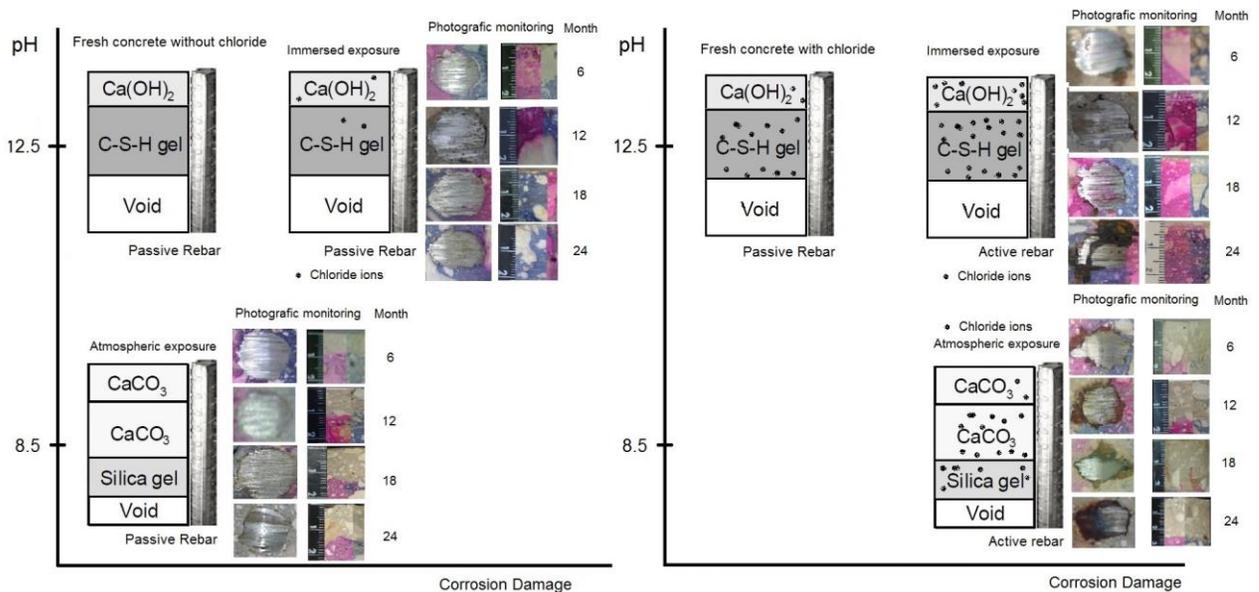


Figura 9. Resumo do progresso de danos no concreto armado sob as condições de exposição analisadas.

A presença do agente agressivo é o fator determinante para a corrosão começar na armadura, desde que as condições sejam favoráveis. Como neste caso e o observado nas amostras com a adição de NaCl exposto ao ATM. Caso contrário, foi observado nas amostras sem adição de NaCl expostas ao ATM e ao INM, onde a ação do CO_2 e a ausência de cloretos no nível da haste foram descartadas, deixando apenas as condições ambientais características do México do sudeste como influência do comportamento eletroquímico e na água do mar. Neste sentido, é importante determinar a presença do agente corrosivo para compreender e interpretar os potenciais de corrosão, como foi observado nas amostras preparadas sem e com adição de NaCl. Uma vez que conhece a presença do agente corrosivo e também a presença significativa de água, um elemento importante e necessário para que as reações químicas de degradação do concreto possam ser realizadas e conseqüentemente a corrosão da armadura.

Em geral, o Ecorr concorda com o registro fotográfico após 6 meses. Os potenciais sozinhos não fornecem informações sobre quando a corrosão do aço poderia ter começado significativamente, como foi observado nas amostras expostas ao ATM com 3,5% de NaCl. Somente se tem a certeza de que a corrosão é inevitável quando os cloretos já estão presentes ao nível da armadura.

A Fig. 9 exemplifica o dano encontrado nas amostras. Para aquelas expostas ao ATM, é evidente que a carbonatação leva a uma diminuição do pH do material, embora não seja suficiente para ativar o aço, tanto para amostras feitas sem como com NaCl. Enquanto isso, os íons de cloreto existentes atingem o ponto crítico para iniciar o surto de corrosão apenas para amostras feitas com NaCl. Nas amostras imersas em água do mar, o detonador é o íon de cloreto, como

observado na existência de óxidos de o primeiro período de exposição para amostras feitas com NaCl. Aquelas feitas sem NaCl não desenvolveram corrosão na interface de concreto-aço.

4. CONCLUSÕES

A carbonação não foi um fator para o desenvolvimento da corrosão em amostras de concreto armado exposto a condições atmosféricas ou em imersão. Somente as amostras preparadas com adição de NaCl na água de amassamento, expostas ao ATM, atingiram uma profundidade de 25 mm ao nível da haste, mas até 2 anos após o início do estudo. Para amostras sem adição de NaCl, o avanço da carbonatação foi menor, com uma profundidade média de 15 mm no final do estudo. A adição de NaCl na água de amassamento e o ambiente característico do sudeste do México favoreceu o avanço da carbonatação para as amostras expostas ao clima, atingindo o nível do aço em dois anos do estudo, ao contrário dos elementos nos quais não foi adicionado NaCl. Isto é devido às propriedades higroscópicas do NaCl, que juntamente com a umidade relativa do ambiente marinho tropical, mantém a umidade nos poros do concreto por mais tempo, o que é propício para as reações de carbonatação com os componentes alcalinos do concreto.

Nas amostras sem adição de NaCl, expostas ao ATM e ao INM, não foram observados produtos de corrosão na interface do concreto e aço, evidenciando que os íons de cloreto são o fator determinante para depassar a interface.

No caso de amostras com adição de NaCl, observou-se corrosão na interface concreto-aço, que está de acordo com os potenciais de corrosão, para ambas as condições ambientais. Esse comportamento foi atribuído principalmente aos cloretos, já presentes na elaboração das amostras na interface da armadura do concreto. Portanto, os cloretos foram o principal agente para iniciar e desenvolver o processo de corrosão, evidenciando a presença de produtos de corrosão na interface armadura/concreto em ambas as séries de amostras feitas com NaCl na água de mistura. A inspeção visual da interface da armadura do concreto foi decisiva para confirmar os intervalos de valores dos potenciais de corrosão do aço de acordo com as variáveis analisadas.

Os resultados obtidos confirmam que os potenciais de corrosão podem dar origem à inferências incertas quando os poros de concreto estão saturados de água. Portanto, é sabido que, se o agente corrosivo atingiu o nível da armadura (barra/haste), oferece maior certeza para determinar a probabilidade de corrosão na armadura, conforme observado ao comparar as amostras preparadas sem e com a adição de NaCl expostas ao ATM e INM. Isso está relacionado ao tipo de exposição que levou os potenciais a valores mais negativos, devido ao acesso limitado de oxigênio pela saturação de água, nos poros do concreto e não pela corrosão do aço, conforme confirmado pelo registro fotográfico.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CONACYT (projetos CB-2008-01101891 e CB-2002-C01-40484) pelo apoio parcial.

6. REFERÊNCIAS

ASTM International (2002), “*ASTM C192/C192M-02 Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*”. Retrieved from https://doi.org/10.1520/C0192_C0192M-02.

ASTM International (2009), “*ASTM C876-09 Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*”. Retrieved from, <https://doi.org/10.1520/C0876-09>.

- ASTM International (2012), “ASTM C42/C42M-12 Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete”. Retrieved from https://doi.org/10.1520/C0042_C0042M-12.
- Berkeley, K. G., Pathmanaban, S. (1990), “Cathodic protection of reinforcement steel in concrete”, Ed. Butterworths, United Kingdom, ISBN 0-408-03270-1.
- Castro, P., Moreno, E. I. and Genescá, J. (2000a), “Influence of marine micro-climates on carbonation of reinforced concrete buildings”. Cement and Concrete Research V. 30, pp. 1565-1571, [http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00344-6](http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00344-6).
- Castro, P., Sanjuan, M. A. and Genesca, J. (2000b), “Carbonation of concretes in the Mexican Gulf”, Building and Environment., V. 35, pp. 145-149, [https://doi.org/10.1016/S0360-1323\(99\)00009-8](https://doi.org/10.1016/S0360-1323(99)00009-8)
- Castro-Borges, P., Veleza, L., Balancán-Zapata, M., Mendoza-Rangel, J. M., Juárez-Ruiz, L. A. (2013), “Effect of environmental changes on chemical and electrochemical parameters in reinforced concrete. the case of a tropical marine atmosphere”, International Journal of Electrochemical Science, V. 8, Issue 5, pp. 6204-6211.
- Chávez-Ulloa, E., Pérez-López, T., Reyes Trujeque, J., Corvo, Pérez, F. (2013), “Deterioro de elementos de concreto en medio ambiente marino tropical y cámara de carbonatación acelerada”, Rev. Téc. Ing. Univ. Zulia, V. 36, pp 104-113.
- Chess, P., Gronvold and Karnov, (1998), “Cathodic protection of steel in concrete”, E&FN Spon, United Kingdom, ISBN 0-419-23010-6.
- Corvo, F., Pérez, T., Martin, Y., Reyes, J., Dzib, L. R., González-Sánchez, J., Castañeda, A. (2008), “Time of wetness in tropical climate: Considerations on the estimation of TOW according to ISO 9223 standard”, Corrosion Science, V. 50, pp. 206–219.
- Genescá, J. (1994). *Más allá de la Herrumbre III: Corrosión y medio ambiente*. 1ra Edición. Fondo de Cultura Económica. México, D.F.
- Gutiérrez, G. and Winant, C. D. (1996) “Seasonal patterns of winds stress and wind stress curl over the Gulf of Mexico”. Journal of Geophysical Research, Vol. 101, No. 8, pp. 127.
- Helene, P., Castro-Borges, P. (2009), “A novel method to predict concrete carbonation”, Concr. Cem. Investig. Desarro. V. 1, No. 1, pp. 25-35.
- Melchers, R. E., Li, C. Q. (2009), “Reinforcement corrosion initiation and activation times in concrete structures exposed to severe marine environments”, Cement and Concrete Research, V. 39, issue 11, 1068, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.07.003>.
- Moreno, E. I., Domínguez Lara, G. G., Cob Sarabia, E. J., Duarte Gómez, F. (2004), “Efecto de la relación agua/cemento en la velocidad de carbonatación del concreto utilizando una cámara de aceleración Ingeniería”, Ingeniería, V. 8, No. 2, pp. 117-130.
- NMX-C-495-ONNCCE-2015 (2015), “Industria de la construcción – Durabilidad de estructuras de concreto reforzado – Medición de potenciales de corrosión del acero de refuerzo sin revestir, embebido en concreto – Especificaciones y método de ensayo”
- NOM C-159-85 (1985), “Concreto Elaboración y Curado en Laboratorio de Especímenes”.
- Papadakis, V. G., Vayenas, C. G., Fardis M. N. (1991a), “Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation”. ACI Materials Journal, V. 88, No. 4, pp. 363-373.
- Papadakis, V. G., Vayenas, C. G., Fardis M. N. (1991b), “Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete”, ACI Materials Journal., V. 88, No. 2, pp. 186-196.
- Pérez, T., Castro, P., Genescá, J. (2006), “Influence of meteorological parameters over the chloride ingress to concrete exposed to marine environment”. II Congreso Nacional ALCONPAT México 2006, 8 y 9 de Noviembre de 2006, Tampico, Tamaulipas, México ISBN 968 – 9031 -14 – 7.

- Pérez, T. (2000), “*Kinetics study of the concrete steel embedded reinforcement subject to different exposure conditions at marine environment*”, PhD thesis, UNAM, México.
- Pérez, T., Sosa, M. R., Dzib, L. R., Reyes, J., Camacho, R., Troconis-Rincon, O. y Torres-Acosta, A. (2010), “*Reinforced concrete beams deterioration in tropical marine environment: DURACON-Campeche*”. Concrete Under Severe conditions – Castro Borges et al (eds), Editorial Taylor & Francis Grup, London, pp. 413-420, ISBN: 978-0-415-59316-B.
- Rosas, O., Maya-Visuet, E., Castaneda, O. (2014), “*Effect of chloride ions on the electrochemical performance of LDX 2003 alloy in concrete and simulated concrete-pore solutions*”, J. Appl. Electrochem., V. 44, issue 5, pp. 631-646, DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s10800-014-0668-0>.
- San Miguel, G. F., Tamez, P. V., Alvarado, M. R., Alcorta, R. G., Garza, R. M., Farias, J. P. (2012), *Deterioro por corrosión de elementos de concreto armado de un edificio industrial*. Revista ALCONPAT, V. 2, No., 3, pp. 195 – 210. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i3.38>.
- Solís Carcaño, R. G., Moreno, E. I., Castro Borges, P. (2005), “*Durabilidad en la estructura de concreto de vivienda en zona costera. Ingeniería*”, Ingeniería, V. 9, pp. 13-18.
- Trocónis de Rincón, O. (1997), *Manual for inspecting, evaluating and diagnosing corrosion in reinforced concrete structures*. DURAR Network Members. CYTED. ISBN 980-296-541-3, Maracaibo, Venezuela. 1997/1998/2001 (1st ed. 2nd ed. and 3rd ed. in Spanish), 2000 (1st ed. in English).
- Trocónis de Rincón, O., Sánchez, M., Millano, V., Fernández, R., de Partidas, E. A., Andrade, C., Martínez, M., Castellote, M., Barboza, F., Irassar, J. C., Montenegro, R., Vera, A. M., Carvajal, R. M., de Gutiérrez, I., Maldonado, J., Guerrero, C., Saborio-Leiva, E., Villalobos, A. C., Tres-Calvo, G., Torres-Acosta, A., Pérez-Quiroz, J., Martínez-Madrid, M., Almeraya-Calderón, F., Castro-Borges, P., Moreno, E. I., Pérez-López, T., Salta, M., de Melo, A. P., Rodríguez, G., Pedrón, M., Derrégibus, M. (2007) “*Effect of the marine environment on reinforced concrete durability in Iberoamerican countries: DURACON project/CYTED*”, Corrosion Science, V. 49, Issue 7, pp. 2832-2843.
- UNE-112-011 (1994), *Corrosión en armaduras. Determinación de la profundidad de carbonatación en hormigones endurecidos y puestos en servicio.*, Madrid, Ed. AENOR.
- Ye, H., Jin, N., Jin, X. and Fu, C. (2012), “*Model of chloride penetration into cracked concrete subject to drying-wetting cycles*”, Construction and Building Materials, V. 36, pp. 259-269.
- Zitrou, E., Nikolaou, J., Tsakiridis, P. E. and Papadimitriou, G. D. (2007), “*Atmospheric corrosion of steel reinforcing bars produced by various manufacturing processes*”, Construction and Building Materials, V. 21, Issue 6, 1161-1169, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.06.004>.

A influência das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como substituição parcial do cimento na resistência à compressão de argamassa

R. A. Berenguer^{1*}, F. A. Nogueira Silva², S. Marden Torres³, E. C. Barreto Monteiro^{2,4}, P. Helene⁵, A. A. de Melo Neto¹

*Autor de Contacto: templarios_pm@hotmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.187>

Recepção: 24/02/2017 | Aceitação: 21/12/2017 | Publicação: 30/01/2018

RESUMO

O artigo apresenta um programa experimental, objetivando investigar o potencial do uso das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como uma substituição parcial do cimento na produção de argamassas. As cinzas do bagaço de cana-de-açúcar de duas origens foram estudadas: uma oriunda diretamente da indústria de cana-de-açúcar e outra de pizzarias que utilizam este material em substituição a madeira em seus fornos. A metodologia seguiu com a caracterização do material, onde foi realizado através de testes de laboratório utilizando a difração de raios X (XRD) e a fluorescência de raios X (WDXRF) e testes iniciais para a quantificação ideal de substituição do cimento pelos resíduos. Os resultados obtidos indicaram que ambos os resíduos exibiram características pozolanas apresentando cerca de 60% de material amorfo na sua composição e testes de resistência compressiva em diferentes idades mostraram resultados satisfatórios. Concluindo que os resíduos desempenharam um papel importante no incremento das resistências à compressão a curto e de longo prazo.

Palavras-chave: cinza de bagaço de cana-de-açúcar; compressão de argamassa; substituição de cimento.

Citar como: R. A. Berenguer, F. A. Nogueira Silva, S. Marden Torres, E. C. Barreto Monteiro, P. Helene, A. A. de Melo Neto (2018), “A influência das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como substituição parcial do cimento na resistência à compressão de argamassa”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 30 – 37, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.187>

¹ Departamento de Engenharia Civil-Estruturas e Materiais, Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, Brasil.

² Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife-PE, Brasil

³ Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa-PB, Brasil

⁴ Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife-PE, Brasil

⁵ Ph.D.-Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Rua Visconde em Ouro Negro, São Paulo, Brasil

Informação Legal

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2018, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2018.

On the influence of sugarcane bagasse ashes as a partial replacement of cement in compressive strength of mortars

ABSTRACT

This paper presents an experimental program objectifying at investigating the potential of the use of sugarcane bagasse ash as a partial replacement of cement in the production of mortars. Sugarcane bagasse ashes from two origins were studied - one from sugarcane industry directly and other from pizzerias that uses this material replacing the wood in their ovens. The methodology followed the characterization of the material, where it was carried out through laboratory tests using X-ray diffraction (XRD) and X-ray fluorescence (WDXRF) and initial tests for the ideal quantification of cement substitution by residues. Results obtained indicated that both residues exhibited pozzolanic features presenting about 60% of amorphous material in their composition and compressive strength tests at different ages showed satisfactory results. Concluding that residues played an important role in increasing short and long term compressive strengths.

Keyboards: sugarcane bagasse ashes; compressive strength of mortars; replacement of cement.

La influencia de las cenizas de bagazo de caña de azúcar como reemplazo parcial del cemento en la resistencia a la compresión de los morteros

RESUMEN

El artículo presenta un programa experimental, con el objetivo de investigar el potencial del uso de las cenizas de orujo de caña de azúcar como una sustitución parcial del cemento en la producción de morteros. Las cenizas del bagazo de caña de azúcar de dos orígenes fueron estudiadas: una oriunda directamente de la industria de caña de azúcar y otra de pizzerías que utilizan este material en sustitución de la madera en sus hornos. La metodología siguió con la caracterización del material, donde fue realizado a través de pruebas de laboratorio utilizando la difracción de rayos X (XRD) y la fluorescencia de rayos X (WDXRF) y pruebas iniciales para la cuantificación ideal de sustitución del cemento por los residuos. Los resultados obtenidos indicaron que ambos residuos exhibieron características de pozzolanicidad presentando cerca del 60% de material amorfo en su composición y pruebas de resistencia compresiva en diferentes edades mostraron resultados satisfactorios. Concluyendo que los residuos desempeñaron un papel importante en el incremento de las resistencias a la compresión a corto y largo plazo.

Palabras clave: cenizas de bagazo de caña de azúcar; resistencia a la compresión de morteros; reemplazo de cemento.

1. INTRODUÇÃO

O Brasil é o maior produtor de cana-de-açúcar no mundo e essa commodity desempenha um papel importante na economia do país, especialmente em sua região Nordeste. Este setor industrial é responsável por gerar cerca de 3,6 milhões de empregos diretos e indiretos, além de ser economicamente significativo para o país nas relações comerciais nacionais e internacionais, que representam 2,4% do produto interno bruto (ALBINO et al, 2015). Esses números mostram a importância do setor para a economia do país e aumenta a necessidade de novas pesquisas para permitir o uso racional dos resíduos gerados.

O resíduo mais atraente da indústria da cana é seu bagaço, que pode ser usado de várias formas. Uma destas maneiras é a cogeração de energia elétrica, um processo que envolve a queima do bagaço a altas temperaturas produzindo, assim, uma quantidade significativa de resíduos, muitas

A influência das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como substituição parcial do cimento na resistência à compressão de argamassa

R. A. Berenguer, F. A. Nogueira Silva, S. Marden Torres, E. C. Barreto Monteiro, P. Helene, A. A. de Melo Neto

vezes referidos como cinzas de bagaço de cana-de-açúcar. Este tipo de cinza também é gerado em pizzarias que usam este material em substituição de madeira em seus fornos de lenha. Pesquisas recentes indicam que o SiO_2 é principal componente químico das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar que tem um grande potencial para utilização como adição mineral em concretos ou argamassas com finalidades pozolânicas.

A utilização de materiais pozolânicos como uma substituição parcial de cimento na confecção de concretos e argamassas apresenta várias vantagens sendo uma das mais importantes a redução de emissões de CO_2 porque sua obtenção demanda menos energia do que aquela associada à produção dos produtos associados ao *clínquer*.

Além disso, as pesquisas sobre a produção de concretos e argamassas com resíduos de cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como materiais complementares já demonstraram ser um procedimento eficiente sem perda de resistência à compressão de espécimes testados.

Neste contexto, o artigo discute sobre as possibilidades de utilização da cinza de bagaço de cana-de-açúcar (CBCA) de origem de pizzaria como uma substituição parcial de cimento Portland para produzir argamassas usadas em várias aplicações na indústria de construção civil.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

Cimento de alta resistência inicial (CPV ARI - semelhante ao cimento tipo III da ASTM) com massa específica de $3,17 \text{ g/cm}^3$ e superfície específica de $8924 \text{ cm}^2/\text{g}$ foi utilizado de acordo com NBR NM 16372 (2015) e ASTM C231 / C231M - 17^a (2003).

Dois tipos de bagaço de cana-de-açúcar foram estudados: um proveniente de uma indústria de cana-de-açúcar (CBCA-Ind) e outro de uma pizzaria que utiliza esse material em substituição à madeira no forno (CBCA-Piz). As temperaturas da cinza de bagaço de cana são $400 \text{ }^\circ\text{C}$ para a cinza coletada na pizzaria e 500°C para as coletadas na indústria, respectivamente. De acordo com Ribeiro (2012) e Cordeiro (2009), a melhor temperatura de queima do bagaço de cana-de-açúcar é de 600°C , sob controle. Ressalta-se que as cinzas coletadas permaneceram *in natura*, sem qualquer tipo de tratamento térmico.

A CBCA-Ind foi coletada de uma indústria produtora de açúcar e álcool localizada no Estado de Pernambuco no nordeste do Brasil e a CBCA-Piz foi obtida junto à um pizzaria na Região Metropolitana do Recife, capital do Estado, que utiliza blocos de cinza prensada em substituição à madeira em seus fornos de lenha. As amostras de cinzas utilizadas na pesquisa foram secas por meio de processo de peneiramento durante 20 minutos a uma velocidade de 70 rpm para obter uma fração que passasse através da abertura da peneira de 0,075 mm.

Tanto a massa específica das cinzas pulverizadas quanto a superfície específica são: $2,37 \text{ g/cm}^3$ e $6539 \text{ cm}^2/\text{g}$ para CBCA-Ind e $2,72 \text{ g/cm}^3$ e $6550 \text{ cm}^2/\text{g}$ para CBCA-Piz de acordo com NBR, a NM 23 (2001) e a ASTM D1298 - 12b (2017).

Os testes utilizados para avaliar a atividade pozolânica mostraram potencial para ambos os tipos de CBCA estudados para utilização com fins pozolânicos. Os valores obtidos também foram encontrados por Nunes (2009), Cordeiro (2009) e Frias (2007). A composição química das cinzas de bagaço e do cimento Portland utilizado é apresentada na Tabela 1 e a sua e a cristalografia no difractograma são mostradas na Figura 1 e Figura 2. Estes valores característicos com picos em ângulos de $26,5^\circ$ graus de SiO_2 foram descritos por Ribeiro (2014). Ambos os tipos de cinzas são compostos principalmente por material amorfo (BERENQUER, R.A; SILVA F.A.N. et.al. 2016).

Tabela 1. Composição química das cinzas estudadas.

Elementos químicos	Cimento Portland	CBCA -Piz	CBCA -Ind
SiO ₂	18.30 %	63.61 %	84.86%
CaO	63.40%	7.18%	2.96%
MgO	0.62%	6.85%	2.54%
Fe ₂ O ₃	3.31%	6.63%	3.83%
SO ₃	3.32%	4.43%	0.38%
K ₂ O	0.78%	4.03%	1.38%
Al ₂ O ₃	4,01%	2.51%	1.91%
Cl	0.12%	1.81%	-
Na ₂ O	0.24%	1.04%	0.47%
P ₂ O ₅	0.38%	0.87%	0.38%
TiO ₂	0.21%	0.62%	0.75%
ZrO ₂	-	0.14%	0.12%
MnO	0.08%	0.12%	0.19%
Cr ₂ O ₃	0.02%	0.06%	0.05%
SrO	0.32%	0.05%	0.03%
ZnO	0.01%	0.04%	0.03%
Rb ₂ O	-	0.02%	0.015%

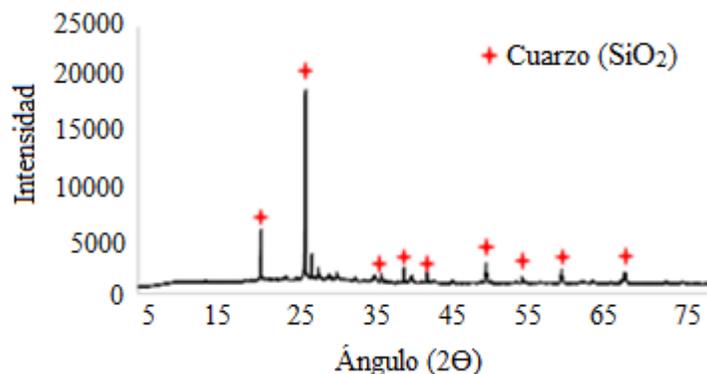


Figura 1. CBCA-Piz – Resultados do XRD - Fonte: Autor (2016).

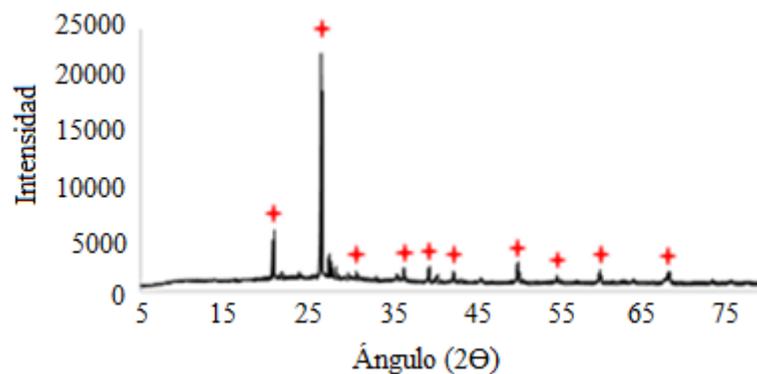


Figure 2. CBCA-Ind – Resultados do XRD - Fonte: Autor (2016).

2.2 Traços

Para se encontrar a quantidade ideal de substituição de cimento por ambas as cinzas estudadas, foram produzidos os seguintes traços de argamassa: um de referência (REF), um de CBCA de pizzeria (CBCA-Piz-5%, CBCA-Piz-10%, CBCA-Piz-15%, CBCA-Piz-20%, CBCA-Piz-25% e SCBA-Piz-30%) e outro de CBCA de indústria da cana-de-açúcar (CBCA -Ind-5%, CBCA -Ind-10%, CBCA -Ind-15%, CBCA -Ind -20%, CBCA -Ind-25% e CBCA -Ind-30%).

Para cada quantidade de substituição, seis corpos-de-prova foram preparados para avaliar suas resistências de compressão após 28 dias. A Tabela 2 resume os dados dos traços de argamassa utilizados.

Tabela 2. Traços de argamassa utilizados

CBCA (%)	Cimento (kg)	Agregado miúdo (kg)	Água (ml)	CBCA (g)
0	624,00	1.872	300	-
5	592,80	1.872	300	31,2
10	561,60	1.872	300	62,4
15	530,40	1.872	300	93,6
20	499,20	1.872	300	124,80
25	468,00	1.872	300	156,00
30	436,80	1.872	300	187,20

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Tabela 3 e a Tabela 4 apresentam os resultados das resistências à compressão realizadas em corpos-de-prova cilíndricos de argamassa com dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento de acordo com NBR 5739 (2007) e ASTM E9-89 00 (2000).

Tabela 3. Resistências à Compressão – CBCA de pizzeria

ID	REF	CBCA -Piz (5%)	CBCA-Piz (10%)	CBCA-Piz (15%)	CBCA-Piz (20%)	CBCA-Piz (25%)	CBCA-Piz (30%)
1	20,3	23,0	18,4	29,7	14,7	22,0	14,2
2	30,7	27,7	19,2	29,9	23,2	23,2	19,6
3	31,3	22,4	20,6	31,2	24,7	23,5	22,7
4	31,6	32,0	21,8	31,4	26,4	24,7	23,5
5	32,2	34,1	22,1	33,2	27,2	27,8	24,0
6	32,4	35,5	30,1	35,4	31,7	28,8	25,4
Média	29,8	29,1	22,0	31,8	24,7	25,0	21,6
DS (MPa)	4,7	5,6	4,2	2,2	5,7	2,7	4,1
COV (%)	15,7	19,3	19,1	6,8	23,0	10,9	19,0

Tabela 4. Resistências à Compressão – CBCA de indústria de cana-de-açúcar

ID	REF	CBCA-Ind (5%)	CBCA-Ind (10%)	CBCA-Ind (15%)	CBCA-Ind (20%)	CBCA-Ind (25%)	CBCA-Ind (30%)
1	20,3	14,8	24,9	34,8	26,9	25,7	22,5
2	30,7	28,8	25,4	35,1	28,6	26,0	23,0
3	31,3	29,3	29,1	35,5	29,0	26,8	23,5
4	31,6	36,6	37,0	35,8	29,7	26,9	24,7
5	32,2	38,4	37,5	36,1	30,5	27,1	24,9
6	32,4	39,5	38,9	36,3	30,7	27,4	25,3
Média	29,8	31,2	32,1	35,6	29,2	26,7	24,0
DS (MPa)	4,7	9,2	6,4	0,6	1,4	0,7	1,1
COV (%)	15,7	29,6	19,9	1,6	4,8	2,5	4,8

Finalmente, levando em consideração os dados da Tabela 3 e da Tabela 4, as cinzas de bagaço de cana de açúcar da indústria apresentaram um comportamento melhor com um coeficiente de variação muito baixo - 1,6%. Mais de 15% de substituição causou uma diminuição das resistências à compressão das argamassas estudadas.

Após a determinação do percentual ideal de substituição de cimento por cinzas de bagaço de cana-de-açúcar, foram produzidos novos corpos-de-prova para se investigar a resistência média nas idades de 28, 63 e 91 dias. O traço de argamassa de referência foi projetado para uma resistência à compressão média de 40 MPa aos 28 dias.

As médias de resistência à compressão e as medidas de dispersão dos corpos-de-prova estudados são apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5. Resultados de resistência à compressão e medidas de dispersão

Traço	Idade (dias)	Resistência à compressão média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de variação (%)
Referência	28	40,110	1,402	3,496
	63	41,699	1,919	4,603
	91	43,829	1,716	3,914
CBCA-Piz-15%	28	40,126	1,804	4,496
	63	42,678	1,820	4,265
	91	44,128	0,612	1,405
CBCA-Ind-15%	28	39,686	0,853	2,150
	63	41,179	1,446	3,511
	91	43,201	0,869	2,012

Os parâmetros estatísticos e os coeficientes de variação obtidos confirmam que há um aumento consistente da resistência média à compressão dos corpos-de-prova com a idade para todas as traços. Os coeficientes de variação se situaram sempre abaixo de 5% em todos os casos e este fato destaca os excelentes procedimentos de controle da preparação, moldagem e ensaio dos corpos-de-prova.

Os resultados obtidos mostraram que as argamassas confeccionadas com substituição da massa de cimento por cinzas da pizzeria e da indústria da cana-de-açúcar exibiram um bom desempenho em termos de resistência à compressão média em todas as idades estudadas. Isto é especialmente importante quando se considera que os traços de argamassa fabricados com cinzas tiveram um

teor de cimento menor que aqueles onde se utilizou apenas cimento como aglomerante. Isto significa que ambas as cinzas estudadas desempenharam um papel como aglutinante e como material pozolânico. De fato, o aumento da resistência à compressão aos 91 dias foi de aproximadamente 8% para as argamassas feitas com cinzas de bagaço de cana-de-açúcar, enquanto que para as argamassas sem substituição o aumento foi de apenas 5%, na mesma idade. Esses resultados incentivam o uso de cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como substituição do cimento em várias aplicações em campo de engenharia civil com a vantagem adicional de produzir dois efeitos colaterais importantes e benéficos: (a) redução do impacto ambiental da disposição desses resíduos agroindustriais na natureza e (b) diminuição do consumo de cimento com conseqüente redução significativa de emissões de CO₂ por tonelada de materiais de cimento. Para avaliar as resistências à tração das argamassa estudadas, os ensaios de compressão diametral foram realizados nas mesmas idades dos ensaios de compressão axial e os resultados obtidos se acham condensados na Tabela 6.

Tabela 6. Resistência à tração por compressão diametral média e medidas de dispersão.

Traço	Idade (dias)	Resistência à tração média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coefficiente de variação (%)
Referência	28	4,460	0,885	19,85
	63	4,082	0,103	2,52
	91	4,400	0,228	5,18
CBCA-Piz-15%	28	4,346	0,342	7,86
	63	4,034	0,083	2,06
	91	4,421	0,126	3,86
CBCA-Ind-15%	28	4,409	0,281	6,38
	63	4,067	0,154	3,80
	91	4,500	0,282	6,50

Como se pode perceber, as tensões de tração nas argamassas confeccionadas com cinzas de bagaço de cana de açúcar exibiram quase os mesmos valores obtidos para as argamassas de referência para todas as idades. Isso significa que o uso de tais cinzas não causa nenhum efeito indesejável nas tensões de tração das argamassas estudadas.

4. CONCLUSÕES

Com base nos procedimentos e equipamentos utilizados na pesquisa para avaliar as resistência à compressão e à tração por compressão diametral de corpos-de-prova de argamassa, verificou-se que a substituição de um teor de 15% de massa de cimento por CBCA de origem de pizzeria e de indústria da cana-de-açúcar gerou efeitos aglutinante e pozolânico.

O aumento da resistência à compressão aos 91 dias foi de aproximadamente 8% para as argamassas feitas com cinzas de bagaço de cana-de-açúcar enquanto que para as argamassas sem substituição o aumento foi de apenas 5%, na mesma idade.

Não foi observado efeito indesejável nas resistências à tração das argamassas confeccionadas com cinzas de bagaço de cana-de-açúcar.

Além disso, 30% do CBCA se mostrou como um conteúdo péssimo na pesquisa, para todos os ensaios realizados.

A composição química das cinzas associadas à sua grande superfície específica e alto grau de amorfo explicam esse comportamento observado nos ensaios.

Os resultados obtidos incentivam o uso de cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como substituição de cimento em várias aplicações em campo de engenharia civil com a vantagem adicional de produzir dois efeitos colaterais importantes e benéficos: (a) redução do impacto ambiental da disposição desses resíduos agroindustriais na natureza e (b) diminuição do consumo de cimento com conseqüente redução significativa de emissões de CO₂ por tonelada de materiais de cimento.

5. REFERENCES

- Albino, J. C., Creste, S., Figueira, A. (2015), *Mapeamento genético da cana-de-açúcar. Biotecnologia Ciência e Desenvolvimento*, 36: 82 – 91.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007), *NBR 5739: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2001), *NM 23 - Cimento portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2015), *NBR 16372 - Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (método de Blaine)*. Rio de Janeiro.
- ASTM International (2000), *ASTM E9-89a 2000 Standard Test Methods of Compression Testing of Metallic Materials at Room Temperature* (Withdrawn 2009). <https://doi.org/10.1520/E0009-89AR00>
- ASTM International (2003), *ASTM C231/C231M-17a Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method*. https://doi.org/10.1520/C0231_C0231M-17A
- ASTM International (2017), *ASTM D1298-12b (2017) Standard Test Method for Density, Relative Density, or API Gravity of Crude Petroleum and Liquid Petroleum Products by Hydrometer Method*. <https://doi.org/10.1520/D1298-12BR17>
- Berenguer, R. A., Nogueira Silva, F. A., Barreto Monteiro, E. C., Silva Lins, C., Lima, A. (2016), “*Effect of Sugarcane Bagasse Ash as Partial Replacement of Cement on Mortar Mechanical Properties*”. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, v. 21, pp. 4577-4586.
- Cordeiro, G. C., Fo Toledo, R. D. and Fairbairn, E. M. R. (2009), *Characterization of sugar cane bagasse ash for use as pozzolan in cementitious materials*. *Química Nova*; 32 (1), pp: 82-86. <http://dx.doi.org/10.1590/S0100-40422009000100016>
- Cordeiro, G. C., Fo Toledo, R. D. and Fairbairn, E. M. R. (2009), *Effect of calcination temperature on the pozzolanic activity of sugar cane bagasse ash*. *Construction and Building Materials*. 23 (10), pp: 3301-3303. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.02.013>
- Frías, M., Villar-Cocina, E. and Valencia-Morales, E. (2007), *Characterisation of sugar cane straw waste as pozzolanic material for construction: calcining temperature and kinetic parameters*. *Waste Management*. 27 (4), pp: 533-538. PMID:16714102. <http://dx.doi.org/10.1016/j.wasman.2006.02.017>
- Nunes, I. H. S., Vanderlei, R. D., Secchi, M. and Abe, M. A. P. (2009), *Estudo das características físicas e químicas do bagaço de cana-de-açúcar para uso na construção*. *Revista Tecnológica*. (17), pp: 39-48.
- Ribeiro, D. V., Morelli, M. R. (2014), “*Effect of Calcination Temperature on the Pozzolanic Activity of Brazilian Sugar Cane Bagasse Ash (SCBA)*”. *Materials Research (São Carlos. Impresso)*, v. 17, p. 974-981.
- Ribeiro, D. V., Labrincha, J. A. and Morelli, M. R. (2012), *Effect of calcined red mud addition on the hydration of portland cement*. *Materials Science Forum*. 727-728:1408-1411. <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.727-728.1408>

A influência das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar como substituição parcial do cimento na resistência à compressão de argamassa

Potencial da análise termográfica para avaliar manifestações patológicas em sistemas de revestimentos de fachadas

O. T. Takeda¹, W. Mazer*¹

*Autor de Contacto: wmazer@utfpr.edu.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.181>

Recepção: 02/03/2017 | Aceitação: 23/11/2017 | Publicação: 31/01/2018

RESUMO

O presente artigo discute o potencial da análise termográfica na avaliação de manifestações patológicas em fachadas de edifícios. Seu uso pode ajudar na identificação e no diagnóstico, reduzindo tempo e custos destas atividades. Para colocar em prática esta técnica, foi realizada a calibração do sensor térmico e os ensaios foram realizados em dois períodos diferentes de luz solar. Os resultados obtidos demonstraram que a aplicação da análise termográfica permite a identificação e medir a extensão de manifestações patológicas ocultas em sistemas de revestimento de fachadas, incluindo locais de difícil acesso, complementando os resultados das inspeções visuais e diminuindo a sua subjetividade.

Palavras chave: durabilidade; fachadas, termografia, ensaios não destrutivos, manifestações patológicas.

Citar como: O. T. Takeda, W. Mazer (2018), “Potencial da análise termográfica para avaliar manifestações patológicas em sistemas de revestimentos de fachadas”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 38 – 50, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.181>

¹ Universidad Tecnológica Federal de Paraná, Universidad en Curitiba, Brasil.

Informação Legal

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2018, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2018.

Potential of thermographic analysis to evaluate pathological manifestations in facade cladding systems.

ABSTRACT

The present article discusses the potential of thermographic analysis in the evaluation of pathological manifestations in building façades. Its use may assist the identification and diagnosis of pathologies by reducing time and cost of these activities. For the application of this technique, the thermal sensor was calibrated, and the tests were performed in two distinct periods of solar incidence. The obtained results from this study demonstrate that the application of the thermographic analysis enables the identification and measurement of hidden pathological manifestations in façade cladding systems, including hard to reach sites, complementing the results of visual inspections and reducing its subjectivity.

Keywords: durability; facade; thermographic analysis; nondestructive testing; pathological manifestations.

Potencial del análisis termográfico para evaluar manifestaciones patológicas en sistemas de revestimiento de fachadas

RESUMEN

El presente artículo discute el potencial del análisis termográfico en la evaluación de las manifestaciones patológicas en las fachadas de edificios. Su uso puede ayudar en la identificación y diagnóstico, reduciendo tiempo y costos de estas actividades. Para poner en práctica esta técnica, se realizaron la calibración del sensor térmico y los ensayos en dos periodos diferentes de luz solar. Los resultados obtenidos demostraron que la aplicación del análisis termográfico permite la identificación y extensión de las manifestaciones patológicas ocultas en sistemas de revestimientos de fachadas, incluyendo sitios de acceso difícil, complementando los resultados de las inspecciones visuales y disminuyendo su subjetividad.

Palabras clave: durabilidad; fachadas, termografía, ensayos no destructivos, manifestaciones patológicas.

1. INTRODUÇÃO

O setor da construção civil é um dos alicerces econômicos do país e tem evoluído tanto nas técnicas construtivas como no desenvolvimento de materiais de construção, no entanto as manifestações patológicas das edificações continuam a ocorrer, podendo ter suas origens nas fases de projeto, execução ou de uso e operação (Santos, 2013).

Ausência de projetos detalhados ou falhas na sua concepção e compatibilização, erros na escolha dos sistemas construtivos e/ou técnicas de execução, na definição e especificação dos materiais, no controle de qualidade e tecnológico, e fatores ambientais presentes na região do empreendimento, tanto no período de execução quanto na fase de uso e operação, podem ocasionar problemas diretos e indiretos às edificações e aos proprietários, usuários ou não dos imóveis (Santos, 2013).

Segundo Carvalho Jr. *et. al.*, (1999) no caso das fachadas, as manifestações patológicas dos revestimentos comprometem a imagem da engenharia e arquitetura do país, sendo uma agressão às vistas da população, à integridade das edificações e ferindo o conceito de habitabilidade. Além da desvalorização natural do imóvel devido aos aspectos visuais, a base dos revestimentos, sem o adequado acabamento final, torna-se vulnerável às infiltrações de água e gases, o que consequentemente conduz a sérias deteriorações dos edifícios, podendo ser de ordem estética ou estrutural.

Devido à gravidade, riscos potenciais de acidentes e danos materiais e suas implicações, a investigação das manifestações patológicas em fachadas podem envolver a investigação tanto das patologias quanto dos processos construtivos utilizados, avaliando os critérios de qualidade, segurança e desempenho através da análise de documentos, inspeções visuais, ensaios de campo e laboratoriais necessários ao embasamento e fundamentação dos laudos técnicos (Gomide, 2006). Neste sentido, o presente trabalho utilizou uma técnica de investigação baseada em ensaios não destrutivos (END) através de análises termográficas, que possibilitam a identificação de anomalias térmicas em sistemas de revestimentos de fachadas, vinculando-as à análise da tipologia e extensão dos danos encontrados, demonstrando as potencialidades desta técnica tanto na identificação e mapeamento de manifestações patológicas já existentes.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Investigação das manifestações patológicas

A sistematização das práticas de investigação e coleta de informações de manifestações patológicas em fachadas de edificações vem sendo estudada há muito tempo e por vários autores (Mazer *et al*, 2016; Romero *et al*, 2011; Japiassú *et al*, 2014; Galletto, Andrello, 2013).

Segundo Gomide (2006), as perícias em fachadas se iniciam com as investigações visuais “*in loco*” das condições físicas das áreas danificadas. Tais exames fornecem informações técnicas fundamentais à perícia e auxiliam na determinação da causa do problema e a indicação de sua solução. Ainda segundo o autor, tais levantamentos são complicados devido às dificuldades de visualização aproximada de todas as áreas das fachadas, o que recomenda a adoção de procedimentos técnicos adicionais à perícia.

Neste tipo de situação, torna-se necessário utilizar outros recursos que permitam a minuciosa visualização exigida para o levantamento, sejam eles diretos ou indiretos. O mapeamento com ensaio consiste em levantamento direto com anotação em planta das áreas danificadas através da constatação, por percussão, mediante a descida ao longo da fachada, em cadeirinha ou balancim. O recurso indireto usualmente utilizado neste tipo de investigação consiste em mapeamento fotográfico da fachada (Gomide, 2006). Outro recurso indireto possível de utilização é a análise termográfica da fachada.

2.2 Princípios da termografia

A termografia é uma técnica de inspeção não destrutiva e não invasiva que tem como base a detecção da radiação infravermelha emitida naturalmente pelos corpos com intensidade proporcional à sua temperatura. Através dessa técnica é possível identificar regiões, ou pontos, onde a temperatura está alterada com relação a um padrão preestabelecido. É baseada na medida da radiação eletromagnética emitida por um corpo a uma temperatura acima do zero absoluto (Bauer, 2013).

Esta técnica pode ser classificada em ativa e passiva, de acordo com a excitação térmica utilizada. Para a termografia passiva, é necessário um diferencial natural de temperatura entre a amostra e o meio o qual se encontra, ou seja, nenhuma estimulação térmica artificial é utilizada. Já para a termografia ativa, um estímulo externo é indispensável para induzir os contrastes térmicos entre a amostra e o ambiente (Maldague, 2001; Bauer, 2013).

A radiação infravermelha não pode ser detectada pelos olhos humanos, portanto, a câmera infravermelha tem por função adquirir e processar estas informações apresentando imagens que descrevem as variações de temperatura nos objetos alvo (FLIR, 2012).

As propriedades radiativas dos objetos geralmente são descritas em relação a um corpo negro perfeito, ou seja, um emissor/absorvedor perfeito de energia radiante. No mundo real, não há

objetos emissores/absorvedores perfeitos, no entanto é possível encontrar objetos com propriedades bem próximas destas características (FLIR, 2012).

Considerando que a energia emitida por um corpo negro perfeito é denotada por W_{bb} e que a de um objeto normal na mesma temperatura é W_{obj} , a razão entre estes dois valores descreve a emissividade ε deste objeto, como indicado em (1).

$$\varepsilon = \frac{W_{obj}}{W_{bb}} \quad (1)$$

Então, a emissividade é um valor que varia de 0 até 1 e quanto melhor forem as propriedades radiantes do objeto, maior é a sua emissividade.

Um objeto que tenha a mesma emissividade em todos os comprimentos de onda é chamado de corpo cinza. A energia da emissão (W) destes corpos é determinada através da Lei de Stefan-Boltzmann's apresentada em (2):

$$W = \varepsilon \sigma T^4 \quad (2)$$

Onde ε é a Emissividade do Objeto, σ é a Constante de Stefan-Boltzmann's e T é a temperatura. Além da radiação do objeto em análise, as lentes da câmera recebem radiações do ambiente do entorno que são refletidas na superfície do objeto. Estes dois componentes da radiação também são atenuados pela atmosfera que, também absorve e emite de maneira própria parte desta radiação (FLIR, 2012).

Dadas estas premissas, a radiação total recebida (W_{tot}) pela câmera pode ser escrita conforme (3):

$$W_{tot} = \varepsilon \tau W_{obj} + (1 - \varepsilon) \tau W_{amb} + (1 - \tau) W_{atm} \quad (3)$$

Onde ε é a emissividade do objeto, τ é a transmissão através da atmosfera, W_{amb} é a energia efetiva do ambiente no entorno do objeto (ou a energia refletida pelo ambiente) e W_{atm} é a energia presente na atmosfera entre o objeto e a câmera.

2.3 Técnicas termográficas na investigação de fachadas

A crescente utilização da termografia de infravermelhos na construção civil está intrinsecamente relacionada com o fato de se tratar de um ensaio não destrutivo, permitindo-lhe apresentar-se como uma ótima ferramenta de diagnóstico (Soares, 2014).

Com a termografia infravermelha é possível detectar somente anomalias associadas a modificações mensuráveis das características térmicas como fluxo de calor e temperaturas resultantes, e manifestações patológicas com profundidades limitadas, ou seja, próximas a superfície (Pavón, 2015).

Estudos de laboratório demonstram que falhas de aderência ou ausência de argamassa por trás de revestimentos cerâmicos são facilmente identificáveis através da termografia apresentando temperaturas superficiais maiores que no entorno no período de fluxo de calor positivo e temperaturas superficiais menores no período de fluxo de calor negativo (Bauer *et al*, 2015).

Em estudo realizado por Edis *et al.* (2014), foi demonstrado que também é possível identificar áreas com presença de umidade confinada abaixo de revestimentos cerâmicos. Esta situação se configura pela identificação de anomalias nas temperaturas superficiais das áreas suspeitas nos revestimentos cerâmicos durante o fluxo positivo de calor, características de problemas de descolamento ou de áreas com presença de umidade.

Para o caso de fachadas revestidas com argamassa e pintura/textura, é possível identificar outros tipos de manifestação patológica tais como fissuras e presença de umidade. No caso das fissuras, estas frequentemente estão associadas a presença de umidade e a extensão das áreas afetadas são facilmente identificáveis durante o dia pois a evaporação da água causa uma redução da temperatura superficial nestas regiões. Da mesma forma, a presença de umidade em alvenarias e estruturas de concreto devido a capilaridade também é facilmente identificável no período de fluxo positivo de calor (Pavon, 2015).

Menezes *et al.* (2015) realizaram campanhas de inspeção de anomalias diversas utilizando inspeções visuais, termografia, ensaios de percussão, tubos de karsten e higrômetro a fim de propor metodologia de campo para a investigação de manifestações patológicas de revestimentos. Como resultado do trabalho, verificou-se que as inspeções visuais em conjunto com a termografia qualitativa foram suficientes para a identificação da maioria das anomalias encontradas e de forma rápida, principalmente por possibilitar a inspeção de locais de difícil acesso.

Na construção civil, uma variação de temperatura de 1°C até 2°C é geralmente um indicativo ou uma suspeição de existência de problemas. A partir de 4°C pode-se afirmar a existência de anormalidade no corpo (Maldague e Marinetti, 1996; Cortizo *et al.*, 2008).

Para Bauer (2013), as principais influências nos resultados das inspeções termográficas quantitativas estão na emissividade do material, que é função da temperatura superficial e do ângulo de observação, na refletividade da superfície, função da radiação direta incidente e da radiação de objetos próximos, e na atenuação atmosférica que é função das condições meteorológicas.

3. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Inicialmente foi realizado estudo exploratório nas fachadas dos blocos B e C no Campus Curitiba, sede Ecoville da UTFPR a fim de investigar a ocorrência de anomalias térmicas e os tipos de manifestações patológicas existentes através de inspeções visuais e termográficas qualitativas para a definição das áreas de estudo.

Após esta etapa foi realizada a caracterização das áreas de estudo e foram definidos os parâmetros de calibração da câmera infravermelha que consistiram na determinação da emissividade dos materiais, temperatura ambiente, umidade e distância entre o termovisor e as regiões analisadas no estudo confirmatório.

Foram analisados e comparados os termogramas obtidos tanto no estudo exploratório quanto na campanha confirmatória com o objetivo de verificar se as anomalias térmicas encontradas podem ser vinculadas com as manifestações patológicas existentes nas áreas de estudo.

3.1 Especificações da câmara infravermelha

A câmera infravermelha (termovisor) utilizada nas inspeções é da marca FLIR, modelo E60. Os parâmetros de calibração personalizáveis da câmera consistem na emissividade, temperatura ambiente, temperatura refletida, umidade relativa do ar e distância ao objeto.

As principais especificações técnicas do equipamento são apresentadas no Quadro 1:

Quadro 1. Especificações técnicas Câmera Infravermelha FLIR E60.

Modelo	FLIR E60
Resolução IR	320 x 240 pixels
Resolução da Câmera Digital	3,1 MP
Sensibilidade térmica	< 0,05 °C
Precisão	+/- 2 °C ou +/- 2% de leitura
Faixa de temperatura	(-20,00 °C a 650,00 °C)
Faixa espectral	7,5 a 13µm
Campo de visão (FOV)	25°
Foco	Manual
Micro bolômetro não refrigerado	LWIR (Long Wave Infra Red)
Display Colorido	3,5" (320 x 240)
Frame Rate	60Hz
Pontos móveis de medição	3
Formato do arquivo (Termograma)	Radiometric JPG

Fonte: FLIR – Manual da Câmera Infravermelha modelo E60 (2015).

3.2 Estudo exploratório e definição das áreas de estudo

O estudo exploratório consistiu em inspeção visual e termográfica das fachadas dos Blocos B e C da sede Ecoville da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR. A escolha das áreas de estudo foi realizada durante o período da manhã através de inspeção visual das anomalias existentes nas fachadas e também de inspeção termográfica qualitativa, para a identificação de gradientes de temperatura em regiões de um mesmo material, com o parâmetro de emissividade padrão do concreto ($\epsilon=0,95$) e os parâmetros de temperatura ambiente (20°C) e umidade relativa do ar (70%) configurados no equipamento. Durante a inspeção, as condições climáticas eram estáveis, sem presença de chuva, com céu parcialmente nublado e sem ocorrência de vento.

Os sistemas de revestimentos de fachadas encontrados no estudo exploratório consistiram em alvenaria de vedação externa de blocos de concreto com pintura branca (Bloco II), alvenaria de vedação externa em blocos de concreto, emboço de argamassa e revestimento em textura acrílica cinza clara (Blocos A, B e C), e revestimentos cerâmicos aplicados sobre emboço (Blocos B e C). A seguir, serão apresentados os quadros com as fotos e termogramas obtidos no estudo exploratório acompanhadas de uma breve descrição das interferências, anomalias térmicas encontradas e possíveis manifestações patológicas associadas.

Na Figura 1 está apresentada a área de estudo 1, definida na fachada do Bloco C, juntamente com o termograma da região.

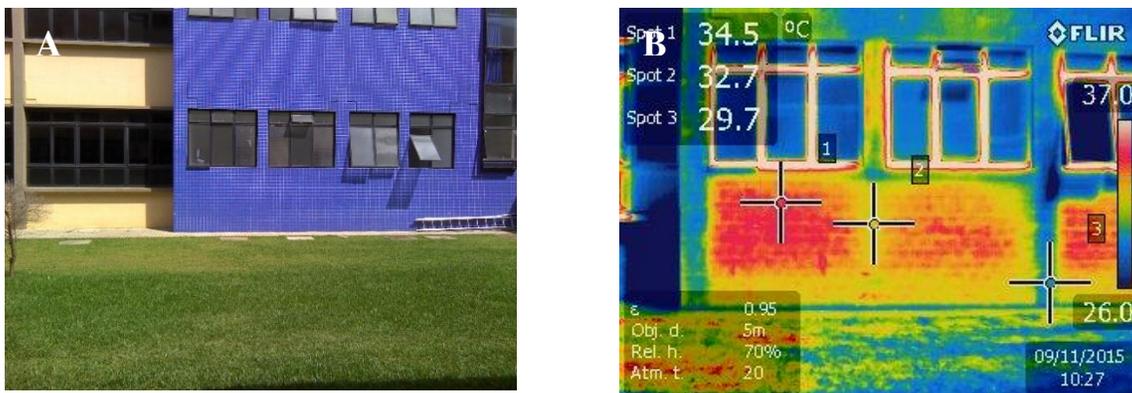
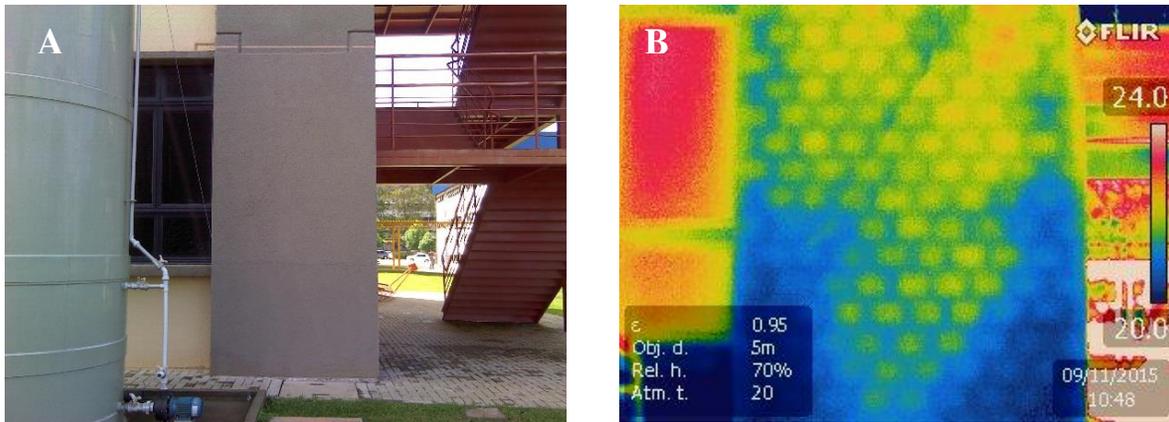


Figura 1. A) Fachada do Bloco C constituindo a área de estudo
B) Termograma da área de estudo.

No exame visual da área de estudo 1 apresentada na Figura 1A foram identificados pontos com rejunte danificado entre os revestimentos cerâmicos na região do requadro das janelas. Complementarmente, foi executado ensaio de percussão onde se verificou som cavo em trechos da parede e na região dos requadros das janelas. No termograma apresentado na figura 1B, é possível identificar anomalia térmica em trecho da fachada executada com revestimento cerâmico durante período de fluxo positivo de calor em região com exposição direta a irradiação solar durante o período da manhã.

Na inspeção visual realizada na área de estudo 2, ilustrada na Figura 2A foi constatada a existência de fissura no revestimento. Complementarmente, foi executado ensaio de percussão na região onde se verificou som cavo ao longo de toda a região da fissura e também na região abaixo da fissura.



No termograma apresentado na Figura 2B, é possível identificar anomalia térmica em trecho de fachada durante período de fluxo positivo de calor positivo em região sem exposição direta a irradiação solar durante o período da manhã. A anomalia identificada no termograma é característica da presença de umidade e em conjunto com a constatação da fissura do revestimento e descolamento do revestimento, pode-se inferir que há a presença de umidade na região inferior, entre o emboço e a alvenaria de blocos de concreto.

Na área de estudo 3, apresentada na Figura 3A é possível observar a fachada lateral do Bloco B executada com revestimento em textura acrílica cinza sobre emboço aplicado em alvenaria de blocos de concreto durante período de fluxo positivo de calor positivo em região sem exposição direta a irradiação solar durante o período da manhã.

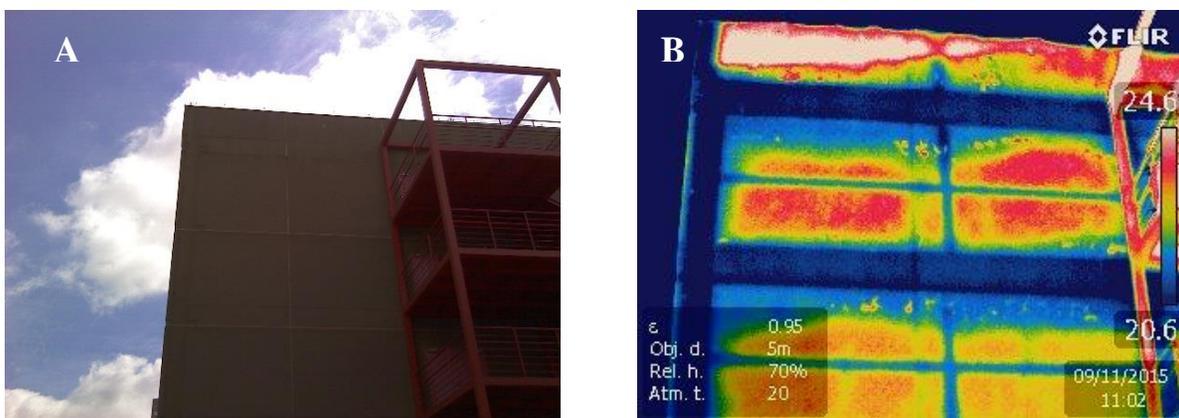


Figura 3. A) Fachada lateral do Bloco B.
B) Termograma da área de estudo 3.

No termograma desta região, apresentado na Figura 3B, é possível observar anomalia térmica na região de encunhamento que é característica da presença de umidade. É possível identificar também os elementos estruturais, cintas de amarração da alvenaria de blocos de concreto e a temperatura mais elevada na região da platibanda a qual está exposta a irradiação solar.

3.3 Determinação dos parâmetros de calibração do termovisor

Definidas as áreas de estudo, foram realizados ensaios de campo a fim de determinar a emissividade dos materiais encontrados. Os ensaios consistiram na determinação da emissividade dos materiais das fachadas através da comparação das suas temperaturas superficiais com as temperaturas de um material com emissividade conhecida e em estabilidade térmica com a superfície analisada.

Para a realização do ensaio de determinação da emissividade dos materiais, foram utilizados pedaços de fita isolante preta aderidos a superfície. Os parâmetros de configuração utilizados para o termovisor foram:

- Distância da medição: 5m.
- Temperatura ambiente: 22 °C
- Umidade Relativa do Ar: 88%
- Emissividade da fita isolante: 0,96.

O ensaio consistiu na medição da temperatura na superfície da fita isolante, já em estabilidade térmica com a superfície, indicada pelo ponto A, e, em seguida, na medição da temperatura na região do material a ser analisado, indicada pelo ponto B, alterando-se o parâmetro de emissividade do termovisor até que a temperatura indicada no ponto B seja igual a medida de temperatura indicada na superfície da fita isolante. Na Figura 4 está indicada a calibração efetuada no termovisor para um revestimento cerâmico.

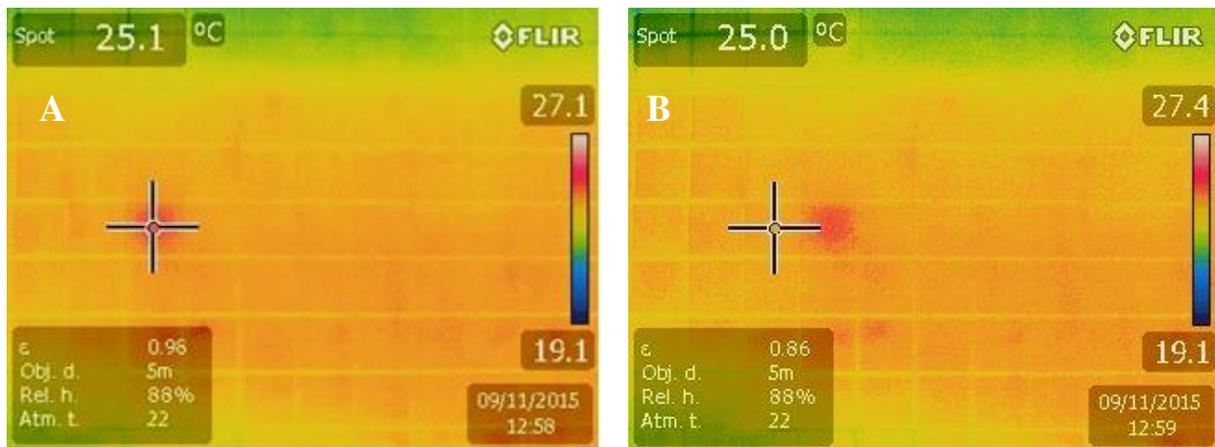


Figura 4. Determinação da emissividade do revestimento cerâmico.

Este procedimento foi realizado para todos os revestimentos encontrados nas áreas de estudo e os valores de emissividade encontrados são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Valores obtidos para a emissividade dos materiais das áreas de estudo.

Superfície	Emissividade
Textura acrílica cinza	0,80
Revestimento cerâmico vermelho	0,86
Revestimento cerâmico azul	0,86
Pintura branca sobre blocos de concreto	0,70

Fonte: Autoria própria.

Como o parâmetro de emissividade utilizado no estudo exploratório era fixo, a inspeção termográfica desta etapa foi qualitativa, pois os valores absolutos da temperatura das superfícies não refletiam os seus valores reais. Apesar disto, os termogramas obtidos no estudo exploratório foram plenamente capazes de identificar gradientes de temperatura característicos das anomalias térmicas nas regiões inspecionadas.

3.4 Estudos confirmatórios com o termovisor

O estudo confirmatório buscou obter informações complementares sobre a dinâmica do fluxo de calor das superfícies das áreas de estudo 1, 2 e 3 com o objetivo de confirmar as suspeitas preliminares sobre as potenciais manifestações patológicas observadas.

O retorno às áreas de estudo foi realizado durante o anoitecer do mesmo dia utilizando o termovisor em caráter quantitativo, com o parâmetro de emissividade obtidos na Tabela 1 e os parâmetros de temperatura ambiente (22°C) e umidade relativa do ar (88%) configurados no equipamento.

Na Figura 5 são apresentados os termogramas do estudo exploratório e do estudo confirmatório da área de estudo 1.

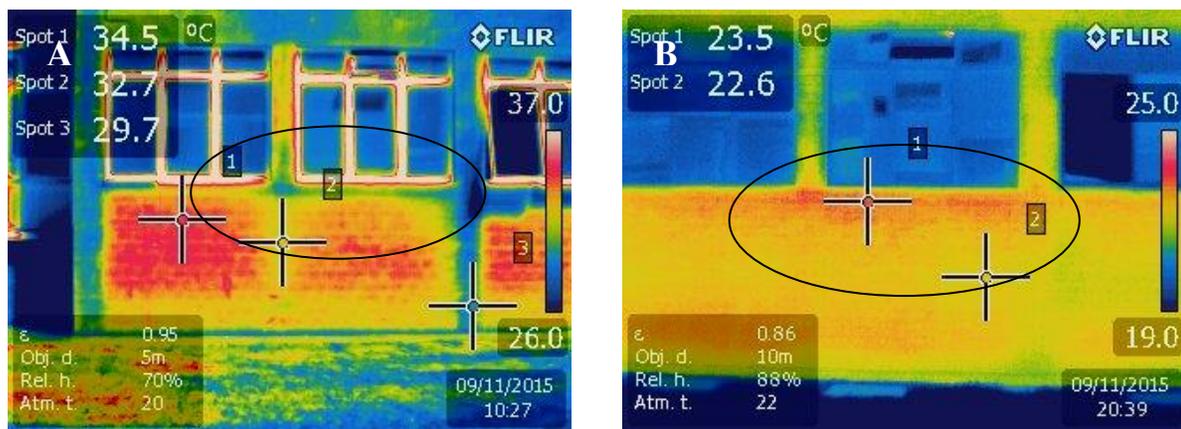


Figura 5. A) Termograma do estudo exploratório.
B) Termograma do estudo confirmatório.

No estudo confirmatório da área de estudo 1, apresentado na Figura 5B, é possível identificar uma anomalia térmica que pode ser associada a um possível descolamento com presença de umidade abaixo do revestimento cerâmico na região do requadro das janelas pois a presença de umidade na região tem por característica manter as temperaturas mais elevadas nos termogramas durante o período de fluxo negativo de calor em comparação com a região não afetada. Esta hipótese é reforçada pela identificação de pontos com rejunte danificado entre os revestimentos cerâmicos na região do requadro das janelas. Também é possível notar no termograma do estudo exploratório, apresentado na Figura 5A, que durante o período de fluxo positivo de calor as temperaturas na região dos requadros é menor devido à evaporação da água.

Na área de estudo 2 foi observada a existência de uma fissura no revestimento, fato este também apresentado pelos termogramas, como indicado na Figura 6.

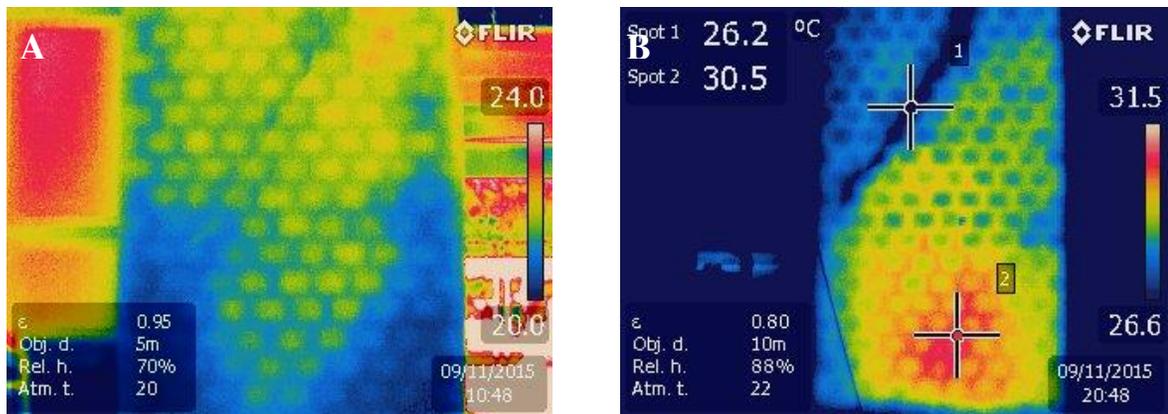


Figura 6. A) Termograma do estudo exploratório.
B) Termograma do estudo confirmatório.

No termograma do estudo exploratório, apresentado na figura 6A, é possível a existência de um gradiente térmico na parte inferior da fachada e uma linha diagonal, com temperaturas menores que a parte central da fachada. No termograma do estudo confirmatório, ilustrado na Figura 6B, é possível verificar a existência da fissura inclinada, marcada pelo ponto 1, e a região com descolamento do emboço em conjunto com a presença de umidade marcada pelo ponto 2, com maior temperatura devido a maior capacidade da água em reter calor durante o período de fluxo negativo de calor quando comparada a dos materiais constituintes do revestimento. Os termogramas do estudo exploratório e confirmatório da área de estudo 3 estão apresentados na Figura 7.

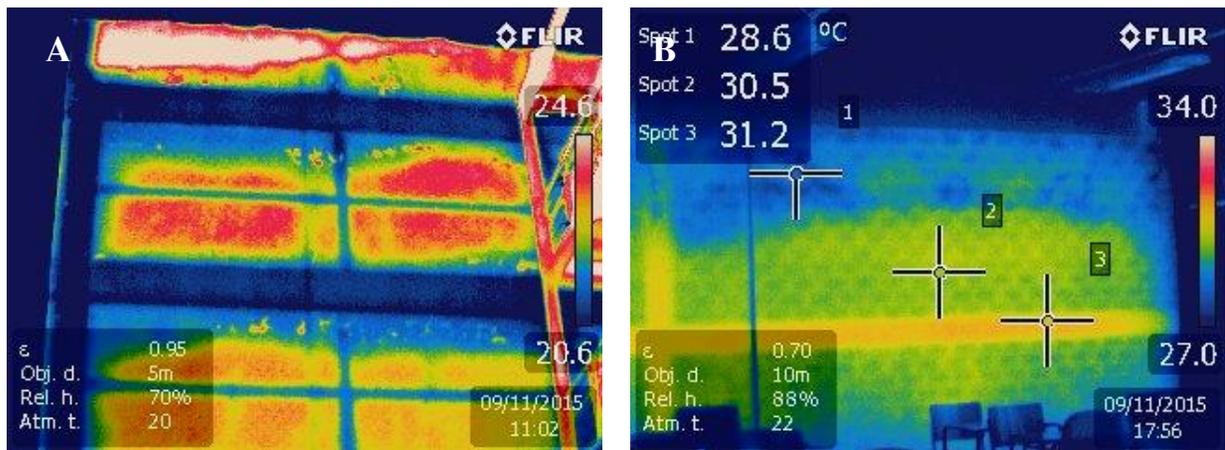


Figura 7. A) Termograma do estudo exploratório.
B) Termograma do estudo confirmatório.

No estudo exploratório, apresentado na Figura 7A, é possível observar a variação de temperatura existente, indicando temperaturas inferiores nas regiões próximas às vigas. Na Figura 5B, obtida da parte interna do edifício no último pavimento, é possível observar anomalia térmica na região do encunhamento. Na parte interna ficou evidente a presença de umidade pela presença de bolor nas paredes na região com presença de umidade identificada no termograma. Complementarmente, foi realizada inspeção visual na região externa, devido a possibilidade de acesso pela escada de emergência, onde foi constatada fissura em toda a extensão do encunhamento da região afetada, descontinuidade esta que permite a infiltração de água para o interior da edificação.

4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A capacidade de identificar anomalias térmicas associadas a manifestações patológicas através da termografia agiliza o processo de inspeção e permitem que sejam caracterizadas as áreas que devem ser submetidas a investigações mais criteriosas, seja pela execução de estudos termográficos confirmatórios ou pela utilização de outros ensaios de campo ou laboratoriais.

Apesar de ser relativamente simples utilizar o termovisor para obter termogramas durante as inspeções, se não forem levadas em consideração as interferências e as condições ambientais nas quais as imagens foram obtidas, a análise e a interpretação dos termogramas podem levar a conclusões equivocadas. Para que isto não ocorra, o embasamento teórico e a experiência no uso do equipamento para a identificação das anomalias térmicas, características das manifestações patológicas investigadas, são fundamentais para obter os subsídios adequados para sua interpretação e, conseqüentemente, associar corretamente as suas características com as manifestações patológicas correspondentes.

Quanto aos parâmetros de calibração do termovisor, os valores de emissividade e demais parâmetros ambientais devem ser determinados para cada situação de inspeção quando se pretende obter termogramas com medidas precisas de temperatura das superfícies analisadas, ou seja, em análises quantitativas. Já para a identificação de anomalias de forma qualitativa, estes parâmetros não apresentam influências que prejudiquem a identificação de gradientes de temperatura em superfícies de um mesmo material, fato este, confirmado no estudo exploratório. Entretanto, a determinação dos parâmetros corretos sempre deve ser realizada para que fundamentem a análise e interpretação das anomalias térmicas para o diagnóstico de manifestações patológicas.

A dinâmica do comportamento dos fluxos de calor das superfícies e os desvios associados a determinadas manifestações patológicas também são fatores que requerem atenção durante a inspeção e análise dos termogramas. A determinação dos melhores períodos e condições de inspeção podem auxiliar na obtenção de termogramas que deixem evidentes as anomalias térmicas que podem estar associadas a manifestações patológicas.

Quanto à determinação da gravidade e extensão das manifestações patológicas existentes, a termografia permite identificar a região de influência e também a sinergia deletéria de manifestações patológicas conjuntas. Um exemplo desta situação é a associação da presença de umidade e descolamentos em uma mesma região, condição esta que potencializa a evolução de ambos os danos e, conseqüentemente, apresentam um potencial elevado de prejuízo ao desempenho e durabilidade dos sistemas de revestimentos de fachadas.

Considerando o fluxo de calor positivo e negativo observado nas inspeções realizadas nos períodos da manhã e da tarde, foi possível determinar a presença de umidade em 100% das regiões inspecionadas, fato este confirmado através de uma inspeção visual. Também em 60% dos casos foi possível determinar a existência de descolamento do revestimento, sendo o descolamento do revestimento cerâmico mais fácil de ser detectado. Já a existência de fissuras foi possível detectar apenas quando existia umidade no interior da fissura, tendo sido observado em 20% dos casos analisados.

Algumas limitações operacionais puderam ser identificadas durante as inspeções. A resolução dos termogramas (320x240 pixels) é relativamente baixa, dificultando a identificação das anomalias térmicas com precisão adequada, de modo que sua interpretação pode não ser possível quando as regiões analisadas se encontram a grandes distâncias. Outro potencial fator limitante na obtenção dos termogramas é a possível variação dos resultados devido ao ângulo de observação entre a câmera e a região de estudo. Nos estudos de campo esta situação pode ser contornada ao se aumentar a distância das observações para evitar tomada de imagens em ângulos superiores a 45°, conforme manual do equipamento.

5. CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos nas inspeções, foi possível caracterizar as manifestações patológicas com base nas inspeções termográficas e visuais, complementadas com inspeção visual e ensaios de percussão nos locais onde o acesso foi possível.

A confirmação das regiões com suspeita de descolamento, identificadas com a termografia no estudo exploratório, se deu através do ensaio de percussão e através da inspeção confirmatória durante o fluxo negativo de calor. Ambas as técnicas confirmaram a eficiência da termografia de infravermelho na identificação de descolamentos de revestimentos em fachadas.

A interpretação dos termogramas baseada nas características das anomalias térmicas e fluxos de calor associadas a cada uma das manifestações patológicas permitiu a identificação da sua real extensão.

Os resultados obtidos neste trabalho confirmam a viabilidade da termografia como um ensaio não destrutivo aplicável na inspeção de revestimentos de fachadas com grande potencial de utilização e no monitoramento da evolução das manifestações patológicas com grandes vantagens quanto a agilidade das inspeções e confiabilidade dos resultados, quando comparada com as técnicas usuais de inspeção de fachadas, diminuindo a subjetividade de inspeções exclusivamente fotográficas, eliminando os riscos de segurança para trabalhos em altura e viabilizando a manutenção preditiva e preventiva dos sistemas de revestimentos de fachadas.

6. REFERENCIAS

- Bauer, E. (2013) “*Condicionantes das medições termográficas para avaliação de temperatura em fachadas.*”, X Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas, Fortaleza:CE (Brasil).
- Bauer, E., Freitas, V. P., Mustelie, N., Barreira, E., Freitas, S. (2015), “*Infrared Thermography – Evaluation of the results reproducibility.*”, Structural Survey, v. 33, n. 1, p. 20-35.
- Carvalho, Jr., A. N., Silva, A. P., Neto, F. M. (1999), “*Perícias em patologias de revestimentos de fachadas. Congresso brasileiro de engenharia de avaliações e perícias.*”, X COBREAP. Porto Alegre:RS (Brasil).
- Cortizo, E. C., Barbosa, M. P., Souza, L. A. C. (2008), “*Estado da arte da termografia*”, Fórum Patrimônio, Ambiente Construído e Patrimônio Sustentável, v. 2, n.2, p 158 – 193, mai/ago. Belo Horizonte:MG (Brasil).
- Edis, E., Flores-Colen, I., Brito, J. (2014), “*Passive thermographic detection of moisture problems in façades with adhered ceramic cladding.*”, Construction and Building Materials, V. 51, pp 187-197. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.085>
- FLIR (2012), “*The Ultimate Infrared Handbook for R&D Professionals*”, FLIR-Forward Looking Infrared.
- Galletto, A., Andrello, J. M. (2013), “*Patologias em fachadas com revestimentos cerâmicos.*”, IX Congresso Internacional sobre Patologia y Recuperación de Estructuras, CINPAR, Joao Pessoa:PB (Brasil).
- Gomide, T. L. F. (2006), “*Pericias de ingeniería em fachadas de edificaciones*”, IBAPE-SP, Sao Paulo: SP (Brasil).
- Japiassú, J., Carasek, H., Cascudo, O., Velosa, A. L. (2014), “*Caracterización da interface azulejo/argamassa de fachadas históricas*”, Revista ALCONPAT, V. 4, No. 1, pp. 55-76. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v4i1.61>
- Maldague, X. (2001) “*Infrared and Thermal testing: Nondestructive testing handbook.*”, (Columbus, OH, Patrick O. Moore, 3th ed.).
- Maldague, X., Marinetti, S. (1996), “*Pulse phase infrared thermography.*”, Journal Applied Physics, New York, v. 79, p. 2694-2698. DOI: <https://doi.org/10.1063/1.362662>

- Mazer, W., Silva, L. M. R., Lucas, E., Santos, F. C. M. (2016), “*Avaliação de manifestações patológicas em edifícios em função da orientação geográfica.*”, Revista ALCONPAT, Volumen 6, Número 2, mayo – agosto 2016, Páginas 145 – 156. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.135>
- Menezes, A., Gomes, M. G., Flores-Colen, I. (2015), “*In-situ assessment of physical performance and degradation analysis os rendering walls.*”, Construction and Building Materials. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.039>
- Pavón, E. (2015), “*Termografia de infrarojo na identificação e avaliação de manifestações patológicas em edifícios.*”, Concreto & Construções, IBRACON, V. 79, p. 93-98.
- Romero, N., Dupuy, C., Quiñones, J. (2011), “*Influencia de la contaminación atmosférica em la fachada de rascacielos, caso Torre Colpatria*”, Revista ALCONPAT, V. 1, No. 3, pp. 228-235. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i3.17>
- Santos, S. S. (2013), “*Patologia das Construções.*”, Instituto de Pós-Graduação e Graduação - IPOG, Revista On Line IPOG Especialize, Curitiba:PR (Brasil).
- Soares, T. C. R. (2014), “*Termografia na avaliação do desempenho higrotérmico de edifícios – análise de sensibilidade.*”, Tese de Mestrado em Engenharia de Construcción e Reabilitação, Instituto Politécnico de Viseu, Santa Maria (Portugal).

Adaptação de mapa de danos para edifícios históricos com problemas patológicos: Estudo de Caso da Igreja do Carmo em Olinda PE

E. A. Rocha^{1*}, J. V. S. Macedo¹, P. Correia¹, E. C. Barreto Monteiro²

*Autor de Contacto: eu_des@hotmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.198>

Recepção: 24/02/2017 | Aceitação: 21/12/2017 | Publicação: 31/01/2018

RESUMO

O artigo apresenta a elaboração de mapa de danos buscando implantá-lo em um edifício do Séc. XVI objetivando incentivar a preservação deste patrimônio histórico-cultural. A pesquisa adota a elaboração de mapa de danos a partir das Fichas de Identificação dos Danos desenvolvidas nas inspeções realizadas, configurando o mapa de danos como ferramenta fundamental para registrar problemas, norteados serviços de profilaxia. Enfatiza também a complexidade na análise das edificações históricas, pois torna-se indispensável conhecer as técnicas construtivas e materiais utilizados nestas edificações. Conclui, finalmente, que a utilização das etapas indicadas, na elaboração de mapa de danos, fornece subsídios que facilitam a análise da sintomatologia e do correto diagnóstico das patologias encontradas, garantindo uma proposta mais confiável para o tratamento das anomalias.

Palavras chave: patologia das construções; mapa de danos; diagnóstico; igreja; patrimônio.

Citar como: E. A. Rocha, J. V. S. Macedo, P. Correia, E. C. Barreto Monteiro (2018), “Adaptação de mapa de danos para edifícios históricos com problemas patológicos: Estudo de Caso da Igreja do Carmo em Olinda PE.”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 51 – 63, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.198>

¹ Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.

² Universidade de Pernambuco; Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil.

Informação Legal

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2018, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2018.

Adaptation of damages map to historical buildings with pathological problems: Case study of the Carmo's Church in Olinda PE

ABSTRACT

This article presents the elaboration and implementation of a damage map in a 16th century building with the aim of promoting the preservation of this historical-cultural heritage. The study adopts the elaboration of the damage map from the damage identification sheets developed during the inspections, configuring itself as an important tool to register problems and guide the prophylaxis services. The complexity of the analysis of historical buildings is emphasized, since it is essential to know the techniques and materials used in these constructions. It is concluded that the use of the indicated stages, in the elaboration of the map of damages, provides subsidies that facilitate the analysis of the symptomatology and the correct diagnosis, guaranteeing a more reliable treatment.

Key words: construction pathology; map of damages; diagnosis; church; patrimony

Adaptación de mapa de daños a edificios históricos con problemas patológicos: Estudio del caso de la Iglesia del Carmo en Olinda PE

RESUMEN

Este artículo presenta la elaboración e implementación de un mapa de daños en un edificio del siglo XVI con el objetivo de fomentar la preservación de este patrimonio histórico-cultural. El estudio adopta la elaboración del mapa de daños a partir de las fichas de identificación de daños desarrolladas durante las inspecciones, configurándose como una herramienta importante para registrar problemas y guiar los servicios de profilaxis. Se enfatiza la complejidad del análisis de edificios históricos, puesto que es indispensable conocer las técnicas y materiales utilizados en estas construcciones. Se concluye que el uso de las etapas indicadas, en la elaboración del mapa de daños, proporciona subsidios que facilitan el análisis de la sintomatología y el correcto diagnóstico, garantizando un tratamiento más confiable.

Palabras clave: patología de las construcciones; mapa de daños; diagnóstico; iglesia; patrimonio.

1. INTRODUÇÃO

Genericamente, os processos de degradação das estruturas estão relacionados diretamente com a exposição das edificações aos agentes físicos, químicos e biológicos presentes na natureza e nos próprios materiais construtivos. De forma que a estrutura está condicionada a ação de mecanismos endógenos, que deterioram a estrutura a partir de elementos presentes na constituição química e mineralógica dos materiais de construção, ou mecanismos exógenos, que correspondem (i) a ação do homem e do clima sobre a estrutura, (ii) a presença de microrganismos patológicos e (iii) a transformação espacial urbano-arquitetônica do entorno.

Nesse sentido é de suma importância que o diagnóstico das anomalias presentes numa edificação esteja corretamente fundamentado em análises críticas e investigativas sobre a origem do problema constatado a fim de se propor o tratamento mais eficaz recuperando a vida útil do material danificado.

Sob este aspecto é necessário que os levantamentos das manifestações patológicas e os documentos elaborados a partir desses levantamentos, sejam objetivos, claros e eliminem quaisquer dúvidas que possam surgir acerca de sua interpretação.

Um desses documentos, originados das vistorias e inspeções nas edificações é o mapa de danos que consiste numa ferramenta fundamental para a investigação do estado de conservação de uma edificação, especialmente quando o elemento vistoriado é um imóvel com interesse histórico de preservação onde as intervenções realizadas e os materiais utilizados no passado ganham importante destaque na fase de diagnóstico.

Entretanto apesar de tamanha importância, excetuando-se algumas pesquisas que sugerem propostas de regulamentação deste mecanismo, como a de Negri e Russo (2008), Tinoco (2009) e Costa e Baisch (2015) e da metodologia indicada pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN), ainda não há uma normatização que indique ou determine qual o melhor procedimento para ser seguido, o que dificulta, por vezes, o trabalho de restauradores e patólogos nas interpretações dos danos que se apresentam nas estruturas vistoriadas.

Diante do exposto, o presente artigo resulta de uma pesquisa de mestrado em andamento e se propõe a apresentar os processos de elaboração de um mapa de danos baseando-se nas metodologias adotadas pelo Iphan, buscando sua implantação em um estudo de caso real, nas fachadas da Igreja do Carmo no município de Olinda – PE

A adoção desta edificação levou em consideração primeiramente sua localização, por estar inserida no polígono de tombo do sítio histórico da cidade Olinda, que até então ostenta o título de Patrimônio Cultural da Humanidade, concedido pela Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura (UNESCO) em 1982; em seguida, considerou-se a data de sua construção, que corresponde a meados de 1588, configurando então a mais antiga igreja da ordem carmelita no Brasil e por fim o fato da edificação ter sido restaurada e recuperada recentemente, em meados de julho de 2012. Contudo observa-se que, passados quatro anos, constatam-se algumas manifestações patológicas em suas fachadas.

2. DESENVOLVIMENTO

2.1 Caracterização da edificação estudada

2.1.1 Breve história da edificação

A Igreja do Carmo teve sua construção iniciada após a chegada dos padres carmelitas ao Brasil, em meados de 1580 onde os planos da época incluíam também a construção lateral de um convento que foi iniciada em 1583, conforme salienta Mendes et al. (2011). De acordo com Santos-Filho e Cunha (2008) esta construção representa a o templo mais antigo da Ordem Carmelita construído no Brasil.

As obras de construção, tanto do Convento quanto da Igreja, perduraram vários anos, principalmente devido a invasão holandesa em 1630 em que a Igreja juntamente com o Convento foram saqueados e incendiados, restando pouco da estrutura originalmente prevista. No local possuía o maior sino da cidade, que foi retirado e transformado em armamento pelas tropas holandesas.

Segundo Oliveira e Ribeiro (2015) após a queda do domínio holandês, as obras de reconstrução foram retomadas, mas com dificuldades somente na segunda metade do Sec. XVII, em virtude de divergências internas na Ordem Carmelita. Já em princípios do Sec. XVIII foram finalizados os coroamentos das torres sineiras, sendo o desenho do frontão e de vergas das janelas modernizados aos padrões estéticos do barroco pernambucano. Os trabalhos desenvolvidos entre a metade do Sec. XVIII até o seu fim, incluíram os trabalhos de ornamentos internos do altar-mor e da nave central. Em 1907 o convento franciscano, que pode ser observado na Figura 1, foi demolido por ordem da prefeitura de Olinda, pois o mesmo apresentava problemas de ordem estrutural, constituindo séria ameaça a população e a própria Igreja do Carmo (Gusmão Filho, 2001). Atualmente pode-se constatar no local, vestígios do vestíbulo da portaria e da antiga fundação do Convento (ver Figura 2).

Por volta dos anos de 2000, a Igreja do Carmo sofreu diversas intervenções, passando por processos de restauração e estabilização dos taludes em que a edificação se apoia, havendo, inclusive, a necessidade de recomposição dos taludes e reforço das fundações e da torre sineira a leste que se encontrava comprometida (ver Figura 3). Os serviços de restauração e recuperação duraram cerca de 10 anos, quando a Igreja foi devolvida a população. Contudo, passados apenas 4 anos dos trabalhos de restauro, algumas anomalias nas fachadas podem ser observadas.



Figura 1. Antiga Igreja do Carmo com Convento. Fonte: Fundação da Cultura da Cidade do Recife (FCCR)



Figura 2. Atual Igreja do Carmo: vestígios do Convento Carmelita. Fonte: Autores.



Figura 3. Danos Estruturais na Igreja do Carmo em meados dos anos 2000. Fonte: Acervo Público de Olinda.



Figura 4. Danos atuais na Igreja do Carmo. Fonte: Autores.

2.1.2 Características arquitetônicas e construtivas

A Igreja do Carmo constitui umas das mais belas representações da arquitetura religiosa colonial brasileira configurando um importante bem histórico a ser preservado. A edificação tem tombamento federal pelo IPHAN datado de 5 de outubro de 1938 e tem um importante papel turístico dentro o Sítio Histórico de Olinda, que até então ostenta o título de Patrimônio Cultural da Humanidade, concedido pela UNESCO em 1982.

O templo possui frontão e fachada em estilo barroco, com alguns traços renascentistas. As janelas do coro são adornadas com trabalhos em cantaria e o nicho que fica entre elas também exibe um belo trabalho em pedra (OLIVEIRA; RIBEIRO, 2015).

A ornamentação da parte interna da edificação, originalmente bem simples com destaque para os retábulos do altar-mor e de capelas laterais, gradativamente passou a ocupar as paredes da nave, à medida que o barroco chegava à colônia. Segundo Gusmão Filho (2001) seu interior é grandioso,

tratado com grande erudição, onde uma luz suave, filtrada pelas poucas aberturas, modela e define o vazio da arquitetura, cheio de grande valor místico.

Sob os aspectos construtivos pode-se inferir que a construção da Igreja do Carmo adotou as mesmas tipologias construtivas do período colonial brasileiro, herdadas dos portugueses e índios nativos. Nesse caso, adotavam-se para as paredes mestras ou estruturais, pedras aparelhadas com larga espessura para os embasamentos e suporte das estruturas e as paredes internas construídas com tijolos ou adobe.

A Figura 5 apresentada a seguir, mostra a Planta Baixa do Pavimento Térreo da edificação onde pode ser observada a projeção das ruínas do antigo Convento da Ordem Terceira do Carmo. Percebe-se ainda a elevada espessura das paredes mestras que dão suporte as cargas provenientes das torres sineiras e da cobertura.

A pedra utilizada na construção desta edificação foi do tipo calcário (apesar de existirem cantarias em mármore em ornamentos próximos ao altar-mor), como bem atesta Rieck e Souza (2007). O calcário é uma rocha do tipo sedimentar que apresenta baixa resistência e alta porosidade, e foi utilizada ao longo de todos os trabalhos de cantarias presentes nas fachadas da Igreja do Carmo.

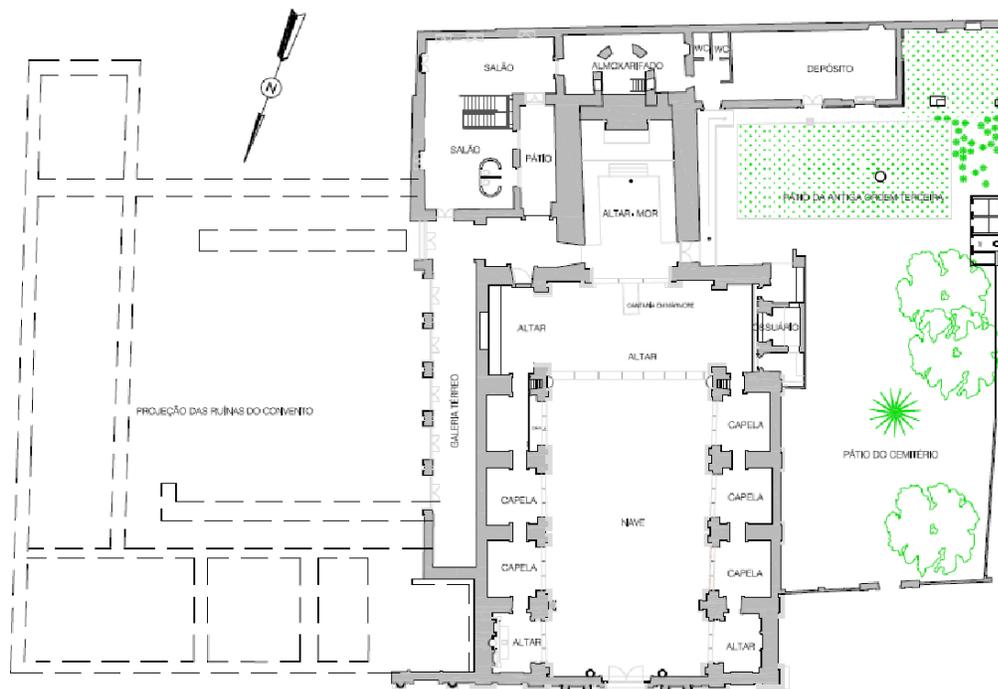


Figura 5. Planta Baixa do Pavimento Térreo da Igreja Nossa Senhora do Carmo. Fonte: IPHAN (adaptado).

2.2 Examinando os danos

O processo de levantamento das anomalias para a elaboração do mapa de danos foi dividido em três etapas: identificação do problema patológico, marcação nas plantas das fachadas destas anomalias e fotografia das manifestações patológicas.

Na primeira etapa, identificação do problema patológico, executou-se uma inspeção tacto-visual nas regiões inferiores e uma inspeção visual, com o uso de equipamentos que permitiam a aproximação, nas partes superiores das quatro fachadas da igreja do Carmo de Olinda; a segunda etapa foi realizada com o auxílio de plantas impressas das fachadas, marcando-se com cores distintas as anomalias identificadas na primeira etapa tendo o cuidado de marcar as lesões nos locais exatos as quais estas manifestações foram encontradas; em seguida, na terceira etapa realizou-se um registro fotográfico destas anomalias com o intuito de identificar precisamente tanto o tipo de problema patológico encontrado e como também o local correto destas manifestações.

Finalmente, a fim de registrar os danos encontrados, associando-os às análises e possibilidades de diagnósticos, elaborou-se a Ficha de Identificação dos Danos (FID). Este documento é um importante contributo para registrar as manifestações patológicas promovendo seu respectivo diagnóstico, uma vez que a FID organiza os achados das vistorias possibilitando comparações.

A ficha de identificação dos danos proposta no presente artigo relaciona os danos dos elementos da fachada, inicialmente separando-os em (i) danos ocorridos nas paredes (quando foca-se nas anomalias existentes principalmente nos rebocos), (ii) danos ocorridos nas cantarias e (iii) danos ocorridos nas esquadrias. Em seguida, para cada anomalia constatada apresenta-se uma simbologia, de forma que a mesma possa ser replicada nas demais fachadas estudadas, criando um certo padrão de representação para as manifestações patológicas.

Vale salientar que o método de inspeção adotado para a investigação das anomalias encontradas é classificado por Tinoco (2009) como método indireto e que busca, através de ações não destrutivas, análises em documentos históricos e interpretação dos dados encontrados, fundamentar hipóteses e conclusões acerca dos diagnósticos dos danos da edificação em estudo.

Importa ainda ressaltar que as investigações realizadas, restringiram-se apenas às fachadas da edificação de forma que a coberta e o interior da Igreja em estudo não foram vistoriados para elaboração deste artigo.

Assim, diante das investigações realizadas pode-se afirmar que os problemas patológicos mais observados nas fachadas da Igreja do Carmo foram: sujidade, vegetação, fissuras e umidade; sendo encontradas também nas fachadas leste, oeste e norte, recorrências de crosta negra. Durante as vistorias foram encontradas ainda peças em concreto armado com elevado estado de corrosão das armaduras e apodrecimento da madeira em uma porta da fachada norte. Nas Figuras a seguir serão apresenta-se de forma sucinta as fichas de identificação das principais manifestações patológicas encontradas nas fachadas analisadas.

FACHADA NORTE		DANOS ÀS PAREDES (ALVENARIA)		OCORRÊNCIA E SIMBOLOGIA	
		1. DESPLACAMENTO DO REBOCO	X		
		2. DESPLACAMENTO DO REBOCO C/ ALVENARIA EXPOSTA			
		3. MANCHAS DE AÇÃO DO FOGO			
		4. MANCHAS DE UMIDADE	X		
		5. BIODEGRADAÇÃO (FUNGOS E MICROALGAS)	X		
		6. VEGETAÇÃO	X		
		7. DEPÓSITOS ESCUROS (SUJIDADES)	X		
		8. EFLORESCÊNCIA (SALINIZAÇÃO)	X		
		9. FISSURAS SUPERFICIAIS (NÃO ESTRUTURAIS)	X		
		10. FISSURAS ESTRUTURAIS (FENDAS E TRINCAS)			
		11. INTERVENÇÃO COM CIMENTO/ARGAMASSA			
		12. VANDALISMO (GRAFITAGEM/ PICHAGEM)			
		DANOS ÀS CANTARIAS			
		1. ALVEOLIZAÇÃO			
		2. DESAGREGAÇÃO GRANULAR	X		
		3. PITTING			
		4. PERDA DE SEÇÃO/ LACUNAS			
		5. ESFOLIAÇÃO			
		6. CROSTA NEGRA			
		DANOS ÀS ESQUADRIAS			
		1. ATAQUE DE TÉRMITAS			
		2. MOFO/ BOLOR			
		3. DEGRADAÇÃO DA MADEIRA	X		

Figura 6. Ficha de Identificação de Danos da Fachada Norte da Igreja do Carmo. Fonte: Autores.

No que concerne à organização da FID, além da relação dos danos, buscou-se também apresentar algumas fotografias mais relevantes das anomalias encontradas e inserir a data em que se realizaram as vistorias para que seja possível estabelecer uma relação entre o estado de degradação

da edificação e o momento em que a mesma foi inspecionada, conforme apresentado na Figura 6. O período em que a edificação foi vistoriada é importante ser apresentado, tendo em vista a possibilidade de evolução dos danos, já que as manifestações patológicas tendem a se desenvolver quando o ambiente ao qual a edificação está inserida é propício.

A Figura 7 apresenta a Ficha de Identificação da Fachada Leste, onde observa-se que os problemas patológicos mais incidentes neste trecho da edificação são manchas de umidade, sujidades, fissuras superficiais nos rebocos, presença de vegetação e corrosão de armaduras.

FACHADA LESTE		OCORRÊNCIA E SIMBOLOGIA		
		DANOS ÀS PAREDES (ALVENARIA)		
		1. DESPLACAMENTO DO REBOCO		
		2. DESPLACAMENTO DO REBOCO C/ ALVENARIA EXPOSTA		
		3. MANCHAS DE AÇÃO DO FOGO		
		4. MANCHAS DE UMIDADE	X	
		5. BIODEGRADAÇÃO (FUNGOS E MICROALGAS)		
		6. VEGETAÇÃO	X	
		7. DEPÓSITOS ESCUROS (SUJIDADES)	X	
		8. EFLORESCÊNCIA (SALINIZAÇÃO)		
		9. FISSURAS SUPERFICIAIS (NÃO ESTRUTURAIS)	X	
		10. FISSURAS ESTRUTURAIS (FENDAS E TRINCAS)		
		11. INTERVENÇÃO COM CIMENTO/ARGAMASSA	X	
		12. VANDALISMO (GRAFITAGEM/ PICHAGEM)		
13. CORROSÃO DAS ARMADURAS	X			
DANOS ÀS CANTARIAS				
1. ALVEOLIZAÇÃO				
2. DESAGREGAÇÃO GRANULAR				
3. PITTING				
4. PERDA DE SEÇÃO/ LACUNAS				
5. ESFOLIAÇÃO				
6. CROSTA NEGRA				
DANOS ÀS ESQUADRIAS				
1. ATAQUE DE TÉRMITAS				
2. MOFO/ BOLOR				
3. DEGRADAÇÃO DA MADEIRA	X			

Figura 7. Ficha de Identificação de Danos da Fachada Leste da Igreja do Carmo. Fonte: Autores.

A utilização de concreto armado, constatada pela presença de corrosão das armaduras, indica uma intervenção na estrutura com uso de tecnologias construtivas inexistentes na época da construção do templo. Dessa forma, o tratamento desta manifestação patológica deve ser feito o mais breve possível e de maneira a não interferir na segurança preservando as características arquitetônicas da fachada.

Vale ressaltar que a Fachada Leste da edificação tem uma maior incidência de névoa salina, tendo em vista que a Igreja do Carmo se localiza numa zona litorânea, dessa forma as estruturas de concreto armado estão mais sujeitas a ação degenerativa dos cloretos e dos ciclos de molhagem e secagem produzidos pelas chuvas.

Neste sentido, a correção dos pontos de corrosão encontrados na inspeção da Fachada Leste deve ser atendida o mais rápido possível, a fim de evitar perdas de seção do aço, rompimento de estribos e deslocamento de mais áreas.

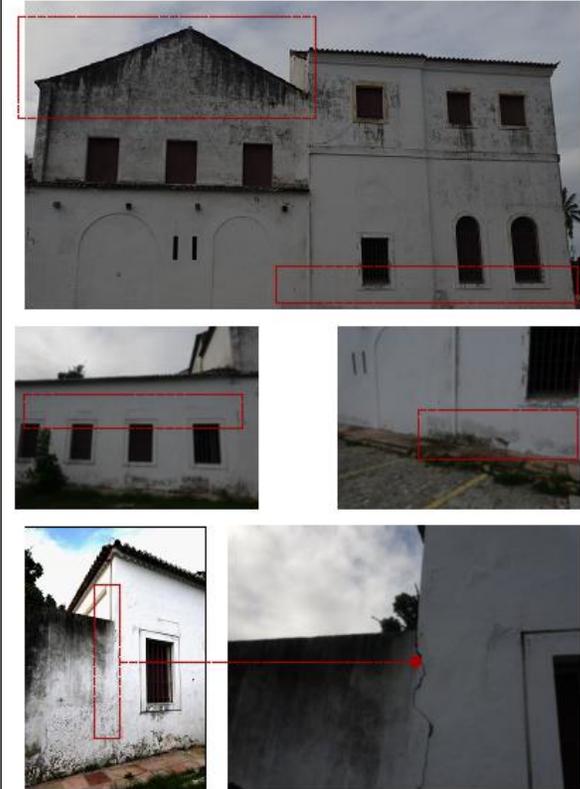
FACHADA SUL		OCORRÊNCIA E SIMBOLOGIA	
		1. DESPLACAMENTO DO REBOCO	
		2. DESPLACAMENTO DO REBOCO C/ ALVENARIA EXPOSTA	
		3. MANCHAS DE AÇÃO DO FOGO	
		4. MANCHAS DE UMIDADE	X
		5. BIODEGRADAÇÃO (FUNGOS E MICROALGAS)	
		6. VEGETAÇÃO	X
		7. DEPÓSITOS ESCUROS (SUJIDADES)	X
		8. EFLORESCÊNCIA (SALINIZAÇÃO)	
		9. FISSURAS SUPERFICIAIS (NÃO ESTRUTURAIS)	X
		10. FISSURAS ESTRUTURAIS (FENDAS E TRINCAS)	X
		11. INTERVENÇÃO COM CIMENTO/ARGAMASSA	
		12. VANDALISMO (GRAFITAGEM/ PICHAGÃO)	
		13. CORROSÃO DAS ARMADURAS	
DANOS ÀS CANTARIAS			
1. ALVEOLIZAÇÃO			
2. DESAGREGAÇÃO GRANULAR			
3. PITTING			
4. PERDA DE SEÇÃO/LACUNAS			
5. ESFOLIAÇÃO			
6. CROSTA NEGRA			
DANOS ÀS ESQUADRIAS			
1. ATAQUE DE TÉRMITAS			
2. MOFO/ BOLOR			
3. DEGRADAÇÃO DA MADEIRA		X	

Figura 8. Ficha de Identificação de Danos da Fachada Sul da Igreja do Carmo. Fonte: Autores.

Na fachada Sul foi observado também pontos umidade com acúmulos de sujidades, inclusive manchas umidade ascensional ao longo de toda a extensão da fachada (ver Figura 8).

Foram verificadas também algumas alterações da concepção inicial da edificação, algumas aberturas de portas foram vedadas, assim como houve a redução da abertura de janelas. Não se obteve informações acerca das intervenções executadas, o que dificultou a identificação do material que foi utilizado para vedação desses elementos.

Acredita-se que o material utilizado, provavelmente foi algum de porosidade elevada e com alta permeabilidade, visto que podem ser constatadas manchas de umidade também nas zonas em que essas alterações foram realizadas.

Outro ponto identificado consiste no aparecimento de uma fissura vertical com espessura variando de 0,5mm a 2mm encontrada próximo ao muro do depósito (Fachada Sul). Como a Igreja do Carmo apresenta um histórico de problemas estruturais oriundos de recalques, tendo passado por um reforço das fundações em meados de 2001, é necessário atentar para este problema, monitorando essa fissura a fim de identificar sua origem.

Na Figura 9 é apresentada a ficha de identificação de danos da Fachada Oeste. O quadro de anomalias encontrado é semelhante às demais fachadas, no entanto esta fachada apresentou um maior dano nas estruturas das cantarias, apresentando por vezes desagregação granular, pitting e perdas de seção (lacunas).

Ainda na FID da Fachada Oeste (Figura 9) verifica-se que o processo de penetração da água proveniente da capilaridade do solo foi intensificado pela construção de rampa metálica descoberta que, em ocasião da chuva, respinga sobre a fachada. Assim observa-se neste ponto o desenvolvimento de bolor e limo.

FACHADA OESTE		DANOS ÀS PAREDES (ALVENARIA)		OCORRÊNCIA E SIMBOLOGIA	
		1. DESPLACAMENTO DO REBOCO			
		2. DESPLACAMENTO DO REBOCO C/ ALVENARIA EXPOSTA			
		3. MANCHAS DE AÇÃO DO FOGO			
		4. MANCHAS DE UMIDADE	X		
		5. BIODEGRADAÇÃO (FUNGOS E MICROALGAS)			
		6. VEGETAÇÃO	X		
		7. DEPÓSITOS ESCUROS (SUJIDADES)	X		
		8. EFLORESCÊNCIA (SALINIZAÇÃO)			
		9. FISSURAS SUPERFICIAIS (NÃO ESTRUTURAIS)	X		
		10. FISSURAS ESTRUTURAIS (FENDAS E TRINCAS)			
		11. INTERVENÇÃO COM CIMENTO/ARGAMASSA			
		12. VANDALISMO (GRAFITAGEM/ PICHAGEM)			
		13. CORROSÃO DAS ARMADURAS			
		DANOS ÀS CANTARIAS			
		1. ALVEOLIZAÇÃO			
		2. DESAGREGAÇÃO GRANULAR	X		
		3. PITTING	X		
		4. PERDA DE SEÇÃO/ LACUNAS	X		
		5. ESFOLIAÇÃO			
		6. CROSTA NEGRA			
		DANOS ÀS ESQUADRIAS			
		1. ATAQUE DE TÉRMITAS			
		2. MOFO/ BOLOR			
		3. DEGRADAÇÃO DA MADEIRA			

Figura 9. Ficha de Identificação de Danos da Fachada Oeste da Igreja do Carmo. Fonte: Autores.

2.3 Elaboração do Mapa de Danos

Tinoco (2009) define mapa de danos como a representação gráfico-fotográfica, sinóptica, onde são ilustradas e discriminadas, rigorosa e minuciosamente, todas as manifestações de deteriorações da edificação de forma a sintetizar o resultado das investigações sobre alterações estruturais e funcionais nos materiais, nas técnicas, nos sistemas e nos componentes construtivos.

O autor supracitado alerta ainda para o fato de não se confundir o termo mapa de danos com mapeamento de danos, pois, o primeiro corresponde ao documento ou conjuntos de documentos que ilustram o estado de conservação da edificação em data específica. Já o mapeamento dos danos consiste numa fase das vistorias onde é feito os levantamentos, investigações e produção dos dados para elaboração do mapa de danos.

Assim para a elaboração do mapa de danos é imprescindível o levantamento de informações sobre a edificação estudada para que se entendam melhor os problemas patológicos que podem ser encontrados na fase de levantamento de danos. Dessa forma, os métodos construtivos, o histórico de intervenções e entendimento da área onde está locada a edificação são fatores primordiais para a análise das manifestações patológicas.

Assim com o apoio das Fichas de Identificação de Danos de cada fachada analisada (com a identificação de uma simbologia para cada dano encontrado), dos relatórios fotográficos e das anotações sobre os dados históricos e materiais construtivos da edificação em estudo, procede-se a elaboração do Mapa de Danos.

As Figuras 10, 11, 12 e 13 a seguir apresentam os mapas de danos produzidos para as Fachadas Norte, Leste, Sul e Oeste, respectivamente, da Igreja do Carmo.



Figura 10. Mapa de Danos da Fachada Norte da Igreja do Carmo. Fonte: Autores.

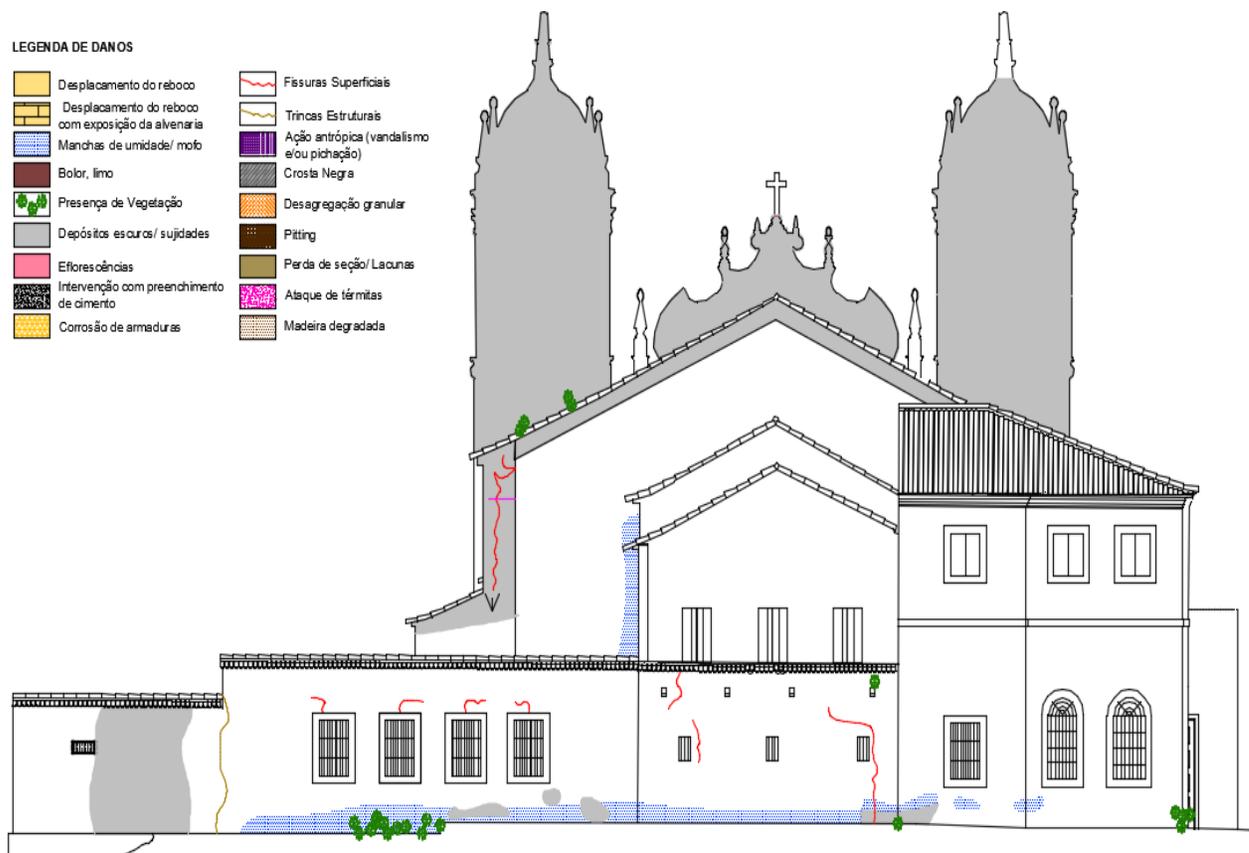


Figura 11. Mapa de Danos da Fachada Sul da Igreja do Carmo. Fonte: Autores.

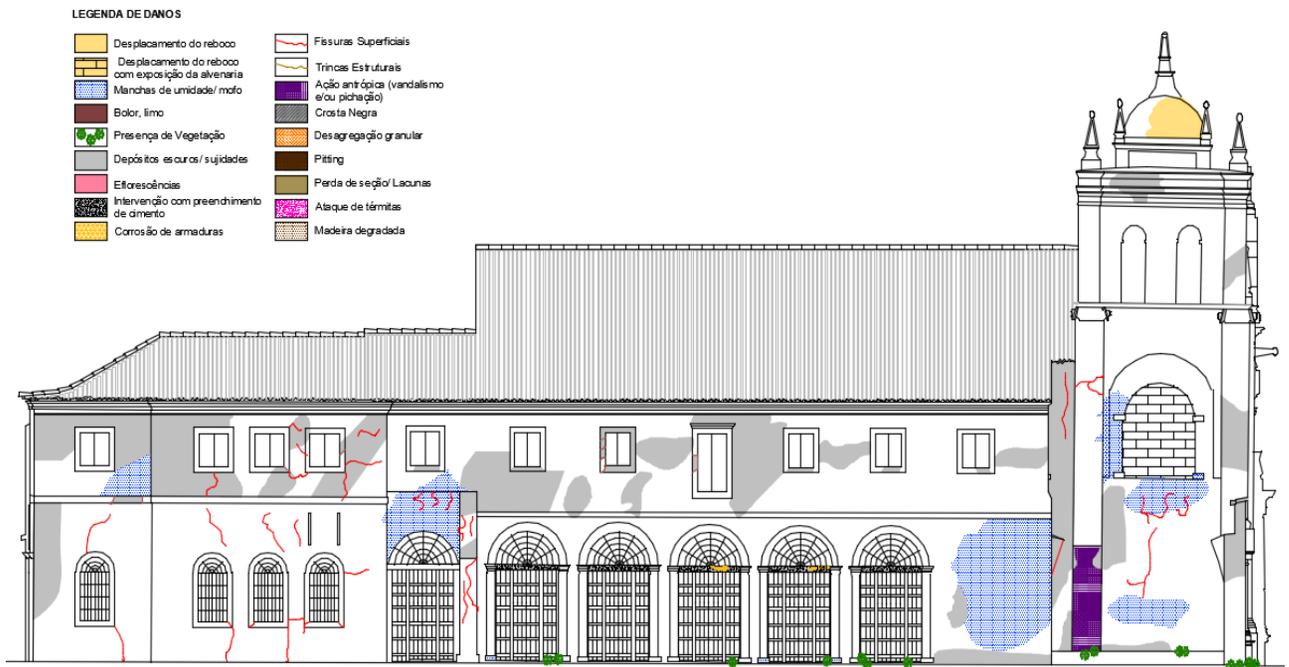


Figura 12. Mapa de Danos da Fachada Leste da Igreja do Carmo. Fonte: Autores.

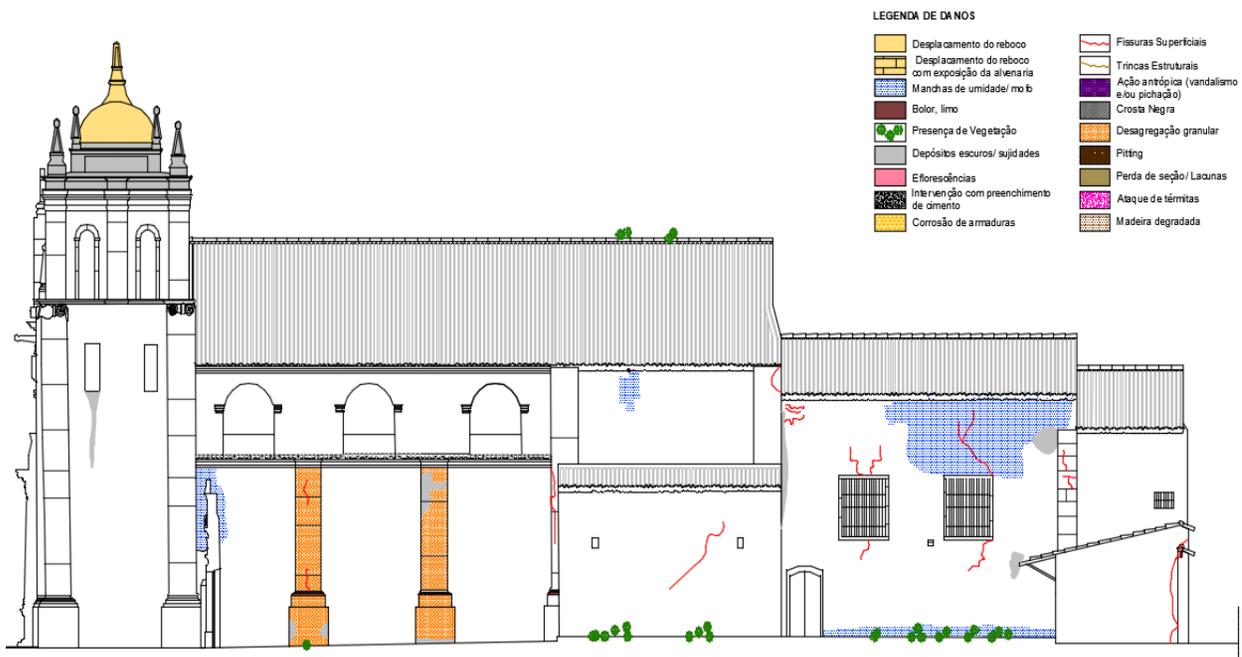


Figura 13. Mapa de Danos da Fachada Oeste da Igreja do Carmo. Fonte: Autores.

Importa ressaltar que o mapa de danos apresentado na Figura 10 apoiou-se nas informações obtidas pelo FID da Figura 6, a Figura 11, por sua vez considerou as observações apresentadas no FID da Figura 8, a Figura 12 teve como base as informações do FID na Figura 7 e o mapa de danos da Figura 13 foi elaborado a partir dos dados contidos no FID da Figura 9.

3. DISCUSSÃO

Sabe-se que a análise da origem da manifestação patológica é crucial para que haja uma conduta de intervenção própria do problema encontrado a fim de que se faça um restauro na estrutura que garanta o não aparecimento da mesma anomalia aumentando assim a vida útil da estrutura.

Por exemplo, na Igreja do Carmo observou-se a ocorrência de corrosão na Fachada Leste em que houve uma intervenção com concreto armado; posteriormente, a análise de que a área é próxima ao oceano vem para ratificar a importância do conhecimento do ambiente ao qual a edificação está inserida, uma vez que a névoa salina pode potencializar o efeito da corrosão.

Dessa maneira, a análise dos condicionantes para o desenvolvimento da anomalia é essencial para diagnosticar o problema. Perguntas como “*por que aquela anomalia se manifestou neste local?*” devem ser feitas para que haja um entendimento da origem das manifestações patológicas.

Neste sentido, a elaboração de Fichas de Identificação de Danos – FID colabora ativamente na análise do problema patológico e ao mesmo tempo constitui ferramenta fundamental para que se tenha um registro documental das visitas feitas e das anomalias encontradas na estrutura da Igreja.

Ainda sobre o FID, percebe-se que é um modelo que pode ser aplicado não somente para edificações históricas, mas também para construções de concreto que desenvolvem problemas patológicos de forma precoce, basta que na confecção das Fichas de Identificação de Danos sejam considerados elementos estruturais (pilares, vigas, lajes, etc) e elementos de vedação (alvenarias, divisórias, painéis) ou qualquer outro sistema construtivo a ser inspecionado na edificação.

Esta possibilidade de adequação comprova que a FID se apresenta de forma vantajosa pois permite registrar e organizar os dados coletados nas inspeções indicando o estado do dano do sistema inspecionado, no momento exato da inspeção possibilitando uma maior celeridade nos diagnósticos e soluções propostas.

Após a elaboração da FID, a criação de mapas de danos vem para simplificar a visualização de cada manifestação patológica mostrando de forma simples e prática a locação dos problemas e a dimensão destas lesões nas fachadas estudadas.

Isto auxilia de forma significativa na determinação do melhor procedimento de terapia para os problemas estudados, assim como possibilita identificar o melhor plano de ataque para a recuperação e/ou restauração do bem analisado.

A pesquisa também induz a identificar a necessidade e importância de se utilizar corretamente os materiais associando-os ao ambiente no qual os mesmos estão inseridos. Nos estudos realizados, especificamente na Igreja do Carmo, percebe-se que a maioria das manifestações patológicas verificadas poderia ter sido evitada com a adoção de materiais menos porosos e permeáveis.

Apesar desta percepção, não se descarta que estas construções do período colonial eram, por vezes, rudimentares e empíricas não considerando a ação degradante do homem e do meio ambiente, das transformações da atmosfera urbana e, principalmente, a deterioração provocada pela ação do próprio tempo.

Ainda como observações desta pesquisa, verifica-se a dificuldade de se tratar com imóveis de interesse especial de preservação, tendo em vista que as leis e regulamentos necessários à preservação do bem podem intervir significativamente na manutenção da edificação quando associados a uma gestão ineficiente das ferramentas de preservação do patrimônio e das técnicas de restauração inapropriadas para conservação do bem tombado.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por fim, reitera-se a importância do mapa de danos e da ficha de identificação de danos como ferramentas essenciais para o diagnóstico e terapia das edificações históricas na medida que os mesmos representam registros documentais do estado de degradação das construções.

Salienta-se ainda que esta metodologia de inspeção e registro dos problemas patológicos pode ser utilizada tanto na preservação de bens histórico quanto na conservação de edificações recentemente construídas basta que os elementos construtivos considerados nas FID's sejam alterados buscando representar as estruturas que foram vistoriadas e analisadas.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco e a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo financiamento da pesquisa. Bem como, ao Acervo Público de Olinda, a SEPAC (Secretaria de Patrimônio e Cultura de Olinda) e ao IPHAN (Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional) por permitir e disponibilizar o acesso aos dados e informações apresentados no histórico do templo estudado.

6. REFERÊNCIAS

- Costa, L. G. G., Baisch, L. F. (2015). “*Cronidas: Proposta de Padronização de Representação em Mapas de Danos*”. In: A Conservação do Patrimônio no Brasil Teoria e Prática: 1º Seminário da Rede Conservação_BR. Olinda: Centro de Estudos da Conservação Integrada.
- Gusmão Filho, J. de A. (2001). “*A Cidade Histórica de Olinda: Problemas e Soluções de Engenharia*”. Recife: Editora Universitária da Universidade Federal de Pernambuco. 193p.
- Mendes, F., Veríssimo, F., Bittar, W. (2011). “*Arquitetura no Brasil: de Cabral a Dom João VI*”. Rio de Janeiro, Brasil: Imperial Novo Milênio. 232 p.
- Negri, A., Russo, J. (2008). “*Degrado dei material lapidei: Proposta di simbologia gráfica*”. In: CARBONARA, Giovanni (ed.): Trattato di restauro architettonico. Secondo Aggiornamento. Grandi temi di Restauro, Utet: Torino.
- Oliveira, M. A. R. de, Ribeiro, E. S. (2015). “*Barroco e Rococó nas Igrejas de Recife e Olinda*”. Brasília, DF: Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN). V. 2, 225p.
- Rieck, F. E., Souza, J. C. de (2007). “*Condições de Conservação e Patologias dos Bens Pétreos de Monumentos Históricos da Zona da Mata Pernambucana*”. In: III Congresso Brasileiro de Rochas Ornamentais, Natal, Rio Grande do Norte, Brasil. Nov, 2007. 108-118 p.
- Santos-Filho, P., Cunha, F. C. da (2008). “*Um dia em Olinda*”. Olinda, Brasil: Aerpa Editora. 164p.
- Tinoco, J. E. L. (2009). “*Mapa de Danos Recomendações Básicas. CECI: Centro de Estudos Avançados da Conservação Integrada*”. Olinda, Brasil.

Verificação de carga em cortinas ancoradas localizadas em áreas de risco geotécnico na cidade do Rio de Janeiro

A. X. Machado*¹, L. C. Mendes¹

*Autor de Contacto: alexandrexm2007@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.200>

Recebido: 21/06/2017 | Aceito: 07/12/2017 | Publicado: 31/01/2018

RESUMO

Este artigo tem como objetivo verificar o comportamento da carga em tirantes de cortinas ancoradas executadas para eliminação de risco geológico-geotécnico em encostas da cidade do Rio de Janeiro. Considerando o aumento de sobrecarga devido ao crescimento de construções a montante destas estruturas e o término de sua vida útil, realizou-se uma simulação através do sistema computacional Plaxis para estimar a carga em tirantes de 20 cortinas ancoradas após 50 anos executadas e comparou-se com os resultados obtidos por meio de ensaios de verificação residual de carga. Os resultados mostram que, apesar da simulação teórica indicar aumento de carga em 50 anos devido a sobrecarga adicional, os tirantes tendem a perder carga mesmo com acréscimo de sobrecarga nas cortinas ancoradas.

Palavras chave: cortina ancorada; sobrecarga; durabilidade.

Citar como: A. X. Machado, L. C. Mendes (2018), “*Verificação de carga em cortinas ancoradas localizadas em áreas de risco geotécnico na cidade do Rio de Janeiro*”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 64-78, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.200>

¹ Universidade Federal Fluminense, Brasil.

Informação Legal

Revista ALCONPAT é uma publicação da Associação Latino-americana Controle de Qualidade, Recuperação Patologia e Construção, Internacional, A. C., Km. 6, antiga carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos ao No. 04-2013-011717330300-203 uso exclusivo, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional do Direito de Autor. Responsável pela atualização mais recente deste número, ALCONPAT Unidade Computing, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e imagens publicadas sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C é proibida.

Qualquer discussão, incluindo a réplica dos autores, serão publicados na terceira edição do 2018, desde que a informação é recebida antes do encerramento da segunda edição de 2018.

Load check on anchored curtains located in geotechnical hazard areas in the city of Rio de Janeiro

ABSTRACT

This article aims to investigate the load behavior on the tie rods of anchored curtain walls built to eliminate geological-geotechnical hazards on hillsides in the city of Rio de Janeiro. Taking into account increases in overload due to the growth in construction uphill of these structures and the end of their service lives, a simulation was conducted using the Plaxis computational system to estimate the loads on the tie rods of 20 anchored curtains after 50 years. Those results were compared with results obtained from residual load verification tests. The comparison shows that although the theoretical simulations indicate increases in loads over 50 years due to the additional overloads, the tie rods tend to lose load, even with increased overloads in the anchored curtains

Keywords: anchored curtain; overload; durability.

Verificación de carga en cortinas ancladas ubicadas en áreas de riesgo geotécnico en la ciudad de Río de Janeiro

RESUMEN

Este artículo tiene como objetivo la verificación y comportamiento de carga en tirantes de cortinas ancladas, ejecutadas para eliminar el riesgo geológico-geotécnico en cuevas de la ciudad de Río de Janeiro. Considerando el aumento de sobrecarga debido al crecimiento de construcciones aguas arriba de estas estructuras y el término de su vida útil, se realizó una simulación a través del sistema computacional Plaxis para estimar la carga en tirantes de 20 cortinas ancladas después de 50 años de ejecutadas y se comparó con los resultados obtenidos mediante ensayos de verificación residual de carga. Los resultados muestran que, a pesar de la simulación teórica que indica un aumento de carga en 50 años debido a una sobrecarga adicional, los tirantes tienden a perder carga incluso con un aumento de sobrecarga en las cortinas ancladas.

Palabras clave: cortina anclada; sobrecarga; durabilidad.

1. INTRODUÇÃO

A cidade do Rio de Janeiro, conhecida pelas tragédias provocadas pelo deslizamento de encostas e pelo relevo que se desenha pelo encontro do mar com a montanha, executou, nos últimos 50 anos, mais de 11 mil intervenções em encostas em diferentes pontos do município, sendo que aproximadamente 20% dessas obras de contenção foram executadas em cortina ancorada.

Este tipo de obra de contenção de encostas se destaca como a mais importante executada na cidade ao longo dos anos, quer pela sua concepção estrutural, quer pelo seu custo de investimento e manutenção. Trata-se de uma estrutura de concreto armado, com geometria peculiar, composta por grandes painéis verticais de laje, com armadura reforçada na região dos apoios (tirantes) e ancorada em solo através de elementos estruturais em aço.

Nas encostas da cidade do Rio de Janeiro, onde se localiza a maioria dessas obras de contenção, ocorre o crescimento de comunidades carentes e a construção de imóveis residenciais informais, cuja principal característica é a ausência de padrão técnico adequado, muitas vezes sem urbanização no seu entorno e sem serviços públicos importantes, como a coleta de esgoto sanitário e lixo doméstico.

O esgotamento sanitário e o chorume oriundo do lixo não coletado penetram no solo arrimado pelas cortinas ancoradas e se infiltram diretamente sobre suas paredes, sendo em muitos casos perceptível a sua presença ao escorrer pelos drenos da estrutura.

Estas estruturas de concreto armado estão sujeitas ao ataque agressivo de agentes presentes nos esgotamentos sanitários de imóveis informais e do chorume do lixo não recolhido que provocam manifestações patológicas que diminuem a vida útil destas estruturas.

Há necessidade de conhecer, avaliar e classificar o grau de agressividade do ambiente e conhecer o concreto e a geometria da estrutura, estabelecendo então a correspondência entre ambos, ou seja, entre a agressividade do meio versus a durabilidade da estrutura de concreto. (HELENE, 1983).

Em função dos crescentes problemas de degradação precoce observados nas estruturas, das novas necessidades competitivas e das exigências de sustentabilidade no setor da Construção Civil, observa-se, nas últimas duas décadas, uma tendência mundial no sentido de privilegiar os aspectos de projeto voltados à durabilidade e à extensão da vida útil das estruturas de concreto armado e protendido. (CLIFTON, 1993).

Conforme prescrito na EN 206-1 2007, o tempo de vida útil de projeto para estruturas correntes é de no mínimo 50 anos, sendo aplicável a estruturas de concreto armado de cortinas ancoradas. Este indicador se torna útil para garantir os níveis mínimos de desempenho.

Tendo em vista o fim da vida útil mínima de projeto de aproximadamente 25% das obras em cortina ancorada executadas nas encostas da cidade, realizou-se um programa de vistorias destas estruturas que constatou a grande presença de manifestações patológicas que indicam a redução da vida útil das cortinas ancoradas antes mesmo do mínimo de 50 anos após a sua execução.

Além disso, muitas dessas estruturas apresentaram perda ou acréscimo de carga de trabalho sobre os tirantes, valores que muitas vezes são diferentes da carga incorporada à época da execução da estrutura.

A variação de carga ao longo do tempo indica mudança na distribuição dos esforços ao longo da parede estrutural da cortina, ocasionando o aumento da fissuração da superfície do concreto e a abertura para a entrada de agentes agressivos presentes no solo arrimado e contaminado.

Os ensaios de verificação de carga residual em tirantes de cortinas ancoradas devem ser executados periodicamente a cada cinco anos para obtenção dos valores residuais de cargas. Apesar da NBR 5629 2006 (Ensaio de tirantes ancorados no terreno) especificar os procedimentos para verificação do desempenho de um tirante através de quatro ensaios (básico, de qualificação, de recebimento e de fluência), este ensaio possui a mesma natureza dos ensaios anteriores, que é a colocação de carga no tirante para que este apresente desempenho compatível com o determinado em projeto.

O ensaio de verificação de carga residual em tirantes é importante na manutenção de estruturas de contenção em cortina ancorada e é realizado em 15% a 20% dos seus tirantes. Porém, a distribuição deste ensaio, além de ser aleatória, pode aumentar conforme os resultados dos ensaios iniciais que demonstrem a perda de carga de tirantes de uma determinada região da estrutura.

Além dos ensaios práticos para a avaliação do comportamento da carga dos tirantes ao longo do tempo, foram realizados ensaios teóricos dos tirantes com a utilização de uma ferramenta computacional denominada Plaxis, que permite simular ao longo dos anos o acréscimo de sobrecarga devido ao incremento de imóveis a montante da cortina ancorada. As estruturas de concreto armado das obras de contenção de encosta localizadas na cidade do Rio de Janeiro precisam de uma avaliação da previsão das cargas a que estarão sujeitos os tirantes, pois os acréscimos de sobrecarga provocam deformações e trincas nas estruturas de concreto, principal entrada de agentes agressivos como o ácido sulfúrico e proveniente do esgotamento sanitário dos imóveis a montante que, pelo solo arrimado, penetram na estrutura.

O objetivo da pesquisa, relacionado ao estudo de manifestações patológicas decorrente do processo de fissuração das estruturas, consiste em analisar se as cargas dos tirantes de obras de contenção em cortina ancorada se comportam como o previsto em simulação computacional devido ao crescimento dos imóveis informais a montante destas estruturas.

2. OBRAS DE CONTENÇÃO DE ENCOSTA EM CORTINA ANCORADA NA CIDADE DO RIO DE JANEIRO

A cidade do Rio de Janeiro é conhecida mundialmente por suas belezas naturais e caracterizada principalmente por sua geomorfologia particular composta por maciços montanhosos, recobertos por vegetação da mata atlântica e próximos ao mar.

O principal deles, o maciço da Tijuca, abrange as regiões da Zona Sul, Norte e Centro da cidade, apresenta a maior densidade ocupacional e tem sido ocupado há mais de cem anos por construções informais, desde o surgimento da primeira favela do Brasil, no morro da Providencia, no centro da Cidade, em 1897.

O nome favela se deve ao fato de os primeiros moradores da Providência chamar o lugar de "morro da favela". Era uma referência a um morro de mesmo nome que existia em Canudos, recoberto por um arbusto rasteiro também chamado "favela". Com o passar dos anos, a palavra virou sinônimo de uma triste realidade habitacional.

A população, não podendo se afastar do centro da cidade e de uma maior concentração de ofertas de trabalho, vai buscar outras formas de se manter no centro, surgindo, então, as primeiras favelas na cidade. O desenvolvimento urbano e a falta de mobilidade do pobre fazem com que se torne fundamental para ele permanecer nas áreas centrais, independente das condições de habitação que são oferecidas. (ABREU, 1988).

O alto índice de desemprego, o crescimento da informalidade, a especulação imobiliária, a falta de política habitacional para população de baixa renda e um sistema de transporte coletivo precário são apenas alguns exemplos dos motivos para o crescimento das favelas no município do Rio de Janeiro.

Dados divulgados pelo Censo IBGE no ano de 2010 estimam que, atualmente, 20% da população da cidade moram em favelas, ou seja, são 1.393.314 pessoas que residem em 763 favelas do município, sendo que aproximadamente um milhão mora em encostas situadas em áreas de risco, com alta probabilidade de serem atingidas por movimentos de massa (deslizamentos, quedas, rolamentos e corridas) envolvendo solo, rocha, vegetação e lixo/entulho.

Os deslizamentos em encostas na cidade do Rio de Janeiro são um fenômeno cíclico e que traz enormes prejuízos econômicos e sociais, como o bloqueio de vias e a destruição de casas populares, que deixam pessoas desabrigadas e em muitos casos levam à perda de vidas.

Portanto, a questão da previsão da ocorrência dos deslizamentos e outros acidentes geotécnicos vêm assumindo importância crescente na literatura geomorfológica e geotécnica da história da cidade. Na Figura 1 podem ser vistos os mapas de susceptibilidade ao deslizamento de quatro comunidades da cidade do Rio de Janeiro.

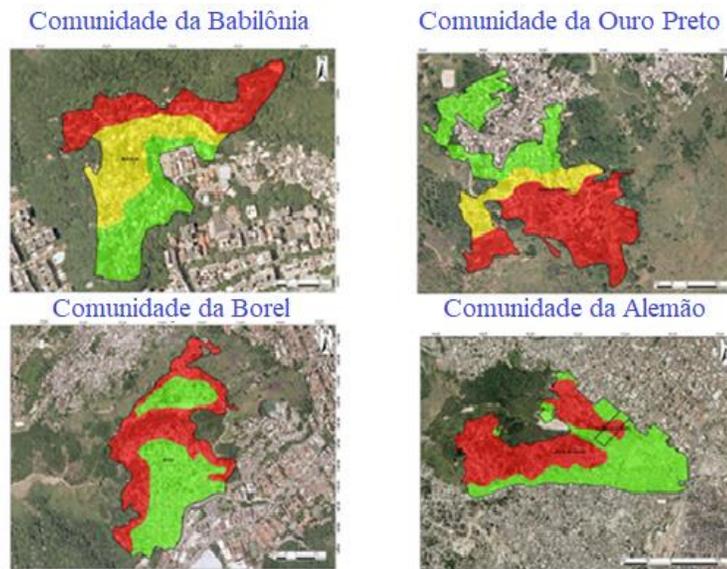


Figura 1. Susceptibilidade ao deslizamento em áreas de risco. Rio de Janeiro, Brasil (GEO-RIO 2014)

Há várias concepções para os problemas de deslizamento e formas de investigação, e a maior parte das metodologias propostas visa à definição de áreas críticas a deslizamentos, ou seja, áreas de maior susceptibilidade à ocorrência do processo.

O acidente refere-se a um fato já ocorrido, onde foram registradas consequências danosas sociais e/ou econômicas (perdas e danos). Já o risco representa a possibilidade ou probabilidade de ocorrência de algum dano a uma população (pessoas, estruturas físicas, sistemas produtivos) ou a um segmento da mesma. É uma condição potencial de ocorrência de um acidente (AUGUSTO FILHO et al. 1990a). A realização de obras de contenção de encosta em comunidades carentes atende às políticas públicas de mitigação de risco em encostas, urbanização e à melhoria da acessibilidade e mobilidade dos moradores. A Figura 2 apresenta a vista frontal de uma cortina ancorada executada na Comunidade do Barro Preto no Bairro do Méier, no Rio de Janeiro.



Figura 2. Vista de uma cortina ancorada em área de risco geotécnico: (Autor)

Esta solução geotécnica se constitui na solução técnica mais adequada, quando se procura conter os elevados esforços horizontais advindos de escavações de grandes alturas, com um mínimo de deslocamentos do maciço de solo e das estruturas localizadas nas vizinhanças.

A execução de cortinas ancoradas, apesar de antigo, é um dos métodos mais modernos de contenção, valendo-se de tirantes protendidos e chumbadores para dar sustentação ao terreno. Sua principal vantagem é a possibilidade de aplicação sem a necessidade de cortar nada além do necessário. Por essa solução geotécnica é possível vencer qualquer altura e situação, porém há desvantagens, como o alto custo de implementação devido à demora na sua execução.

3. APLICAÇÃO DA FERRAMENTA COMPUTACIONAL PLAXIS AO CASO DE CORTINAS EXISTENTES

A modelagem numérica de elementos finitos tornou-se, com o desenvolvimento computacional, uma ferramenta analítica poderosa e muito utilizada no meio geotécnico para análise de estruturas de contenção. Esta sofisticação melhora a modelagem das estruturas de contenção, pois permite analisar tanto a sua sequência de construção quanto seu comportamento ao longo do tempo, incluindo os efeitos de sobrecarga adicionais sobre a estrutura e sobre os tirantes ancorados no terreno, objeto de estudo deste trabalho. A análise de uma estrutura por elementos finitos é um método numérico bastante utilizado, com o auxílio indispensável de softwares, para resolver problemas de engenharia.

Segundo Lopes (1995), dentre os métodos numéricos utilizados na Engenharia Civil, o Método dos Elementos Finitos é o mais usado em geotécnica pela facilidade em se tratar de problemas heterogêneos e não lineares (elasticidade não linear e plasticidade) e dependentes do tempo (viscosidade e adensamento).

Na análise de tensão-deformação do solo, pode-se obter o FS (fator de segurança) através dos parâmetros de resistência do solo ou das cargas de trabalhos que estão envolvidas no problema em questão, ou seja, o FS pode ser estimado pelo MEF na simulação da ruptura de serviço que se caracteriza pela plastificação do solo.

O FS é avaliado em função da redução dos parâmetros de resistência do solo, dividindo-se os parâmetros reais por um valor estimado e, com isto, calculando-se o quanto a resistência do solo está sendo mobilizada, sendo então obtidos os valores de c^* e Φ^* conforme abaixo:

$$C^* = \frac{c}{M} \quad (1)$$

$$\tan \Phi^* = \frac{\tan \Phi}{M} \quad (2)$$

onde:

c - Coesão do solo;

c^* - Coesão reduzida pelo FS a ser usada na simulação;

Φ - Ângulo de atrito do solo;

Φ^* - Ângulo de atrito do solo reduzido pelo FS a ser usada na simulação;

M - Valor para redução dos parâmetros de resistência

O FS (fator de segurança) será de estabilidade global do modelo quando se desejar que o solo seja levado à eminência de ruptura, ou seja, a sua plastificação. Isso ocorrerá quando o FS for igual a M ou quando se dividir as cargas de trabalho do sistema por um valor estimado, em ambos os casos sempre se avaliando quanto da resistência está sendo mobilizada.

O modelamento por elementos finitos envolve a definição e a manipulação da geometria, especificação do material e suas propriedades, geração da malha de elementos finitos e definição das cargas e deslocamentos que serão aplicados ao componente e sua representação esquemática pode ser vista na Figura 3.

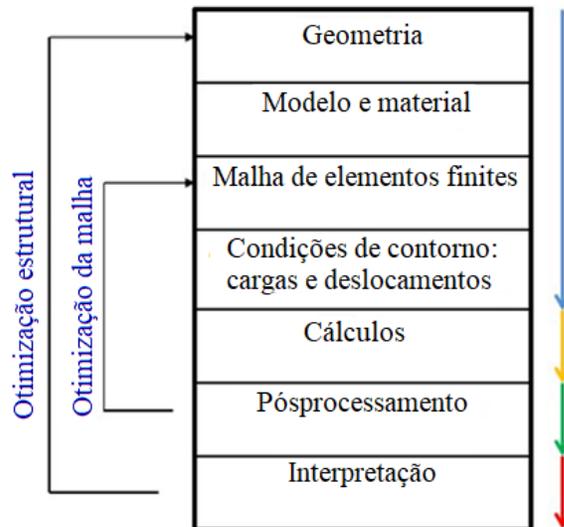


Figura 3. Representação esquemática da análise por elementos finitos (Tschiptschin, 2011).

São utilizados quatro procedimentos básicos na resolução de problemas de engenharia geotécnica com o Método de Elementos Finitos, a saber: a discretização do meio contínuo, a seleção do modelo de deslocamentos, o cálculo da matriz de rigidez e o cálculo das incógnitas do problema. Nesta primeira etapa, o meio contínuo ou domínio do problema é dividido em subdomínios denominados de elementos finitos, conectados em um número finito de pontos nodais ou simplesmente nós.

A discretização do meio contínuo se dá quando este é dividido mediante linhas e superfícies imaginárias, que resulta num número finito de elementos bidimensionais e que, neste trabalho, se verificou suficiente para análise.

Posteriormente, para a seleção do modelo de deslocamentos, utiliza-se um conjunto de funções polinomiais, ou seja, aquelas funções compostas por um polinômio que define o campo de deslocamentos em função dos deslocamentos nodais de cada elemento.

O cálculo da matriz de rigidez, que é uma função de interpolação, permite relacionar o valor da variável do problema a ser solucionado nos nós de cada elemento com sua geometria e propriedade, gerando um sistema de equações de forma matricial.

As barras da armadura de uma obra de contenção de encosta devem absorver os esforços de tração e de compressão que surgem principalmente nos parâmetros verticais de cortinas ancoradas, que são dimensionadas para resistir não somente à flexão como ao esforço de punção na região dos tirantes.

O modelo de cálculo é um modelo geométrico bidimensional com as dimensões de comprimento e altura. Linhas auxiliares são usadas para simular a escavação da estrutura. Os apoios na base são fixos e nas laterais móveis, para permitir os deslocamentos laterais.

Recomenda-se, para o bom desenvolvimento da modelagem da cortina, que sejam satisfeitas as condições do estado plano de deformação. Neste caso, a rigidez axial (EA) e a rigidez a flexão (EI) são determinados através das equações 3, 4 e 5, respectivamente, onde E_{eq} é o módulo de elasticidade e e a espessura da cortina.

$$EI = \frac{E_{eq} e^3}{12} \quad (3)$$

$$EI = E_{eq} e \quad (4)$$

$$EA = E \quad (5)$$

Na modelagem da ancoragem da cortina são observados diferentes elementos e divididos em trechos livre e ancorado. Entre o trecho livre e o solo, a tensão cisalhante mobilizada é ignorada e elementos de mola ligam a cortina ao bulbo ancorado.

O trecho ancorado gera tensões em estado tridimensional no maciço e tem uma modelagem menos satisfatória que a da cortina, pois esta se aproxima de um estado plano de deformação, já que a dimensão utilizada é bidimensional.

Por ser bidimensional a modelagem, as deformações do solo que ocorrem entre as linhas de ancoragem, na direção normal ao modelo apresentado, são completamente ignoradas e devem ser observados cuidados tais como: a entrada de dados; especificação dos parâmetros do solo e dos materiais; espaçamento dos tirantes, incluindo a divisão da força aplicada sobre os tirantes nesta medida.

O trecho livre da ancoragem é modelado por um elemento elastoplástico designado no Plaxis de “node-to-node anchor element”, uma vez que a pré-tensão é aplicada nesse elemento.

O bulbo de ancoragem é modelado por um elemento por metro tendo apenas rigidez axial, designado no Plaxis por “geogrid”. Esses elementos estão sujeitos apenas à tração, sendo assim, são caracterizados pela rigidez axial EA.

Segundo BEIJINHA (2009), o comportamento da cortina pode ser aproximado de modo realista a um estado plano de deformação e as ancoragens, por gerarem um estado tridimensional de tensões no maciço, não são representadas de maneira satisfatória no Plaxis 2D.

Nas modelagens realizadas com as 20 cortinas ancoradas verificaram-se o comportamento do solo em relação à resistência ao cisalhamento e à sua plastificação na época da execução da estrutura e na sua projeção após 50 anos de vida útil. Nas Figuras 4 e 5, a cortina ancorada não apresenta diferença de pontos de plastificação e resistência ao cisalhamento do solo arrimado ao longo de 50 anos de vida útil da estrutura. Isso se deve ao fato de a cortina possuir três linhas de tirantes que proporcionam à estrutura uma menor variação de esforços sobre a estrutura do solo.

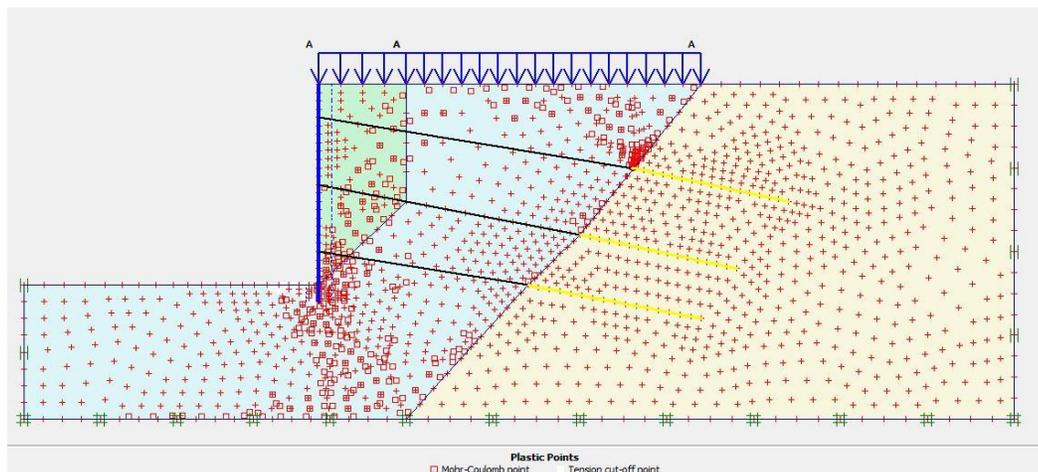


Figura 4. Plasticidade inicial do solo (Plaxis).

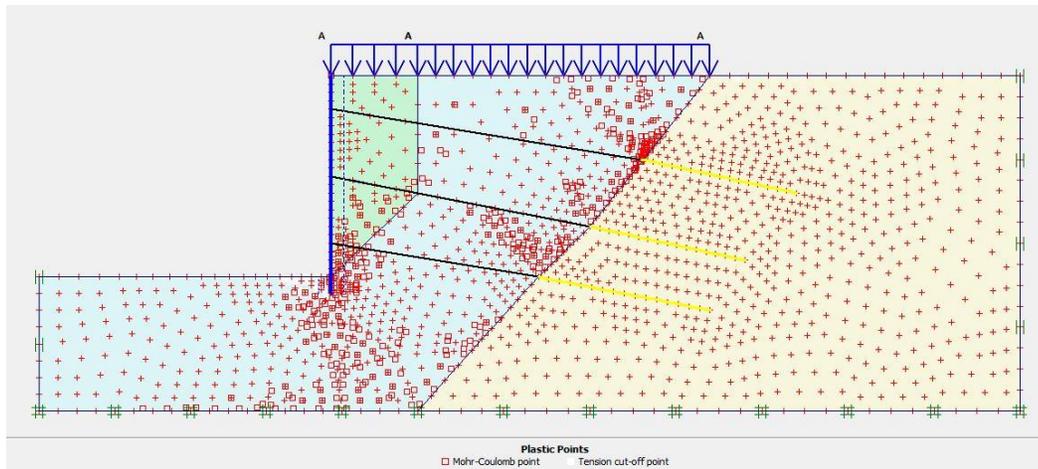


Figura 5. Plasticidade após 50 anos do solo.

As deformações do solo ou deslocamentos (ver Figura 6), que podem ocorrer entre as linhas de ancoragens, na direção normal ao plano do problema, são ignoradas pela situação bidimensional, por essa razão a força real aplicada nos tirantes é dividida pelo espaçamento entre os tirantes na direção normal.

A verificação dos pontos de plastificação e resistência ao cisalhamento do solo arrimado da cortina ancorada, ao longo do tempo, permite ver se existem alterações no comportamento do solo quanto ao acréscimo de sobrecarga adicional e os pontos de maior vulnerabilidade próximos à cortina onde existe a tendência a ruptura do solo.

Com o acréscimo de sobrecarga ao longo do tempo, ocorre uma segunda plastificação no trecho inferior do painel da cortina ancorada, ocorrendo uma pequena mudança nas zonas de plastificação do solo arrimado, sendo constatado que não existe plastificação do solo no trecho superior do painel.

A região próxima ao apoio da cortina e da primeira linha de tirantes, que coincide com o deslocamento que a cortina sofre com o aumento de sobrecarga ao longo do tempo e a segunda se trata de uma faixa próxima à transição entre o trecho livre e o trecho ancorado do tirante, indicam uma zona de esforços no solo.

Apesar da modelagem pelo MEF no programa computacional Plaxis 8.2 levar em consideração algumas características particulares do solo, como a sua natureza dilatante, a determinação do limite entre a zona de plastificação e de elasticidade do solo podem ser consideradas ausentes.

Para a análise do comportamento do solo em problemas de geotécnica costuma-se adotar de forma implícita que para as regiões de comportamento elástico, o solo é analisado por um modelo elástico-linear, como o que permite a verificação de recalques imediatos de uma fundação, ou seja, a distribuição de tensões relacionada às deformações que ocorrem no solo.

Já para a região plastificada do solo, observa-se o modelo rígido plástico com os parâmetros de resistência como coesão e ângulo de atrito do solo, que são relacionados à sua estabilidade e à ruptura, ou seja, avalia-se quanto o solo está em processo de escoamento.

Portanto, o comportamento elástico do solo e o comportamento plástico não variam com o acréscimo de sobrecarga ao longo do tempo e, apesar de não se poder determinar a zona limite entre os dois comportamentos do solo, conclui-se que esta também não sofre alterações significativas.

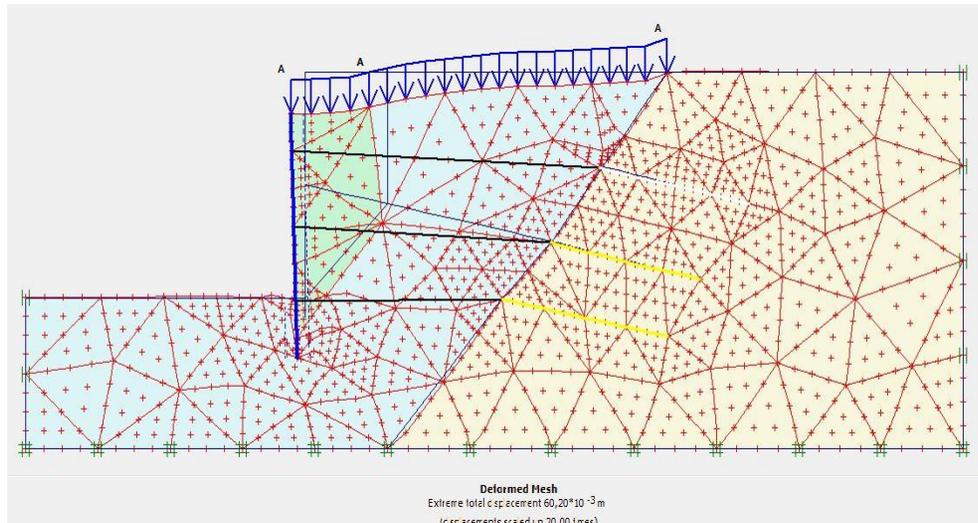


Figura 6. Deslocamento após 50 anos da cortina ancorada (Plaxis).

Essas observações são importantes para se saber em que ponto o acréscimo de sobrecarga influencia em mudanças significativas no solo e como este poderá reagir sobre o painel de concreto armado cortina.

O solo, ao longo do tempo, tende a se acomodar e a reajustar a distribuição das partículas dos grãos e os vazios ocupados por água, tornando-se um material consolidado e aumentando a sua resistência.

4. COMPARAÇÃO DE DADOS TEÓRICOS COM DADOS PRÁTICOS DE ENSAIOS DE VERIFICAÇÃO DE CARGA

Inicialmente, foi desenvolvida a análise do comportamento estrutural de 20 cortinas ancoradas, executadas na cidade do Rio de Janeiro, quanto aos efeitos das solicitações de sobrecarga devido aos esforços adicionais ao fim da vida útil de projeto, estimada em 50 anos, conforme previsto na EN 206-1 2007.

Ao longo do tempo, estas estruturas de contenção de encosta em cortina ancorada sofrem acréscimo de sobrecarga, não previsto em projeto, sobre o talude arrimado, devido ao crescimento das construções informais à montante em áreas de alto risco geológico-geotécnico e onde se localiza a maioria das cortinas que fazem parte do escopo desta análise.

Sabe-se que os fenômenos de alteração de cargas, originalmente previstos em projetos, podem comprometer o desempenho estrutural e a vida útil do projeto da estrutura, principalmente devido ao quadro fissuratório, que uma estrutura da geometria plana e delgada de uma cortina ancorada pode apresentar, se for comparada a outras estruturas de concreto armado, como pilares, vigas e lajes mais robustas.

Se forem excessivamente desenvolvidas ao longo do tempo, essas fissuras permitirão a entrada de agentes agressivos provenientes do esgotamento sanitário das construções informais sobre a estrutura de contenção, executadas em comunidades carentes, atacando a armação e a estrutura de concreto.

Para a realização da simulação numérica, foram utilizados como parâmetros as dimensões e a rigidez da cortina, o espaçamento vertical e horizontal, o comprimento e a carga dos tirantes, as características do solo de ancoragem do bulbo e da fundação, assim como as demais características pertinentes, conforme a especificação dos projetos das estruturas de contenção de encosta utilizados pela Fundação GEO-RIO.

Portanto, para simplificação do modelo e pela indisponibilidade de relatórios de sondagens para cada cortina executada, foi inserido na modelagem o comportamento dos solos pelo modelo Mohr-Coulomb, que se aproxima ao comportamento do solo em geral.

As propriedades dos materiais são inseridas para que o modelo possa ser um parâmetro mais próximo da realidade para cada caso real estudado.

Outro parâmetro importante na análise dos casos é a dificuldade de se obter o levantamento de imóveis informais sobre as cortinas ancoradas ou cadastro dos moradores, seja pela rotatividade dos mesmos ou pela dinâmica na construção de moradias, sendo estabelecido um padrão médio construtivo que implica em uma sobrecarga de 40kN/m². A Tabela 1 apresenta os parâmetros geotécnicos das camadas de solo e do aterro para cada cortina ancorada utilizados na modelagem numérica.

Tabela 1. Dados geotécnicos dos solos arrimados (GEO-RIO 2010).

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Retroaterro	Camada 1	Camada 2
Modelo	-	-	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Jointed Rock
Comportamento	-	-	Drenado	Drenado	Drenado
Trecho	-	-	Livre	Livre	Ancorado
Peso específico seco	γ_d	kN/m ³	17	16	20
Peso específico natural	γ	kN/m ³	20	18	20
Permeabilidade horizontal	K_h	m/dia	1	1	1
Permeabilidade vertical	K_v	m/dia	1	1	1
Módulo de Young	E_{50}	k/Pa	1,300E+04	1,000E+04	1,139E+05

Os parâmetros de propriedades dos materiais para modelagem da cortina de concreto armado são vistos na Tabela 2. Eles representam os parâmetros utilizados em especificações para modelagem de projetos de cortinas ancoradas na Fundação GEO-RIO.

A homogeneização dos parâmetros dos materiais só foi possível por se tratarem de estruturas construídas ao longo de décadas com as mesmas especificações técnicas e processos executivos elaborados na diretoria de projetos da Fundação GEO-RIO. Portanto, as cortinas foram projetadas e construídas com os mesmos procedimentos em locais diferentes nas encostas da cidade do Rio de Janeiro, mudando-se somente suas características geométricas.

Tabela 2. Propriedades dos materiais da cortina ancorada

Parâmetros	Símbolo	Valor	Unidade
Comportamento	-	Elástico	-
Resistência normal	EA	2.10 ⁵	kN
Espaçamento ao plano	L_s	2,00 a 3,50	m
Carga de trabalho	CT	160 a 200	kN
Força máxima	F_{max}	1.10 ¹⁵	kN

Já a Tabela 3 apresenta a carga de trabalho, espaçamento ao plano e a força máxima dos tirantes, conforme adotado pela GEO-RIO.

Tabela 3. Carga de trabalho dos tirantes das cortinas ancoradas (GEO-RIO 2010).

Parâmetros	Símbolo	Valor	Unidade
Comportamento	-	Elástico	-
Rigidez axial	EA	12.10 ⁶	kN/m
Rigidez a flexão	EI	0,12.10 ⁶	kNm ² /m
Espessura	d	0,25	m
Peso	w	6	kN/m/m
Coefficiente de Poison	v	0,15	-

Após realizar a modelagem no sistema computacional Plaxis 8.2 de 20 cortinas ancoradas com o mesmo padrão executivo, mas com geometrias diferentes, foi realizada a comparação dos resultados de ensaio de verificação de carga com os resultados das modelagens para a observação da carga dos tirantes após o acréscimo de sobrecarga ao longo de 50 anos.

Em cada cortina ancorada foi realizado o ensaio de verificação residual de carga, por uma amostragem de até 20% dos tirantes existentes, escolhidos de forma aleatória, mas com a preocupação de ter pelo menos um tirante por linha.

Foram realizados, nos últimos cinco anos, pelo programa de recuperação estrutural da diretoria de obras da GEO-RIO, 229 ensaios de verificação residual de carga (EVRC) em 20 cortinas ancoradas. A execução do EVRC pode ser vista na Figura 7, sendo realizado à época da recuperação estrutural da obra de contenção de encosta, já com as sobrecargas adicionais ao longo do tempo após 50 anos de execução.



Figura 7. Ensaio de verificação residual de carga em andamento.

No gráfico da Figura 8 (linha em azul) estão os resultados máximos dos EVRC para cada uma das 20 cortinas ancoradas vistoriadas ao longo de um período de 5 anos. Para a obtenção de um valor

de carga residual mais conservador foi considerada a maior carga residual em toneladas para cada cortina ancorada.

O valor máximo obtido de carga residual dos tirantes foi de 22 toneladas na cortina localizada próxima à Linha Amarela, no subúrbio do Rio de Janeiro, e o menor valor de ZERO toneladas na cortina da Rua Mauriti, no Bairro de Santa Teresa.

Os resultados da simulação do valor da carga residual em tirantes após 50 anos de execução das mesmas cortinas ancoradas podem ser observados na Figura 8 (linha azul). Os valores da carga residual ao longo do tempo variaram de um valor máximo de 28 toneladas para duas cortinas localizadas em Santa Tereza e na comunidade do Tuiuti a um valor mínimo de 18 toneladas para uma cortina localizada na comunidade da Coréia.

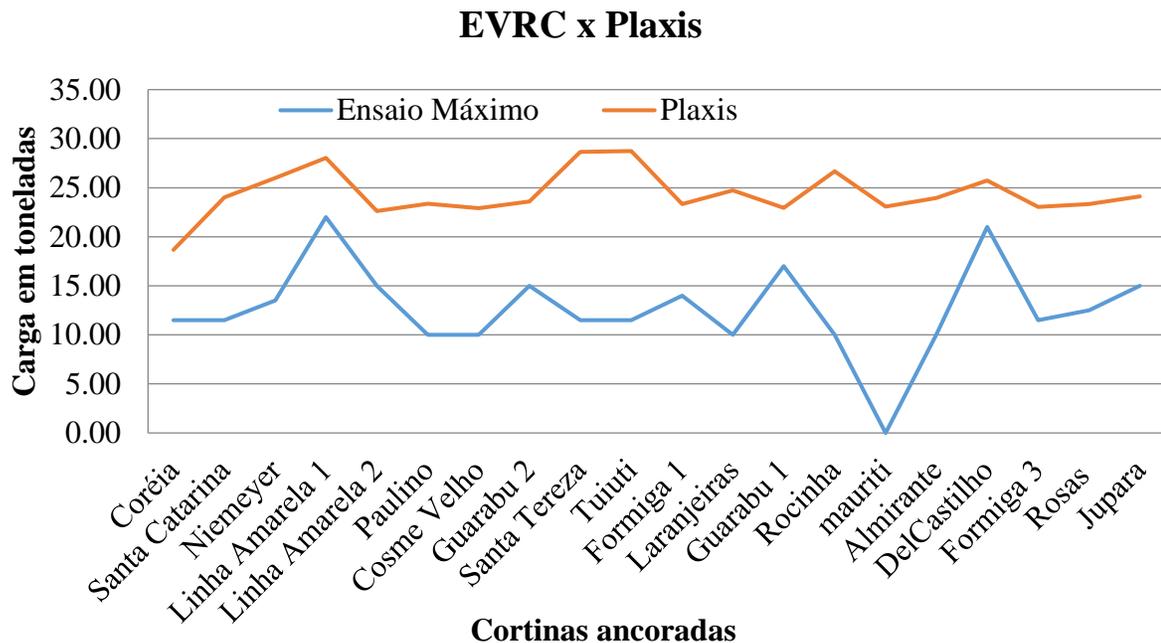


Figura 8. Gráfico de resultados de EVC x Plaxis (Autor).

Pode-se observar que as duas linhas que representam os ensaios simulados no sistema computacional Plaxis (linha Azul) e a do ensaio de verificação residual de carga (linha em vermelho) não se encontram em nenhuma das 20 cortinas ancoradas vistoriadas ao longo de um período de cinco anos nesta pesquisa.

5. CONCLUSÕES

As obras de contenção de encostas, em cortina ancorada, são estruturas de concreto armado com vida útil estimada de 50 anos e que são compostas basicamente por um painel de concreto armado com fundação em estacas, ancorado no terreno por meio de tirantes de aço pré-tensionados e que suportam as cargas verticais desses taludes arrimados.

Utilizadas como principal solução para mitigação de risco geológico-geotécnico na cidade do Rio de Janeiro ao longo de 50 anos, desde a criação da GEO-RIO, com aproximadamente 2.200 obras executadas, estas estruturas precisam de uma atenção especial quanto à manutenção e às intervenções para o restabelecimento e prolongamento da vida útil de projeto. Observando-se que o crescimento descontrolado de imóveis informais à montante e no entorno destas obras de contenção, pode-se dizer que surge além de sobrecargas adicionais, a contaminação do solo

arrimado com agentes agressivos, como o ácido sulfúrico, altamente corrosivo ao aço das armaduras.

Após comparar os resultados destes ensaios práticos com os ensaios teóricos desenvolvidos por meio da ferramenta computacional Plaxis 8.2 2D (Figura 8), constatou-se que os resultados dos ensaios de verificação residual de carga não apresentam aumento de carga ao longo do tempo.

Já os ensaios teóricos, ou seja, os resultados de carga teóricos da modelagem computacional apresentam resultados superiores aos resultados dos ensaios de verificação residual de carga (EVRC) dos tirantes ancorados, indicando que o programa Plaxis não consegue perceber o fenômeno da perda de carga destes ao longo do tempo.

Concluiu-se que a ferramenta computacional Plaxis 8.2 2D não leva em consideração, na sua análise, as perdas de carga de protensão dos tirantes devido ao fenômeno do relaxamento e a consolidação do terreno arrimado ao longo do tempo se comparados à projeção de carga residual futura a que os tirantes estarão submetidos após uma vida útil de 50 anos.

Recomenda-se ao desenvolvedor da ferramenta de análise geotécnica e estrutural computacional Plaxis 2D a revisão da modelagem de estruturas de cortina ancorada quanto ao desenvolvimento ao longo do tempo das cargas de tirantes ancorados no terreno devido ao acréscimo de sobrecarga do talude arrimado considerado no modelo proposto.

Conclui-se que as estruturas de concreto armado das cortinas ancoradas podem apresentar, ao longo da sua vida útil, um aumento de fissuras superficiais no concreto devido à variação da carga residual ao longo do tempo.

Este aumento do quadro fissuratório permitirá o acesso ao interior da massa de concreto armado de agentes agressivos caso a estrutura esteja sujeita a um meio ambiente agressivo, o que pode provocar um aumento das manifestações patológicas ao longo de sua vida útil.

6. REFERÊNCIAS

Abreu, M. (1988), *"Evolução Urbana do Rio de Janeiro"*. IPLANRIO. Rio de Janeiro: Ed. Jorge Zahar, 1988.

Amaral, C. P. (1996) *"Escorregamentos no Rio de Janeiro: inventário, condicionantes e redução do risco"*. Tese de Doutorado, Eng. Civil, PUC-Rio.

Andrade, T. (2005), *"Tópicos Sobre Durabilidade do Concreto"*. In: ISAIA, Geraldo Cechella. (Ed) Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: Editora Ibracon, V1. Cap. 25, p. 753-754, 761,762.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), *"Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, NBR – 6118"*. ABNT, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006), *"Execução de tirantes ancorados no terreno – NBR 5629"*. Rio de Janeiro.

Augusto Filho, O., Cerri, L. E. S., Amenomori, C. J. (1990a), *"Riscos Geológicos: Aspectos Conceituais"*. In: Simpósio Latino-Americano Sobre Risco Geológico Urbano, 1, São Paulo, 1990. Anais... São Paulo: ABGE, pp. 334-341.

Bejinha, A. M. D. (2009), *"Estruturas de Contenção Ancoradas Sujeitas a Ação Sísmica – Análise de Comportamento"*. Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa.

Brinkgreve, R. B. J. (2002), *"Finite Element code for Soil and Rock Analyses – Plaxis – 2D user's manual"*. Rotterdam, Netherlands, Balkema.

Brinkgreve, R. B. J. (2017), *"Plaxis – 2D manuals"*. Rotterdam, Netherlands, Balkema.

Censo do IBGE: <https://censo2010.ibge.gov.br/materiais.html>

Clifton, James R. (1993), *"Predicting the Service Life of Concrete"*. ACI Materials Journal, v. 90, n. 6, p. 611-16.

- Durval, R. (1992), "*La Durabilité des armatures et du béton d'enrobage*". Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, p. 173-225
- European Committee for Standardization (CEN). "*Betão: Parte 1 – Especificação, desempenho, produção e conformidade*". EN 206-1, Portugal, 2007.
- Farah, F. 2003, "*Habitação e Encostas*". Coleção Habitar/Finep. São Paulo/SP.
- Figueiredo, Enio P., Helene, P. R. L. (1994), "*Assim caminha a corrosão*". Revista Técnica, v. 2, n. 10, p. 28-33, mai. /jun. 1994.
- Georio (2014), "*Manual Técnico de Encostas*". Volumes 1,2,3 e 4, 2ª edição, Rio de Janeiro.
- Helene, P. (1983), "*La Agresividad del Medio y la Durabilidad del Hormigón*". Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, p.25 – 35.
- More, J. Z. P. (2003), "*Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos*". Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) PUC-RIO.120f
- Tschiptschin, A. P. (2011), "*Método de Elementos Finitos Aplicado à Seleção de Materiais*", USP.

Condições estruturais e funcionais de pontes e viadutos das rodovias federais de Pernambuco

C. J. G. Silva*¹, E. C. Barreto Monteiro², J. P. A. Vitório¹

*Autor de Contacto: claytonjgsilva@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.199>

Recebido: 15/06/2017 | Aceito: 09/11/2017 | Publicado: 31/12/2017

RESUMO

Este artigo tem como objetivo discutir as condições estruturais e funcionais de 332 pontes e viadutos das rodovias federais de Pernambuco, adotando-se como metodologia a consulta ao banco de dados do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e inspeções nas obras que constituem a amostra estudada. As informações obtidas foram analisadas conforme os critérios da norma DNIT 010/2004 – PRO e da norma ABNT NBR 9452/2016. Trata-se da primeira pesquisa no Brasil com tal quantidade de obras utilizando dois sistemas normativos. Mesmo com as limitações inerentes a esse tipo de estudo, as conclusões mostram que ele significa uma contribuição para a melhoria das pontes rodoviárias brasileiras que, de modo geral, padecem dos mesmos problemas existentes nas pontes analisadas.

Palavras chave: manifestações patológicas; estruturas; inspeção; pontes e viadutos.

Citar como: C. J. G. Silva, E. C. Barreto Monteiro, J. P. A. Vitório (2018), “*Condições estruturais e funcionais de pontes e viadutos das rodovias federais de Pernambuco*”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 79 – 93, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.199>

¹ Universidade de Pernambuco - UPE, Recife, Brasil.

² UNICAP - Universidade Católica de Pernambuco, Universidade de Pernambuco - UPE, Recife, Brasil.

Informação Legal

Revista ALCONPAT é uma publicação da Associação Latino-americana Controle de Qualidade, Recuperação Patologia e Construção, Internacional, A. C., Km. 6, antiga carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos ao No. 04-2013-011717330300-203 uso exclusivo, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional do Direito de Autor. Responsável pela atualização mais recente deste número, ALCONPAT Unidade Computing, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e imagens publicadas sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C é proibida. Qualquer discussão, incluindo a réplica dos autores, serão publicados na terceira edição do 2018, desde que a informação é recebida antes do encerramento da segunda edição de 2018.

Structural and functional conditions of bridges and viaducts of the federal highways of Pernambuco

ABSTRACT

This paper aims to discuss the structural and functional conditions of 332 bridges and viaducts of the Federal Highways of Pernambuco, adopting as methodology the database of the National Department of Infrastructure of Transportation (DNIT) and structural inspections that constitute the sample studied. The information obtained were analyzed according to criteria of the standard DNIT 010/2004 – PRO and standard ABNT NBR 9452/2016. It is the first survey in Brazil with such quantify of structures using two normative systems. Although with the limitations this type of study, the conclusions show that it means a contribution to improvement of the Brazilian's highways bridges that, in general, suffer from the same problems that exist in the analyzed bridges. **Keywords:** pathological manifestations; structures; inspection; bridges and viaducts.

Condições estruturais e funcionais de puentes y viaductos de las vías federales de Pernambuco

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo analizar las condiciones estructurales y funcionales de 332 puentes y viaductos de las autopistas Federales de Pernambuco, adoptando como metodología la base de datos del Departamento Nacional de Infraestructura del Transporte (DNIT) y las inspecciones estructurales que constituyen la muestra estudiada. La información obtenida se analizó según los criterios de la norma DNIT 010/2004 - PRO y la norma ABNT NBR 9452/2016. Siendo la primera investigación en Brasil con tal cantidad de estructuras usando dos sistemas normativos. Aunque con las limitaciones de este tipo de estudio, las conclusiones muestran que significa una contribución al mejoramiento de los puentes de carreteras brasileños que, en general, sufren los mismos problemas que existen en los puentes analizados.

Palabras clave: manifestaciones patológicas; estructuras; inspección; puentes y viaductos.

1. INTRODUÇÃO

Na década de 1970, o Brasil atravessou o chamado milagre econômico (Cunha, 2011) que promoveu a aceleração da implementação de grandes empresas multinacionais, sendo um exemplo concreto a indústria automobilística, e o financiamento de obras públicas por instituições internacionais, como foi o caso da ampliação da malha rodoviária brasileira, incluindo uma grande quantidade de pontes e viadutos. Isso resultou em um significativo aumento do fluxo de veículos e do transporte de cargas.

Porém, a falta de políticas e estratégias voltadas para a manutenção das obras públicas ao longo das últimas décadas gerou um processo de desgaste e deterioração das rodovias, atingindo diretamente as Obras de Arte Especiais que, de modo geral, apresentam diversas manifestações patológicas e danos estruturais. Alguns fatores agravantes também contribuíram para a situação atual, como é o caso das normas brasileiras mais antigas que vigoravam à época em que as obras foram projetadas e construídas, que não previam os carregamentos nem a intensidade de tráfego atualmente existentes nas rodovias e nos centros urbanos do País; também não consideravam a agressividade ambiental dos locais onde as pontes foram construídas, tendo esse tema sido abordado por vários estudiosos que realizaram pesquisas a esse respeito como, (Vitório; Barros; 2013) e (Milani; Kripka; Pravia; 2011).

A carência de estratégias públicas voltadas à manutenção também gerou uma grande lacuna no que se refere às informações sobre o real estado das obras de infraestrutura do Brasil, em especial das Obras de Arte Especiais tornando, portanto, imprescindível a realização de inspeções que permitissem a obtenção dos dados mais importantes sobre as condições de segurança e de funcionalidade dessas obras.

Foi nesse contexto que este trabalho analisou as condições estruturais, funcionais e de durabilidade de pontes e viadutos das principais rodovias federais do Estado de Pernambuco para, à luz dos resultados obtidos nessa amostra, delinear, mesmo que preliminarmente, o panorama atual das OAE's que compõem as rodovias federais brasileiras.

2. DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO

2.1 Metodologia utilizada

As principais informações contidas no presente estudo foram obtidas do banco de dados do Sistema de Gerenciamento de Obras de Arte Especiais (SGO) do DNIT, e de minuciosas análises em diversas pontes e viadutos localizados nas rodovias federais que cruzam o Estado de Pernambuco, cujas denominações constam do Quadro 1 mais adiante.

Também foi realizada uma pesquisa para identificar os períodos de construção e o trem-tipo de projeto de cada obra. O não fornecimento da maioria dos projetos originais fez com que grande parte de tais informações fossem obtidas a partir da comparação da evolução dos gabaritos transversais das pontes das rodovias federais ao longo dos períodos de tempo com as cargas móveis que eram utilizadas nas pontes construídas nos respectivos períodos, conforme mostra a Figura 1.

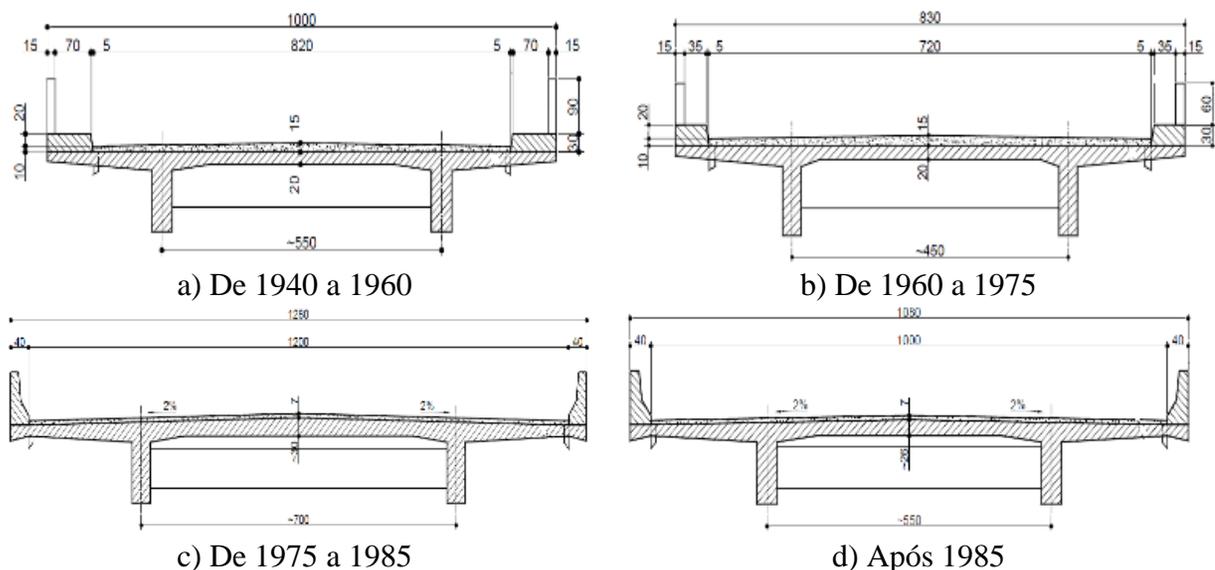


Figura 1. Evolução do gabarito transversal das pontes rodoviárias federais (Medidas em cm)

Para as análises das condições estruturais e funcionais foram utilizadas as Normas DNIT 010/2004 – PRO que especifica a condição de estabilidade da estrutura por meio da atribuição de uma nota técnica que varia de 1 (obra crítica) a 5 (obra sem problemas), e a nova versão da NBR 9452 (ABNT, 2016) que introduziu parâmetros estruturais, funcionais e de durabilidade como elementos norteadores para classificação das estruturas das pontes. Os procedimentos previstos nessas duas normas são usualmente adotados no Brasil para identificar e diagnosticar as principais anomalias existentes nas estruturas das pontes, inclusive as manifestações patológicas e os danos de maior incidência.

Por fim, foi feita a interpretação e avaliação dos resultados obtidos na pesquisa, de modo a concluir sobre as condições estruturais e funcionais das OAE's estudadas e propor soluções para a correção dos problemas existentes, a partir de uma visão mais abrangente que possa ser aplicada não apenas às pontes e aos viadutos do Estado de Pernambuco, mas também, às demais obras que compõem o sistema viário brasileiro como um todo.

2.2 Pontes analisadas por período de construção, trem-tipo e sistema construtivo

O Quadro 1 mostra a jurisdição rodoviária federal do Estado de Pernambuco totalizando 546 pontes e viadutos, além daquelas que foram inspecionadas neste trabalho, que correspondem a 332 estruturas. Essa amostra representa aproximadamente 60% do conjunto das pontes existentes na malha rodoviária do Estado.

Quadro 1. Quantidade total e OAE's inspecionadas por rodovia

Rodovia	OAE's inspecionadas	Total de OAE's por rodovia
BR-101	115	117
BR-104	35	57
BR-110	24	33
BR-116	7	7
BR-232	64	80
BR-316	5	83
BR-407	30	31
BR-408	17	54
BR-423	30	30
BR-428	5	54
Total	332	546

O estudo também contemplou a classificação das Obras de Arte Especiais por período de construção (Quadro 2) e pelo trem-tipo de projeto, sendo este definido como o conjunto do carregamento móvel a ser aplicado à estrutura em uma posição que produza os esforços mais desfavoráveis para cada seção de cálculo e combinação de cargas. Conforme esclarecido anteriormente, as informações foram adquiridas do SGO/DNIT e por meio da análise da evolução do gabarito transversal do tabuleiro, associado às mudanças ocorridas nas normas brasileiras que especificaram os valores das cargas móveis ao longo do tempo para aquelas obras cujos dados referentes à época de construção não estavam disponíveis. As Obras de Arte para as quais que não puderam ser obtidas essas informações foram consideradas como não identificadas.

Quadro 2. Classificação das Obras de Arte Especiais quanto ao período de construção

Período de Construção	Total
1940 a 1960	27
1960 a 1975	113
1975 a 1985	54
1985 a 2000	10
A partir de 2000	83
Não identificado	45
Total	332

No que se refere ao trem-tipo de projeto, a Figura 2 destaca que 50,60% das obras foram qualificadas com carregamento de 360 kN. As cargas móveis de 450 kN, atualmente utilizadas, representaram 28,31% e as de 240 kN significaram 7,83% do total da amostra. Houve ainda 13,25% de obras cujos trens-tipos de projeto não foram possíveis de identificar.

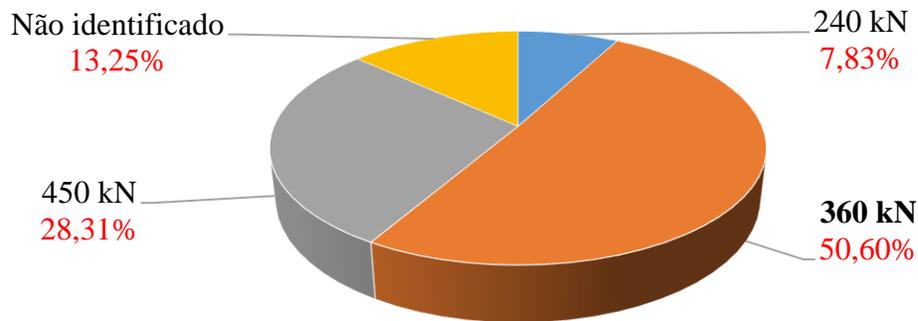


Figura 2. Trem-tipo de projeto das pontes avaliadas

Quanto ao sistema construtivo, constatou-se a predominância do concreto armado moldado no local, utilizado em 76,20% das pontes e viadutos. O segundo sistema proeminente foi o concreto protendido pré-moldado adotado em 23,19% das obras. O concreto armado pré-moldado representou 0,60%. Esses dados estão mostrados na Figura 3.

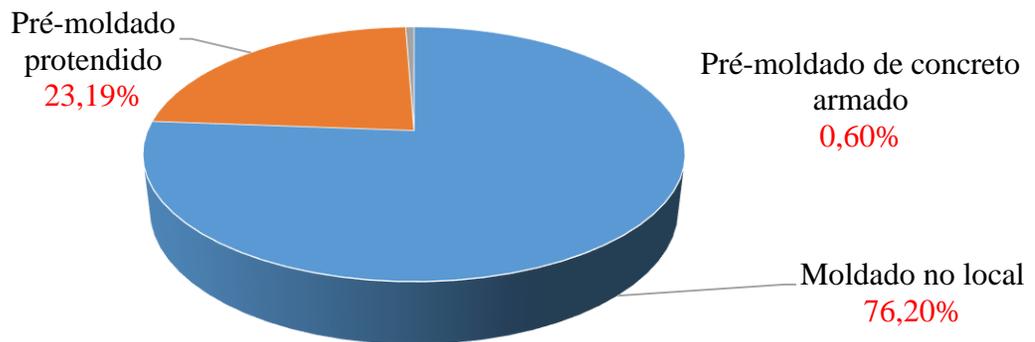


Figura 3. Sistemas construtivos das pontes avaliadas

2.3 Manifestações patológicas identificadas no conjunto estudado

No que diz respeito à identificação de manifestações patológicas, foram realizadas observações em cada obra durante as inspeções e analisados os relatórios de vistorias do SGO. Os principais problemas patológicos identificados estão ilustrados nas Figuras 4 a 7.



Figura 4. Presença de eflorescências, deslocamento do revestimento de concreto e manchas marrom-avermelhadas decorrentes do processo de corrosão das armaduras.



Figura 5. Armaduras expostas e oxidadas nas longarinas, exibindo inclusive estribos rompidos.



Figura 6. Erosão na fundação e grande excentricidade do pilar em relação ao tubulão.



Figura 7. Aparelho de apoio metálico em um dente Gerber com visíveis danos e infiltrações.

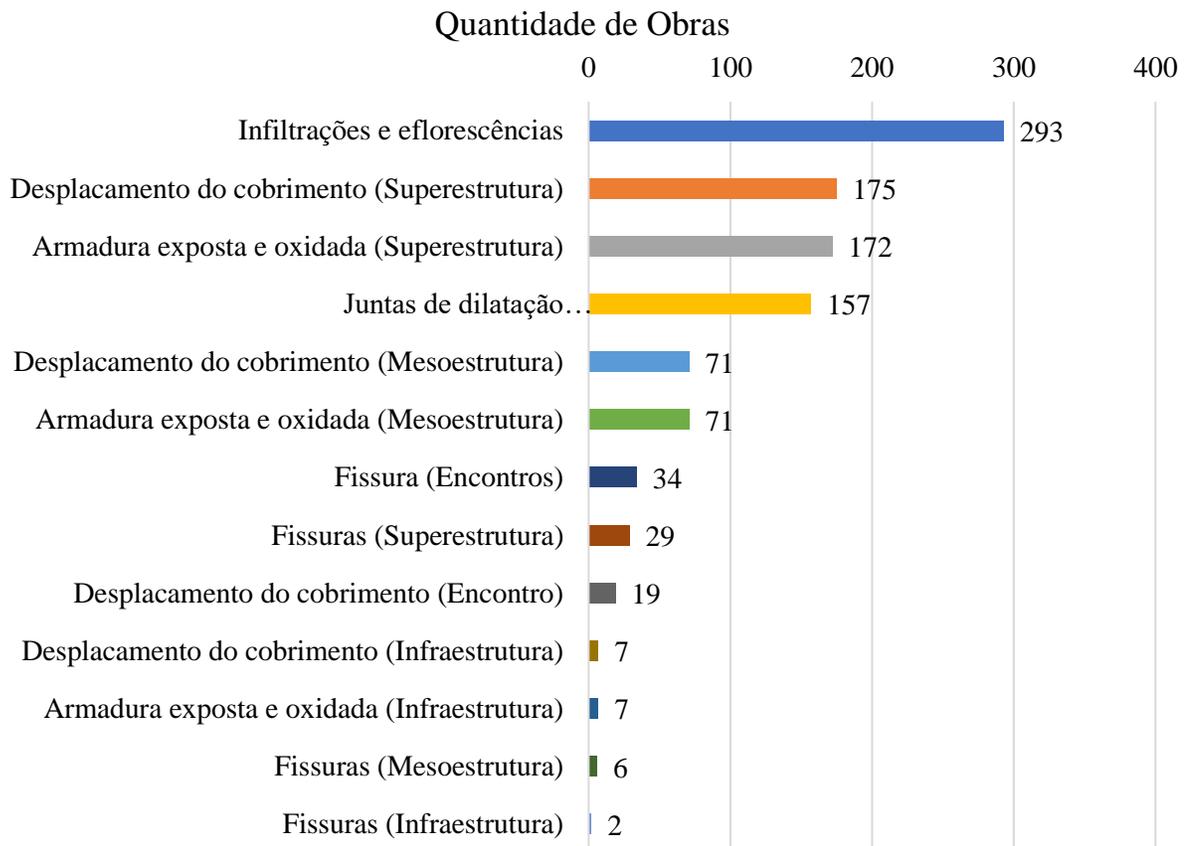


Figura 8. Incidência das manifestações patológicas no conjunto das obras analisadas.

A Figura 8 mostra uma síntese das maiores incidências das manifestações patológicas no conjunto avaliado, com predominância das infiltrações e eflorescências, presentes em 293 OAE's. As seguintes anomalias também merecem destaque: deslocamento do concreto (na superestrutura) em 175 Obras, armaduras expostas e oxidadas (na superestrutura), em 172 pontes e juntas de dilatação danificadas e/ou inexistentes em 157 OAE's.

2.4 Danos estruturais identificados

De maneira análoga às manifestações patológicas, estão ilustradas nas Figuras 9 a 12 alguns dos principais danos observados nas pontes e viadutos objetos deste estudo.



Figura 9. Ausência de guarda-corpo na lateral da ponte



Figura 10. Dreno danificado provocando infiltração e manchas de umidade na laje entre longarinas



Figura 11. Aparelho de apoio elastomérico com grande excentricidade e deformação



Figura 12. Presença de grande erosão na fundação.

A Figura 13 quantifica os principais danos existentes no conjunto analisado. Verificou-se que 92 pontes apresentaram drenos danificados e/ou inexistentes. A seguir, sobressaíram-se os guarda-corpos danificados (50 OAE's), seguidos pelas avarias nos encontros de alvenaria de pedras/concreto (46 OAE's), bem como pela ausência e/ou deficiência de aparelhos de apoio (25 OAE's) e pelos ninhos de concretagem (20 OAE's). As demais falhas ocorreram de maneira menos significativa.

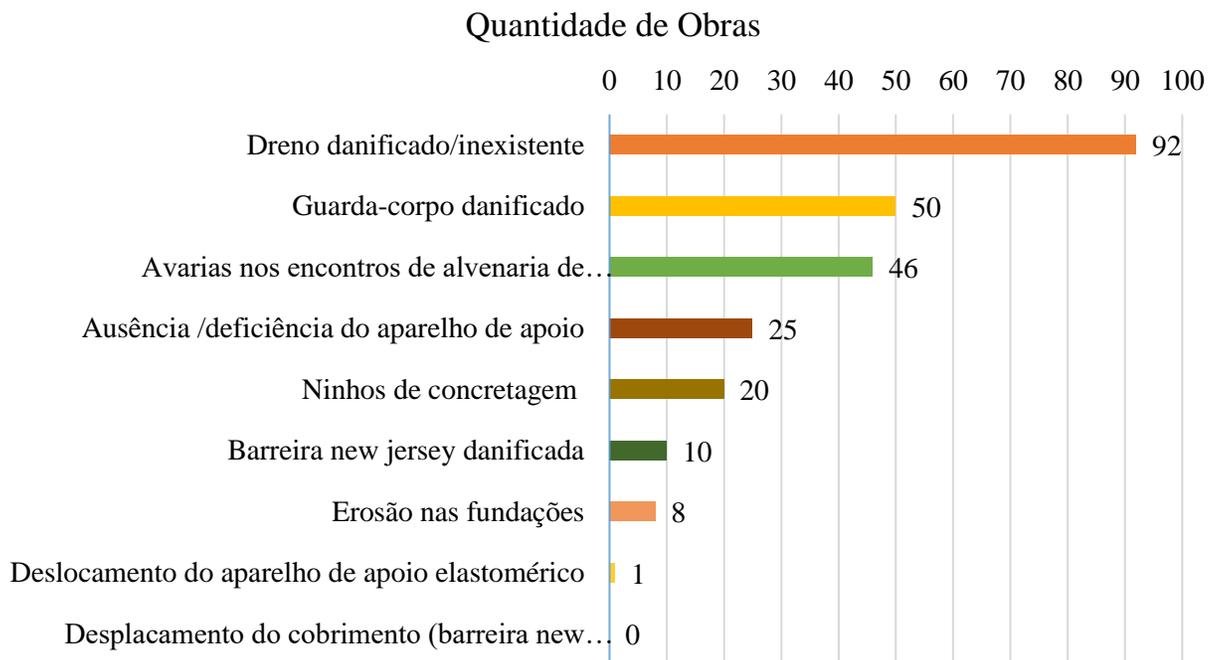


Figura 13. Principais danos estruturais no conjunto das obras estudadas

3. Avaliação das condições de estabilidade

3.1 Avaliação pela Norma DNIT 010/2004 – PRO

Os critérios de avaliação das condições de estabilidade estrutural considerados pela norma 010/2004-PRO do DNIT estão indicados no Quadro 3 a seguir.

Quadro 3. Relação entre as notas atribuídas e a categoria dos problemas estruturais observados na vistoria das pontes e viadutos rodoviários

NOTA	DANOS NO ELEMENTO / INSUFICIÊNCIA ESTRUTURAL	AÇÃO CORRETIVA	CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE	CLASSIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DA PONTE
5	Não há danos nem insuficiência estrutural	Nada a fazer	Boa	Obra sem problemas
4	Há alguns danos, mas não há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural	Nada a fazer; apenas serviços de manutenção	Boa	Obra sem problemas importantes
3	Há alguns danos gerando insuficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar-se o problema em observação sistemática	Boa aparentemente	Obra potencialmente problemática Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através das inspeções rotineiras, para detectar, em tempo hábil, um eventual agravamento da insuficiência
2	Há danos gerando significativa insuficiência estrutural da ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra deve ser feita no curto prazo	Sofrível	Obra problemática Postergar demais a recuperação da obra pode levá-la a um estado crítico, implicando também sério comprometimento de vida útil da estrutura. Inspeções intermediárias são recomendáveis para monitorar os problemas

1	Há danos gerando grave insuficiência estrutural da ponte; o elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco tangível de colapso estrutural	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) _ ou em alguns casos, substituição da obra - deve ser feita sem tardiar	Precária	Obra crítica
				Em alguns casos, pode configurar uma situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramentos provisórios, instrumentação com leituras contínuas de deslocamentos e deformações, etc

A aplicação de tais critérios na amostra estudada está ilustrada na Figura 14, que indica 156 OAE's classificadas como potencialmente problemáticas (Nota 3), significando 46,99%. É importante ressaltar que 174 obras foram avaliadas com notas entre 1 e 3 (obras críticas a potencialmente problemáticas), o que equivale a 52,41% da amostra estudada. Apenas 59 obras (17,77%) receberam a nota 5.

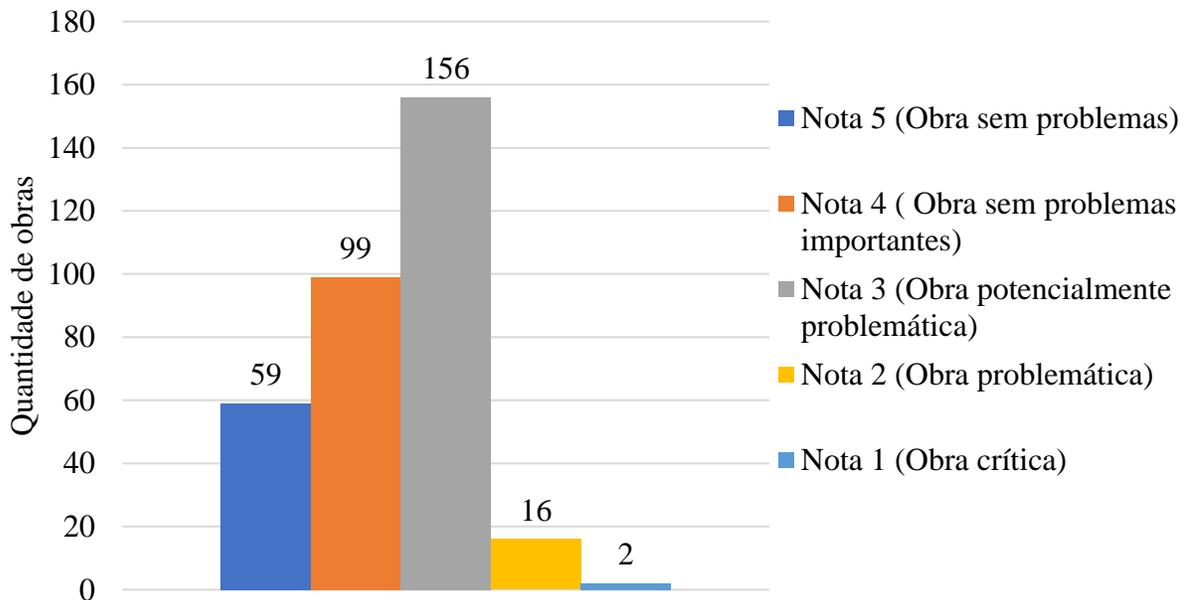


Figura 14. Condições de estabilidade conforme a norma DNIT 010/2004-PRO

O Quadro 4 apresenta uma correlação entre o período de construção e as condições de estabilidade. Também mostra que 34% das obras estudadas foram construídas no período de 1960 e 1975, de modo que já tem mais de 40 anos, enquanto que 8% estão com quase 70 anos.

Quadro 4. Período de construção x condição de estabilidade pela norma do DNIT

Período de Construção	Total (BR-101, BR-104, BR-110, BR-116, BR-232, BR-316, BR-407, BR-408, BR-423 e BR-428)				
	Nota (Condição de estabilidade)				
	Nota 5	Nota 4	Nota 3	Nota 2	Nota 1
1940 a 1960	0	7	14	5	1
1960 a 1975	5	34	67	7	0
1975 a 1985	2	20	28	4	0
1985 a 2000	1	5	3	0	1
A partir de 2000	45	21	17	0	0
Não identificado	6	12	27	0	0
Total	59	99	156	16	2

3.2 Avaliação pela NBR 9452/2016

A avaliação estrutural conforme a NBR 9452/2016 seguiu os critérios mostrados no Quadro 5. No Quadro 6 é possível observar que, de acordo com tais critérios, a predominância é da nota 4 que foi atribuída a 116 pontes. A nota 5 foi obtida por 107 OAE's, seguida da nota 3 (87), da nota 2 (20) e da nota 1 (2). Por esses critérios, as mesmas 113 obras construídas entre 1960 e 1975 tiveram pontuações diferentes daquelas obtidas pelos critérios da norma do DNIT.

Quadro 5. Classificação da condição de OAE's segundo os parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade

NOTA	CONDIÇÃO	CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL	CARACTERIZAÇÃO FUNCIONAL	CARACTERIZAÇÃO DE DURABILIDADE
5	Excelente	A estrutura apresenta-se em condições satisfatórias apresentando defeitos irrelevantes e isolados.	A OAE apresenta segurança e conforto aos usuários.	A OAE apresenta-se em perfeitas condições devendo ser prevista manutenção de rotina.
4	Boa	A estrutura apresenta danos pequenos e em áreas, sem comprometer a segurança estrutural.	A OAE apresenta pequenos danos que não chegam a causar desconforto ou insegurança ao usuário.	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental.
3	Regular	Há danos que podem vir a gerar alguma deficiência estrutural. Mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra. Recomenda-se acompanhamento dos problemas. Intervenções podem ser	A OAE apresenta desconforto ao usuário, com defeitos que requerem ações de médio prazo.	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias que comprometem a sua vida útil, em região de moderada à alta agressividade ambiental ou a OAE apresenta moderadas a muitas anomalias, que

		necessárias a médio prazo.		comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental.
2	Ruim	Há danos que comprometem a segurança estrutural da OAE, sem risco iminente. Sua evolução pode levar ao colapso estrutural. A OAE'S necessita de intervenções significativas a curto prazo.	A OAE com funcionalidade visivelmente comprometida com riscos de segurança ao usuário, requerendo intervenções de curto prazo.	A OAE apresenta moderadas a muitas manifestações patológicas, que comprometem sua vida útil, em região de alta agressividade ambiental.
1	Crítica	Há danos que geram grave insuficiência estrutural na OAE. Há elementos estruturais em estado crítico, com risco tangível de colapso estrutural. A OAE necessita de intervenção imediata, podendo ser necessária restrição de carga, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramento provisório e associada instrumentação, ou não.	A OAE não apresenta condições funcionais de utilização.	A OAE encontra-se em elevado grau de deterioração, apontando problema já de risco estrutural e/ou funcional.

Quadro 6. Período de construção x condição estrutural pela norma da NBR 9452

Período de Construção	TOTAL GERAL				
	Condição estrutural				
	Nota 1	Nota 2	Nota 3	Nota 4	Nota 5
1940 a 1960	1	4	8	8	6
1960 a 1975	0	8	38	54	13
1975 a 1985	0	4	16	24	10
1985 a 2000	1	1	3	1	4
A partir de 2000	0	0	3	16	64
Não identificado	0	3	19	13	10
Total	2	20	87	116	107

3.3 Considerações sobre as análises feitas pela norma do DNIT e pela norma da ABNT

Ambas as normas utilizadas neste estudo têm em comum o fato de atribuir uma nota de classificação (variável de 1 a 5) para as condições de estabilidade. A Norma DNIT 010/2004-PRO também inclui conceitos, tipos de inspeções, a exigência necessária para qualificação dos inspetores, além da frequência mínima das vistorias que, de certa forma, possibilitam definir alguns critérios de avaliação. Todavia, a recente revisão da NBR 9452 (ABNT, 2016), além de ter adotado os conceitos e orientações constantes da norma do DNIT, introduziu uma maior variabilidade que até então não existia, ao incluir parâmetros estruturais, funcionais e de durabilidade. Tais parâmetros tornaram mais realistas as inspeções e os critérios de classificação das pontes e viadutos no Brasil.

Vale destacar que as duas literaturas possibilitaram o diagnóstico das principais manifestações patológicas sem que ocorressem diferenças significativas no que se refere à avaliação dos danos e de outras anomalias nas pontes da amostra.

Por outro lado, quando se tratou da análise das condições de estabilidade, foi constatada uma diferença considerável nos resultados obtidos por cada uma das duas normas, conforme pode ser visto no Quadro 7.

Quadro 7. Condição estrutural (Norma DNIT 010/2004-PRO) x Condição estrutural (NBR 9452/2016)

NOTA	NORMA DNIT 010/2004 – PRO		NORMA 9452 (ABNT, 2016)	
	OAE	%	OAE	%
5	59	17,77	107	32,23
4	99	29,82	116	34,94
3	156	46,99	87	26,21
2	16	4,82	20	6,02
1	2	0,6	2	0,6

Mesmo considerando que as inspeções foram realizadas de forma visual, condição que depende essencialmente da experiência do inspetor, as informações que constam do Quadro 7 permitem constatar que, com relação às notas 1 e 2, as quais caracterizam as obras em piores condições, não houve diferenças nos resultados obtidos por ambas as normas.

Porém, os resultados referentes às demais notas atribuídas (casos das notas 3, 4 e 5) mostram que a análise pela NBR 9452 conduz a valores que representam significativa melhoria das condições estruturais, quando comparados aos obtidos pela Norma do DNIT. Isso significa que diversas pontes e viadutos deste estudo podem até ter condições precárias no que se refere às avaliações da durabilidade e da funcionalidade, mas apresentam condições estruturais satisfatórias. Também significa que suas estruturas podem ser utilizadas sem atingir o Estado Limite Último. A situação oposta também foi verificada: pontes e viadutos classificados sem problemas relacionados aos critérios de durabilidade e de funcionalidade (notas entre 4 e 5) tiveram baixa classificação quanto à condição estrutural.

Em linhas gerais, é possível afirmar que a nova versão da norma da ABNT ao introduzir uma maior variabilidade aos parâmetros de avaliação, aplicados a uma maior quantidade dos elementos que compõem uma ponte existente, garante uma avaliação mais consistente e mais realista, diferentemente da Norma do DNIT, que pontua apenas cinco elementos, o que torna a avaliação

mais conservadora. Isso fica evidente no caso de uma Obra de Arte Especial mesmo sem grandes avarias, pode ter um dos elementos avaliados com uma nota baixa e por isso terá a nota técnica final correspondente àquela de menor valor dentre todas as outras recebidas pelos demais elementos. Isso significa uma avaliação final conservadora e que não represente a situação real da ponte.

Nesse sentido, a NBR 9452 (ABNT, 2016), mesmo considerando também a avaliação por meio da menor nota, ao introduzir uma maior quantidade de parâmetros para julgamento, mostra-se menos conservadora, pois considera a avaliação por meio de uma análise mais abrangente. Essa norma também possibilita um diagnóstico mais abrangente e realista da estrutura, o que significa um avanço, considerando as limitações e a carência de literatura para a avaliação da segurança de pontes existentes no Brasil, ao contrário de outros países onde são utilizadas análises sofisticadas que incluem métodos probabilísticos.

4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A significativa ocorrência de acidentes estruturais, alguns de natureza grave, envolvendo as Obras de Arte Especiais brasileiras, nos âmbitos federal, estadual e municipal, é um fato concreto que pode ser constatado pela simples observação dos noticiários dos meios de comunicação. É possível concluir que a vulnerabilidade de tais obras está diretamente associada à agressividade ambiental de determinadas regiões. Os processos erosivos nas fundações e a falta de manutenções apropriadas também contribuem para a redução da segurança e a necessidade de grandes e onerosos reparos.

Nesse sentido, este texto procurou contribuir para a produção do conhecimento sobre este tema, ainda carente de literatura especializada no Brasil, a partir do estudo de caso apresentado que mostrou um panorama da atual situação em que se encontram as pontes da malha rodoviária federal que cortam o Estado de Pernambuco e que, de modo geral, também representam a situação das pontes da malha viária brasileira.

O estudo mostrou que um fator que contribui para a ocorrência e a evolução dos danos é o fato de muitas delas terem sido projetadas e construídas em épocas nas quais as normas não consideravam os conceitos voltados para a garantia de uma maior durabilidade e não havia um conhecimento mais aprofundado sobre os desempenhos dos materiais utilizados nas construções. Além disso, houve uma progressiva evolução do fluxo e do peso dos veículos, com significativo aumento das cargas móveis transmitidas às estruturas, que não foram dimensionadas para tais valores. Esses fatos, associados à ausência de políticas e estratégias voltadas para a conservação, aceleraram a evolução dos problemas patológicos, dos danos estruturais e da deficiência de funcionalidade das Obras de Arte Especiais das rodovias brasileiras.

Este estudo também evidenciou que a inexistência de banco de dados com todas as informações cadastrais necessárias para o gerenciamento das pontes da malha rodoviária brasileira tem dificultado a elaboração de diagnósticos precisos que viabilizem a adoção de medidas adequadas para solucionar os problemas estruturais e funcionais de tais obras, com base nas prioridades de cada uma, pois muitas informações necessárias são inexistentes no SGO do DNIT.

Mesmo assim, este trabalho faz algumas recomendações que, caso adotadas, poderão contribuir para minimizar grande parte dos problemas identificados nas pontes da amostra estudada e que se repetem nas demais Obras de Arte Especiais do Brasil. A seguir, são relacionadas as intervenções recomendadas por ordem de prioridade conforme os percentuais de ocorrências observadas nas inspeções realizadas. Observa-se que a maioria dessas intervenções de recuperação e reforço não são de grande complexidade e nem significam grandes custos.

- Restauração do sistema de drenagem da superestrutura, pelo fato de 88,25% das pontes analisadas estarem com infiltrações e eflorescência no concreto do tabuleiro e 27,71% com os drenos danificados e/ou destruídos.
- Recuperação com aplicação de concreto projetado da camada de cobrimento do concreto do tabuleiro, pois 52,71% das pontes da amostra estão com deslocamento do concreto.
- Tratamento e/ou substituição de armaduras corroídas, com incidência em 51,81% das obras inspecionadas.
- Substituição de barreiras New Jersey e guarda-corpos danificados ou destruídos, observados em 18,07% das pontes da amostra.
- Correção das avarias dos encontros, muitas delas causadas por recalques diferenciais e erosões, encontradas em 16,26% das pontes. Nesses casos, faz-se necessária a realização de estudos geotécnicos e hidrológicos para aferir a segurança das fundações e a seção de vazão, com vistas à necessidade ou não de reforço e de proteção contra as erosões.
- Substituição das juntas de dilatação avariadas, responsáveis pelo aparecimento de manifestações patológicas e danos estruturais em 47,29% obras estudadas.
- Substituição dos aparelhos de apoio danificados e responsáveis por alterações na transmissão dos esforços do tabuleiro para a mesoestrutura, como ocorrência em 7,53% das pontes.
- Correção de danos diversos como ninhos de concretagem, pequenas fissuras e deslocamentos em elementos secundários da maioria das pontes vistoriadas.

As recomendações acima devem ser objetos de projetos elaborados por profissionais especializados e executadas por empresas com experiência em recuperação e reforço de estruturas de pontes. Nas pontes mais problemáticas (que obtiveram notas 2 e 1), o primeiro passo deverá ser a realização de análise numérica com a finalidade de aferir a segurança estrutural e definir a necessidade e qual o tipo de reforço.

Outra questão que deve ser considerada de fundamental importância para a garantia da segurança das pontes e viadutos no Brasil, será a implantação de sistemas de gestão nas esferas federal, estadual e municipal, de modo a permitir o cadastro das obras, inspeções rotineiras, técnicas avançadas de monitoramento e definição das prioridades de intervenção. Também devem ser garantidos os recursos orçamentários para viabilizar as ações de conservação, antes que os danos evoluam e cresçam exponencialmente, como acontece atualmente.

Não deve ser esquecido que a malha rodoviária brasileira continua em expansão e que, para isso, faz-se necessária a elaboração de projetos de boa qualidade que, além de concepções e materiais adequados para garantir uma maior vida útil, também incluam dispositivos apropriados para facilitar as inspeções e manutenções preventivas.

Por fim, é possível concluir que os resultados obtidos nesta pesquisa, mesmo referentes à malha rodoviária federal de Pernambuco, mostram, de modo geral, a atual situação de conservação das Obras de Arte Especiais das rodovias brasileiras e estão coerentes com alguns poucos trabalhos realizados por outros autores contendo amostras bem menores de pontes.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, assim como ao DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) por permitir o acesso aos dados e disponibilizar as informações sobre as pontes estudadas nesta pesquisa.

6. REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016), *NBR 9452: inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro.
- Cunha, A. A. (2011), *Estudo das patologias em obras de arte especiais do tipo pontes e viadutos estruturados em concreto*. 152p. Projeto final de curso (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Goiás, Goiânia.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2004). *Norma DNIT 010/2004 – PRO: inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – procedimento*. 1.ed. Rio de Janeiro.
- Meyer, K. F., *Passarelas e pontes para dutos*. 2. ed. Belo Horizonte: RONA. 243p.
- Milani, C. Kripka, M. Pravia, Z. (2015), *Monitoramento de pontes*. Revista infraestrutura urbana. PINI: São Paulo, 16.ed, 2011. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/16/artigo260592-1.aspx>>. Acesso em: 12 abr. 2015.
- Silva, C. J. G. (2016), *Uma amostra das condições estruturais e funcionais de pontes e viadutos das rodovias federais de Pernambuco*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Pernambuco.
- Vitório, J. A. P.; Barros, R. M. M. C. de. (2013) *Análise dos danos estruturais e das condições de estabilidade de 100 pontes rodoviárias no brasil*. In: Congresso da Associação Portuguesa Para a Segurança e Conservação de Pontes, 3, 2013, Porto. Anais... Porto, 9p.

Avaliação de problemas patológicos associadas à carbonatação e sulfatos em uma torre de concreto com mais de 50 anos de serviço

E. E. Maldonado-Bandala^{1*}, D. Nieves-Mendoza¹, J. L. Vela-Jiménez², P. Castro-Borges³.

*Autor de Contato: erimaldonado@uv.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.284>

Recepção: 14/12/2017 | Aceitação: 22/12/2017 | Publicação: 30/01/2018

RESUMO

Este artigo apresenta e discute os resultados da inspeção de corrosão e uma proposta para reparar as paredes exteriores de uma torre de concreto armado localizada na costa sul do estado de Veracruz. A inspeção incluiu uma pesquisa de danos com um drone e testes físicos, químicos, mecânicos e eletroquímicos que permitiram a caracterização de danos de concreto e corrosão. O mecanismo governante de corrosão na estrutura estudada foi a carbonatação. No entanto, a emissão de sulfatos neste ambiente industrial foi refletida na resistência à compressão, fissuras e delaminações. As condições acima foram contempladas nas ações de reparo propostas para ampliar sua vida útil.

Palavras chave: inspeção, torre, concreto armado, taxa de corrosão, diagnóstico, vida útil.

Citar como: E. E. Maldonado-Bandala, D. Nieves-Mendoza, J. L. Vela-Jiménez, P. Castro-Borges (2018), “Avaliação de problemas patológicos associadas à carbonatação e sulfatos em uma torre de concreto com mais de 50 anos de serviço”, Revista ALCONPAT, 8 (1), pp. 94 – 107, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.284>

¹ Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Veracruzana, Circ. Gonzalo Aguirre Beltrán s/n, Zona Universitaria, C.P. 91000, Xalapa, Veracruz, México.

² Consorcio RNC S.A. de C.V. Esteban Mascareñas 44, Col Mártires de Chicago C.P. 91090, Xalapa, Veracruz, México.

³ Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN Unidad Mérida, Antigua Carretera a Progreso Km. 6, 97310 Mérida, Yucatán, México; Tels. (999) 942-94-00. Fax: (999) 981-29-23

Informação Legal

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2018, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2018.

Evaluation of pathologies associated with carbonation and sulphates in a concrete tower with more than 50 years of service

ABSTRACT

This work presents and discuss the results of a corrosion inspection, as well as a repair proposal for the external walls of a reinforced concrete tower which is in the southern coast of the Veracruz state. The inspection included a drone guided damage survey together with physical, chemical, mechanical and electrochemical tests that allowed the concrete characterization and corrosion damage. The governing deterioration mechanism of the structure was carbonation of concrete. However, the sulfate emission in this industrial environment was reflected on the compressive resistance, cracks and delaminations. These conditions were taken into account on the proposed actions for repairing and extending the service life of the structure.

Keywords: Inspection, tower, reinforced concrete, corrosión rate, diagnosis, service life.

Evaluación de problemas patológicos asociados a carbonatación y sulfatos en una torre de concreto con más de 50 años de servicio

RESUMEN

En este trabajo se presentan y discuten los resultados de la inspección por corrosión, y una propuesta de reparación de los muros exteriores de una torre de concreto reforzado localizada en la costa sur del estado de Veracruz. La inspección incluyó un levantamiento de daños con un dron, y ensayos físicos, químicos, mecánicos y electroquímicos que permitieron caracterizar el concreto y los daños por corrosión. El mecanismo gobernante de la corrosión en la estructura estudiada fue la carbonatación. Sin embargo, la emisión de sulfatos en ese ambiente industrial se reflejó en la resistencia a la compresión, grietas y delaminaciones. Las condiciones anteriores fueron contempladas en las acciones propuestas de reparación para extender su vida de servicio.

Palavras-chave: inspección, torre, concreto reforzado, diagnostico, vida de servicio.

1. INTRODUÇÃO

Com a recente Reforma Energética que foi implantada no México, o governo federal viu a necessidade de fazer a compra e venda de imóveis improdutivos, que há décadas foram abandonados e, por essa razão, sua degradação devido ao fenômeno de corrosão foi acelerada. Isso, devido à falta de manutenção e exposição a ambientes agressivos onde estão localizados.

A corrosão das estruturas de concreto armado (ECA), particularmente em ambientes industriais, é um problema sério, uma vez que podem ocorrer manifestações patológicas de intensidade significativa, o que pode levar a sérios problemas de funcionamento, segurança, custos excessivos de reabilitação do desempenho desejado, perda de estética e, dependendo do grau de dano, vidas humanas poderiam ser colocadas em risco (Helene, 2003, Sulaimani 1992, Andrade 1992, del Valle et al, 2006)

Para que estruturas como plataformas e instalações de petróleo sejam novamente produtivas, é necessário reabilitá-las e, para isso, é necessário compreender as causas das falhas relacionadas à corrosão e a relação complexa entre as propriedades físicas, químicas e mecânicas do concreto e da armadura.

A importância deste estudo reside na necessidade de reabilitar e colocar em operação as torres de concreto armado, que representam um ativo petrolífero de vital importância econômica para o sul do estado de Veracruz; por esta razão, uma avaliação foi realizada por meio de uma inspeção do ponto de vista da durabilidade, que contemplou ensaios destrutivos e não destrutivos, como

Avaliação de problemas patológicos associadas à carbonatação e sulfatos em uma torre de concreto com mais de 50 anos de serviço

inspeção visual por meio de reconhecimento com veículos aéreos não tripulados (drone), ensaios eletroquímicos, químicos e mecânicos.

Neste estudo, as avaliações e o diagnóstico da estrutura são discutidos, mostrando os mecanismos que permitiram a ocorrência da corrosão, a fim de determinar as medidas corretivas necessárias para ampliar a vida útil desses ativos petrolíferos existentes.

2. PLANO DE INSPEÇÃO

2.1. Inspeção preliminar.

Esta etapa consistiu principalmente em uma visita de reconhecimento da estrutura, caracterização da agressividade do meio ambiente e levantamentos de danos registrados por fotografia dos elementos que compõem a estrutura da torre analisada, devido à complexidade e dimensões da mesma. O reconhecimento visual foi realizado usando um VANT Dron Phantom 4, seguindo o procedimento geral de inspeção preliminar em conformidade com o especificado no Manual DURAR (Troconis del Rincón et al, 1997).

2.2. Inspeção detalhada.

As falhas prematuras de estruturas de concreto armado são principalmente decorrentes da falta de controle de qualidade e equivocados procedimentos de construção, reparação e, até mesmo, reabilitação incorreta (DURACON, 2007). Por esta razão, é importante realizar uma série de ensaios e medidas necessárias para obter as informações requeridas e estabelecer adequadamente as causas para a fase de prevenção apropriada. A referida informação permitiu uma avaliação dos problemas, podendo assim definir a natureza e o mecanismo da corrosão.

2.1.1. Avaliação Eletroquímica.

Com o uso do pacômetro, a posição do aço foi detectada nas áreas onde foram feitas as seguintes medidas eletroquímicas:

- Medição de potenciais E_{corr} vs Cu / CuSO₄, de acordo com as disposições da ASTM C876-09 (2009) e NMX-C-495-ONNCCE-2015 (2015).
- Taxa de corrosão (i_{corr}), utilizando a técnica de resistência à polarização, utilizando um corrosímetro de campo GECOR 10 (Feliú et al, 1993) e as prescrições da norma NMX-C-501-ONNCCE-2015 (2015). As informações obtidas com essas medidas foram úteis, uma vez que permitiram definir claramente os pontos de corrosão ativos na estrutura.

2.1.2. Avaliação físico-química.

Esta avaliação foi realizada através da extração de testemunhos retirados no local para conhecer a qualidade e o potencial real do concreto para proteger ou não a armadura; os ensaios de profundidade de carbonatação foram realizados em conformidade com a norma NMX-C-515-ONNCCE-2016 (2016); a concentração de cloretos foi determinada em conformidade com a norma ASTM C114-05 (2005) e, foi ainda avaliado o ataque químico por sulfatos. Além disso, a avaliação da resistência à compressão simples do concreto foi feita ensaiando os testemunhos em conformidade com a norma NMX-C-083-ONNCCE 2010 (2010).

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A torre estudada está exposta a um ambiente agressivo, classificado como B2 de acordo com as Normas Técnicas Complementares do Distrito Federal (NTC-DF). Isso ocorre porque está localizada entre grandes massas de água do mar e gases industriais. 700 m ao norte fica a Lagoa dos Pajaritos, a 2700 m e 600 m ao leste, se encontra o rio Coatzacoalcos e, ao sul, um Complexo

Petroquímico, conforme se mostra na Fig. 1.

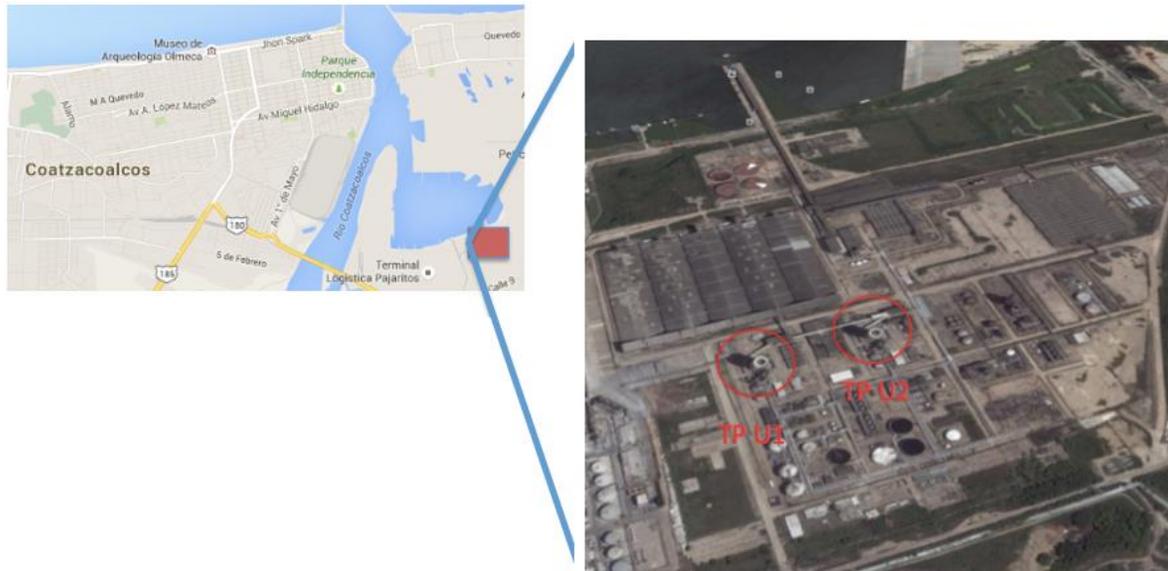


Figura 1. Localização da torre estudada, na imagem está localizada como U2.

Nesta zona, existe um clima tropical úmido com estações chuvosas de junho a setembro, com maior precipitação nos meses de agosto e setembro, onde a porcentagem de chuvas anual oscila entre 6% e 10,5% em relação às chuvas do mês mais seco.

A estrutura em estudo é uma torre cilíndrica com 23 m de diâmetro e mais de 70 m de altura, com espessura de paredes maiores que 30 cm. Construída com elementos de concreto armado com aço AISI 1018, o agregado utilizado para a fabricação do concreto dos elementos estruturais das torres é a areia silicosa e o agregado graúdo de quartzo. Este material é caracterizado por ter alta dureza devido à posição que ocupa na escala de Mohs e composição química onde prevalece o SiO_2 , com forma da partícula arredondada, o que determina uma fraca resistência à tração no concreto. Como as estruturas têm mais de 50 anos de serviço e estão localizadas em um ambiente industrial-marinho, já possuem áreas com deterioração evidentes, alternadas com outras com deterioração imperceptível a olho nú.

3.1. Inspeção visual mediante VANT (drone).

Devido à complexidade geométrica da estrutura, ao acesso limitado a áreas muito altas e para acelerar a pesquisa de danos, foi tomada decisão para realizar a inspeção visual por meio de um VANT (drone), para o qual foi projetada uma missão autônoma através de um plano de voo com base em pontos sequenciais por meio do GPS pelas faces da torre, dividindo-as em Norte, Leste, Sul e Oeste; a velocidade de cruzeiro do equipamento foi controlada de modo a obter imagens de alta qualidade onde os danos visíveis da estrutura pudessem ser apreciados. No escritório foi realizado um pós-processo, onde mapas 2D foram gerados e áreas com maior dano visual foram delimitadas, como mostrado na Fig. 2.

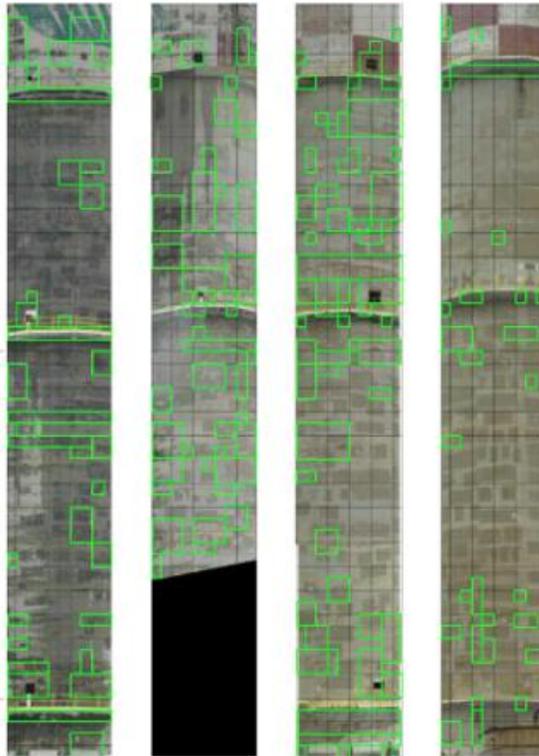


Figura 2. Mapa 2D, Inspeção realizada com veículo aéreo não tripulado (drone) onde se delimitam as zonas com maior dano visual.

Nas imagens obtidas com o drone, observou-se que a estrutura em estudo apresentava uma evidência clara de reparos localizados feitos anteriormente, uma vez que não foram feitos corretamente, acabaram por acelerar os processos de deterioração no sistema aço/concreto (ver Fig. 3 e 4). Além disso, foram encontradas áreas com desprendimentos de concreto, delaminações, armadura exposta com diminuição da seção transversal, bem como fissuras com comprimento variando de 0,50 m a aproximadamente 5,00 m, com aberturas de 3 mm e maiores.



Figura 3. Observam-se armaduras expostas, corrosão, delaminações de concreto em forma de retângulos; Zonas de reparo localizadas realizadas anteriormente.



Figura 4. Detalhe de reparos localizados onde se observa a separação do concreto recente do anterior, o que provoca a delaminação das zonas de concreto de carácter anódico, que geram células de corrosão.

Nesta fase, foi decidido localizar 12 áreas de estudo, nas quais foi aplicado o método de Resistência de Polarização Linear com anel de guarda para confinar a corrente (Andrade et al, 2004), medida de potenciais de meia-célula e ensaios químicos para obter o perfil de carbonatação e a concentração de cloretos e sulfatos, bem como resistência à compressão e medida do cobrimento da armadura com pacômetro.

A Tabela 1 descreve a nomenclatura do código de localização das áreas de ensaio.

Tabela 1. Descrição da nomenclatura na zona de ensaios

Classificação	-	Nível onde foi realizado o ensaio	-	Número de pontos ou zona ensaiada
U2 (Torre)		Np (nível de piso) P1 (passarela 1) P2 (passarela 2) P3 (passarela 3)		01-12
Exemplo U2-P1-P01 Torre -Nível de passarela 1-Zona de ensaio 01				

A Tabela 2 mostra o resumo dos resultados dos ensaios realizados na torre analisada.

3.2. Inspeção detalhada

3.2.1. Resistência à compressão simples do concreto (f_{ck}).

Como pode ser visto na Tabela 2, a resistência à compressão, f_{ck} obtida foi abaixo de 250 kgf/cm², e nas áreas de ensaio U2-P1-P04, foram encontrados valores inferiores a 50% dos recomendados na norma NTC-DF (que é de 300 kgf/cm²), correspondente a um ambiente de exposição classe B2 (superfícies dos membros em contato com o solo e expostos a ambientes externos que são agressivos) de acordo com os Padrões Técnicos Complementares da norma DF (NTC-DF, 2008).

Tabela 2. Resumo de resultados

Chave de localização	U2-NP-P01	U2-P1-P02	U2-P1-P03	U2-P1-P04	U2-P1-P05	U2-NP-P06
Orientação	Oeste	Sul	Sul	Sul	Sul	Norte
Altura a partir da base da estrutura (m)	Nível do piso	16	16	16	16	Nível do piso
Resistência a compressão Simples f_{ck} (kgf/cm ²)	246	---	181	115	---	
	A resistência mínima para concretos expostos a sulfatos deve ser de 350 kgf/cm² de acordo com as Normas Técnicas Complementares para Projeto e Construção de estruturas de Concreto					
Concentração de cloretos a 3 cm de profundidade (% em peso de concreto)	---	---	0.05	0.039	---	0.079
	Limite de cloreto 0.11% pp de concreto (P. Castro-Borges, 2013) em ambiente marino					
Concentração de cloretos a 3 cm de profundidade (% pp de cimento)	---	---	0.65	0.41	---	0.81
	Concentração máxima permitida (Andrade et al 1998), 0.45 % pp de cimento					
Concentração de sulfato a 3 cm de profundidade (% pp de concreto)	19.35 13.37	---	21.77	46.09	---	---
Potencial de Corrosão (mV vs Cu/CuSO ₄)	>-200	>-200	>-200	<-350	>-200	>-200
Velocidade de Corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	0.1 – 0.5	> 1	0.1 – 0.5	> 1	> 1	0.1 – 0.5
	Moderada	Muito Elevada	Moderada	Muito Elevada	Muito Elevada	Moderada
Cobrimento médio (mm)	30.5	38	34.5	34.5	28	36
	Cobrimento mínimo para um ambiente B2, 45 mm de acordo com as Normas Técnicas Complementares para Projeto e Construção de estruturas de Concreto					
Diâmetro médio (mm)	17.9	17.9	16.9	19.5	19.6	24.9

Location Code	U2-NP-P07	U2-NP-P08	U2-P2-P09	U2-P2-P10	U2-P3-P11	U2-P3-P12
Orientation	South	East	East	South	South	East
Height from base of structure (m)	0	0	45	45	60	60
Resistance to Simple Compression $f'c$ (kg/cm ²)	164.57	186.89	---	---	---	---
	Minimum resistance for concretes exposed to sulfates = 350 kg/cm² (NTC-DF, 2008)					
	0.03	---	0.037	---	0.032	---

Chloride Concentration at 3 cm depth (% pp concrete weight)	Chloride Threshold = 0.11% pp concrete (P. Castro-Borges, 2013) in marine environment					
Sulfates Concentration at 3 cm depth (% pp concrete)	0.38	---	0.25	---	0.30	---
	Maximum admissible concentration = 0.45 % pp concrete (Andrade et al. 1998)					
Depth of Carbonation (mm)	11.11	13.42	---	---	---	---
Corrosion Potential (mV vs. Cu/CuSO ₄)	-200 a -350	>-200	>-200	-200 a -350	>-200	>-200
Corrosion rate (µA/cm ²)	0.1 – 0.5	0.5 – 1	> 1	> 1	0.5 – 1	0.5 – 1
	Moderate	High	Very High	Very High	High	High
Average cover (mm)	39	50	22	36.5	30.5	27.3
	Minimum cover in B2 environment = 45 mm (NTC - DF, 2008)					
Average rebar diameter (mm)	21.1	20.3	20.9	30.6	22.5	20.4

3.2.2. Profundidade de carbonatação.

Na Fig. 5, correspondente ao teste de carbonatação na zona U2-P1-P04, a zona incolor é claramente visível após a aplicação da solução de fenolftaleína, o que indica uma redução considerável do pH do concreto e que atinge a profundidade da armadura do mesmo modo que mostrado na Tabela 2, além disso, na mesma Figura, observa-se dano severo causado por fissuras paralelas à superfície da parede.

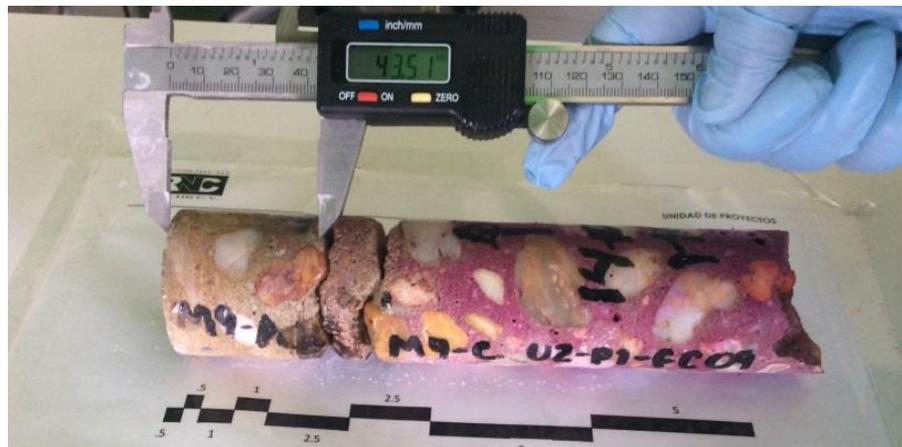


Figura 5. Profundidade de carbonatação na zona U2-P1-P04, onde são observadas profundidades consideráveis de dano e fissuras paralelas à superfície.

3.2.3. Concentração de sulfatos.

Na Fig. 6 estão ilustrados os resultados do teor de sulfato, onde se observa que os valores encontrados a partir da superfície variam de 0,25 a 1,0% pp de concreto e a 3 cm de profundidade existem concentrações de 0,50 a 0,80% pp do conteúdo de concreto, esses resultados são considerados muito altos, uma vez que o limite é de 0,40% pp do conteúdo de concreto. A água do mar, os gases das áreas industriais e, em particular, a água utilizada nas torres de resfriamento

adjacentes são fontes com alto teor de sulfato. As duas consequências do ataque de sulfato nos componentes de concreto mais conhecidos são a formação de etringita e gesso.

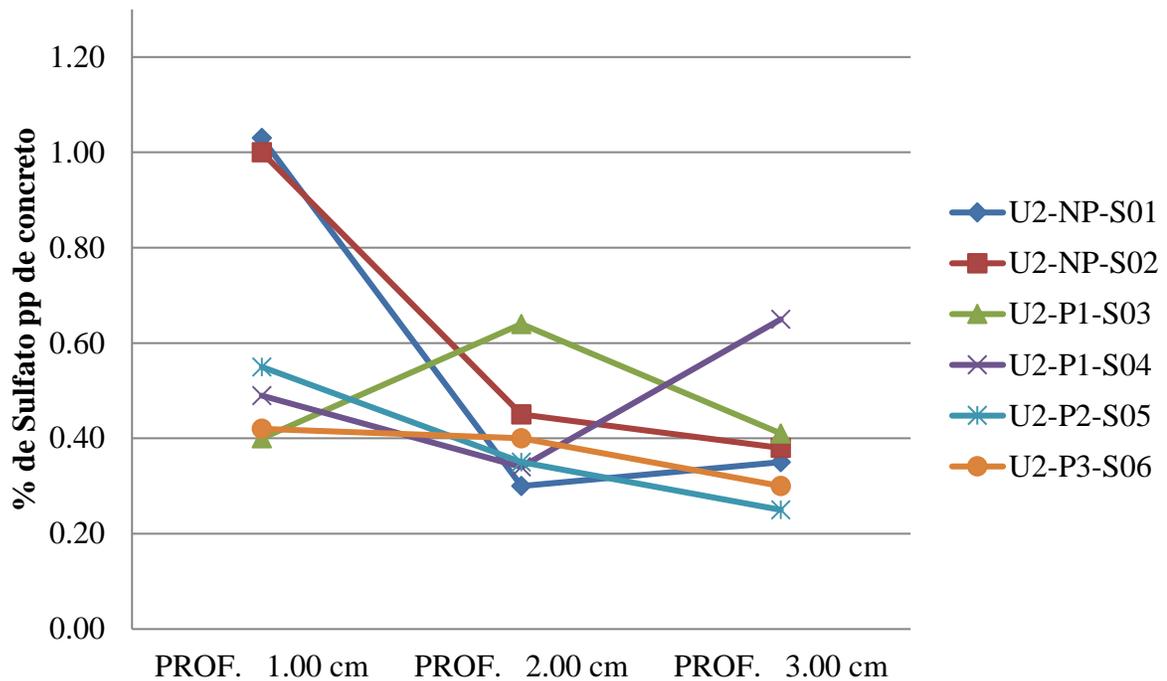


Figura 6. Resultados da concentração de sulfatos, onde se observa que todas as áreas de teste são danificadas por sulfatos, devido ao excesso de sulfatos cujo limite deveria ser de 0,40% pp de concreto.

3.2.4. Concentração de cloretos.

Quanto ao ataque causado por cloretos (ver Tabela 2), pode-se afirmar que isso não afeta seriamente a estrutura porque o cloreto não atingiu a concentração que inicia e desencadeia os problemas de corrosão do aço no concreto (Troconis et al. , 1997, DURACON, 2006, DURACON, 2007). Embora a zona costeira esteja próxima das estruturas, não foi um fator determinante para esse tipo de contaminação para a estrutura.

3.2.5. Velocidade de corrosão.

Embora existam áreas com aço exposto, e a corrosão da barra é mais do que evidente, foram realizados ensaios de taxa de corrosão não destrutivos.

De acordo com a Tabela 2, foi mais frequente encontrar valores de velocidade de corrosão moderada a muito alta na maioria dos casos, com valores próximos de até $5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, como mostrado na Figura 7.

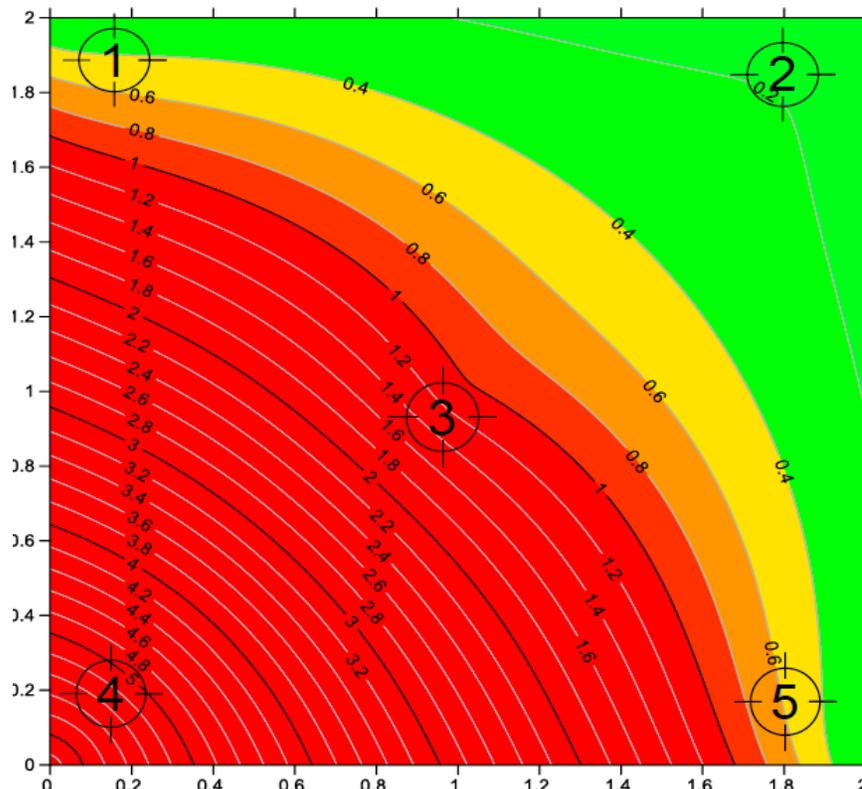


Figura 7. Zona de estudo U2-P1-P04, onde se observam isovalores de velocidade de corrosão muito elevados.

Valores de corrosão muito elevados podem ser causados por reparos localizados errôneos, feitos com materiais e procedimentos inadequados que causaram fissuras e delaminações entre o concreto recente e o pré-existente. Infelizmente, em estruturas reais, esse efeito na interface aço-concreto é muito comum, como resultado do efeito "Top-bar", que é uma diminuição na aderência da armadura em função do cobrimento, isto em concreto com espessuras consideráveis e compactação inadequada (PR Jeanty et al, 1988, A. Castel, 2006); ou também pode ser explicado como resultado da corrosão causada por correntes galvânicas dentro de uma macrocélula, devido à conexão elétrica de barras de aço expostas em diferentes ambientes eletroquímicos, isto é, aço passivo em áreas de recente reparo e aço ativo em zonas carbonatadas (J. Gulikers e M. Raupach, 2006, J. Warkus e M. Raupach, 2006), o que leva a altas correntes galvânicas e conseqüentemente altos níveis de corrosão de acordo com a recomendação da RILEM (A. Nasser et al, 2010)

É muito importante avaliar as características do eletrólito do sistema, porque nele podemos conhecer os elementos necessários de contaminação por agentes agressivos e, assim, conhecer os mecanismos de corrosão da estrutura em estudo.

A torre estudada está localizada dentro de uma planta petroquímica e adjacente a uma série de torres de resfriamento, onde o mecanismo principal para a diminuição da temperatura da água é a evaporação parcial, o que provoca uma diminuição gradual da quantidade de água circulante e, por outro lado, um aumento contínuo na concentração de compostos químicos no sistema condensador, emitindo continuamente soluções de sulfato.

A entrada de íons de sulfato e os baixos valores de resistência à compressão são duas razões significativas para induzir a degradação das propriedades estruturais na estrutura estudada. Vários estudos mostraram que o ataque químico por sulfatos é bastante complicado (EF Irassar, 2009), no entanto, existem alguns fatores predominantes que podem afetar a evolução das propriedades do concreto, como a concentração da solução de sulfato, a temperatura de exposição alta e baixo pH do concreto (J. Skalny, 2002). Na estrutura analisada, estes três fatores foram observados. Deve-se

notar que a concentração de sulfatos excedeu consideravelmente a concentração máxima proposta por C. Andrade (1998), gerando a possível formação de etringita e gesso, o que poderia ter acelerado a degradação do concreto por produtos de hidratação de cimento e a solução de íons sulfato que causam expansão e fissuração (C. Yu et al, 2015, F. Bellmann et al, 2006). Esta exposição a sulfatos solúveis pode acarretar a fragmentação da matriz cimentícia ou aumentar a porosidade global, onde todos esses efeitos podem reduzir a durabilidade da estrutura.

3.3. Proposta de reabilitação-reforço.

Após a inspeção, recomenda-se realizar imediatamente os trabalhos de reparação, reabilitação e reforço descritos abaixo, através de um projeto executivo, que incluirá maiores detalhes. Para aumentar a vida útil residual da estrutura, é importante que os serviços sejam realizados em toda a torre, para evitar a formação de zonas vulneráveis a efeitos galvânicos.

Preliminares.

A remoção do concreto deteriorado e / ou contaminado só deve ser feita em áreas anódicas; limpeza da armadura e preparação do substrato de acordo com as disposições da norma NMX-C-518-ONNCCE-2016 (2016), revisão e substituição, se necessário.

Passo 1

Devido aos altos resultados da taxa de corrosão, é possível que existam áreas da torre onde a seção do aço diminuiu consideravelmente; em locais com uma diminuição do diâmetro nominal original em mais de 10%, a armadura da estrutura deve ser substituída por barras de aço do diâmetro original e a mesma resistência ao escoamento (f_y), em conformidade com a norma NMX-B-457. - CANACERO-2013 (2013). A sequência e a geometria do reparo devem estar em conformidade com o manual da red Rehabilitar (Helene, 2003).

Passo 2

Devido às condições geométricas da estrutura e à dificuldade de instalar escoras ou a aplicação de concreto em alturas elevadas, recomenda-se a recuperação da seção com argamassa de reparo estrutural fabricada com cimento Portland Tipo RS (resistente a sulfatos) conforme norma NMX-C-414-ONNCCE-2014 (2014) e que cumpram com a norma NMX-C-418-ONNCCE-2015 (2015) com a consistência apropriada para ser aplicada à mão.

Passo 3

Para reduzir a probabilidade de corrosão em áreas reparadas, recomenda-se o uso de inibidor de corrosão do tipo nitrito de cálcio de acordo com ASTM C494 / C494M-17 (2017).

Passo 4

Devido à baixa resistência à compressão observada nos resultados, o reforço será realizado na base da estrutura com sistema CFRP (fibra de carbono), até o nível da passarela 1; além disso, com este sistema de confinamento, a resistência ao esforço de cisalhamento e às cargas externas, como vento e terremotos, serão aumentadas sem reduzir a ductilidade do elemento ACI-440R-07 (2007).

Passo 5

Deve ser instalado um revestimento protetor anti-carbonatação e impermeável a cloretos com capacidade de selagem de fissuras (fornecer um acabamento estético para evitar quebrar o concreto em caso de aparência, pois estes são os meios de entrada de mais poluentes), com componentes químicos que estão de acordo com as disposições da ASTM C494 / C494M-17 (2017).

4. CONCLUSÕES

O uso de veículos aéreos não tripulados (drones) para a inspeção de estruturas de concreto armado é uma ferramenta poderosa que permite a visualização de áreas onde o pessoal não pode acessar. O mecanismo que governa a corrosão na estrutura estudada é a carbonatação, devido à alta concentração de CO₂ no meio ambiente e a uma umidade relativa considerável, o que causou a redução do pH do concreto e a despassivação da armadura.

As emissões de sulfato no ambiente industrial e o depósito destes nas paredes de concreto geraram uma diminuição considerável da resistência mecânica, que se reflete nas fissuras e delaminações. Reparos localizados feitos anteriormente aceleraram os danos por corrosão em áreas adjacentes devido à geração de células galvânicas.

Os baixos valores de resistência mecânica do concreto e a alta velocidade de corrosão em várias áreas de estudo comprometem estruturalmente a torre e a segurança do pessoal que atua nela, exigindo uma intervenção imediata de reabilitação e reforço.

5. REFERÊNCIAS

- A. Castel, T. Vidal, K. Viriyametanont, R. François, “*Effect of Reinforcing Bar Orientation and Location on Bond With Self-Compacting Concrete*”, ACI Struct. J. 3 Vol. 4 (2006) 559–567.
- A. del Valle, J. Perez, A. Torres, M. Madrid, “*Evaluación del Puente Pajaritos: Una Estructura de Concreto de 50 Años en el Ambiente Agresivo del Golfo de México*” Ingeniería de Construcción, Vol (21) 1, (2006)
- A. L. Sulaimani, J. Kaleemullah, M. Bsulbul, A. Rasheeduzzafar, “*Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members*”. ACI structural Journal. (1992) pp. 220-231.
- A. Nasser, A. Clement, S. Laurens, A. Castel, “*Influence of Steel-Concrete Interface Condition on Galvanic Corrosion Currents in Carbonated Concrete*”, Corros. Sci. Vol. 52 (2010) 2878–2890, <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2010.04.037>
- ACI 440R-07 Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, American Concrete Institute (2007)
- ASTM C114-05, *Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement*, ASTM International, West Conshohocken, PA, (2005) DOI: <https://doi.org/10.1520/C0114-05>
- ASTM C494 / C494M-17, *Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017. DOI: https://doi.org/10.1520/C0494_C0494M-17
- ASTM C876-09, *Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*, ASTM International, West Conshohocken, PA, (2009) DOI: <https://doi.org/10.1520/C0876-09>
- C. Andrade, “*Manual Inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras*” CSIC (1998)
- C. Andrade, “*Vida útil de las Estructuras de Hormigón Armado: Obras Nuevas y Deterioradas*” Seminario Internacional EPUSP/FOSROC sobre patología das estruturas de concreto-Uma Visao moderna. Anis. San Paulo. (1992)
- C. Andrade, C. Alonso, J. Gulikers, R. Polder, R. Cigna, Vennesland, M. Salta, A. Raharinaivo, B. Elsener “*Thest Metod for On-Site Corrosion rate Measurement of Steel Reinforcement in Concrete by Means of the Polarization Resistance Method*” Material and Structures/Matériaux et Constructions. Vol 37 (2004) pp. 623-643. DOI: <https://doi.org/10.1007/BF02483292>
- C. Yu, W. Sun, K. Scrivener “*Degradation Mechanism of Slag Blended Mortars Immersed in Sodium Sulfate Solution*” Cem. Concr. Res., Vol. 72 (6) (2015), pp. 37-47. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.02.015>.
- Cem. Concr. Res., Vol. 39 (3), (2009), pp. 241-254

- DURACON Collaboration, O. Trocónis de Rincón and coauthors. “*Durability of concrete structures: Duracon, an Iberoamerican Project. Preliminary results*”. Building & Environment. Elsevier Science LTD Publication. Vol 41 (7). (2006). pp. 952-962.
- DURACON Collaboration, O. Trocónis de Rincón and coauthors. “*Effect of the Marine Environment on Reinforced Concrete Durability in Iberoamerican Countries: DURACON Project/CYTED*”. Corrosion Science. Elsevier Science LTD Publication. Vol. 49 (7). (2007). pp. 2832-2843. <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2007.02.009>.
- E. F. Irassar “*Sulfate Attack on Cementitious Materials Containing Limestone Filler – A Review*” Cem. Concr. Res., Vol. 39 (3), 2009, Pages 241-254. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.11.007>.
- F. Bellmann, B. Möser, J. Stark “*Influence of Sulfate Solution Concentration on the Formation of Gypsum in Sulfate Resistance Test Specimen*” Cem. Concr. Res., Vol. 36 (2) (2006), pp. 358-363. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.04.006>.
- J. Gulikers, M. Raupach, “*Numerical Models for the Propagation Period of Reinforcement Corrosion – Comparison of a Case Study Calculated by Different Researchers*”, Mater. Corros. Vol. 57 (8) (2006) 618–627. <https://doi.org/10.1002/maco.200603993>
- J. Skalny, J. Marchand, I. Odler, “*Sulfate Attack on Concrete*” Spon Press, New York (2002)
- J. Warkus, M. Raupach, “*Modelling of Reinforcement Corrosion – Corrosion With Extensive Cathodes*”, Mater. Corros. Vol. 57 (12) (2006) 920–925. <https://doi.org/10.1002/suco.201200003>
- NMX-B-457-CANACERO-2013, *Industria Siderúrgica – Varilla Corrugada de Acero de Baja Aleación para Refuerzo de Concreto – Especificaciones y Métodos de Prueba*, CANACERO (2013)
- NMX-C-083-ONNCCE 2010, *Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la Resistencia a la Compresión de Especímenes – Método de Ensayo*, ONNCCE, México DF, (2010)
- NMX-C-414-ONNCCE-2014, *Industria de la Construcción – Cementantes Hidráulicos – Especificaciones y Métodos de Ensayo*. ONNCCE, México DF, (2014)
- NMX-C-418-ONNCCE-2015, *Industria de la Construcción – Cementos Hidráulicos – Determinación del Cambio de Longitud de Morteros con Cemento Hidráulico Expuestos a una Solución de Sulfato de Sodio*. ONNCCE, México DF, (2015)
- NMX-C-495-ONNCCE-2015, *Industria de la Construcción - Durabilidad de Estructuras de Concreto Reforzado - Medición de Potenciales de Corrosión del Acero de Refuerzo sin Revestir, Embebido en Concreto - Especificaciones y Método de Ensayo*. ONNCCE, México DF, (2015)
- NMX-C-501-ONNCCE-2015, *Industria de la Construcción - Durabilidad de Estructuras de Concreto Reforzado - Medición de Velocidad de Corrosión en Campo - Especificaciones y Método de Ensayo*. ONNCCE, México DF, (2015)
- NMX-C-515-ONNCCE-2016, *Industria de la Construcción – Concreto Hidráulico – Durabilidad – Determinación de la Profundidad de Carbonatación en Concreto Hidráulico – Especificaciones y Método de Ensayo*. ONNCCE, México DF, (2016)
- NMX-C-518-ONNCCE-2016, *Industria de la Construcción - Durabilidad de Estructuras de Concreto Reforzado – Procedimientos de Preparación y Limpieza de Superficies para Reparación*. ONNCCE, México DF, (2016)
- NTC DF *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto* México DF (2008)
- O. Troconis de Rincón y Miembros de la Red DURAR. *Red Temática XV.B. Durabilidad de la Armadura. Manual De Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado*, CYTED Maracaibo. Venezuela. (1997).
- P. Castro-Borges, M. Balancán-Zapata, A. López-González, “*Analysis of tools to evaluate chloride threshold for corrosion onset of reinforced concrete in tropical marine environment of Yucatán, México*”. Journal of Chemistry, (2013), Article ID208619, Hindawi Publishing Corporation, <http://dx.doi.org/10.1155/2013/208616>, 8p.

- P. Helene, F. Pereira (2003), *Manual de Rehabilitación de Estructuras de hormigón. Reparación, Refuerzo y Protección*. Rehabilitar Red Temática XV.F CYTED. Primera edición .
- P.R. Jeanty, D. Mitchell, M.S. Mirza, “*Investigation of Top Bar effects in Beams*”, ACI Struct. J. Vol.85 (3) (1988) 251–257.
- Paweł Regucki, R. Krzyzyska, Z. Szeliga, H. Jouhara, “*Mathematical Model of Sulphate ion Concentration in a Closed Cooling System of a Power Plant*” Thermal Science and Engineering Progress Vol.4 (2017) 160–167. <https://doi.org/10.1016/j.tsep.2017.09.012> .
- S. Feliú, J.A. González, V. Feliú, Jr S. Feliú, M.L. Escudero, I. Rz Maribona, V. Austiín, C. Andrade, J.A. Bolaño, F. Jiménez F. (1993), *U.S. Patent No. 5.259.944*. (1993)