

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:

Dr. Francisco Alberto Alonso Farrera
Universidad Autónoma de Chiapas
Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, **México**

Editor Ejecutivo:

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

Editores Asociados:

Dr. Manuel Fernández Cánovas
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 Tecnológico y de Estudios Superiores de

Monterrey, Querétaro

Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería –

INTECIN

Buenos Aires, **Argentina**

REVISTA DA ASSOCIAÇÃO LATINO-AMERICANA DE CONTROLE DE QUALIDADE, PATOLOGIA E RECUPERAÇÃO DE CONSTRUÇÃO

<http://www.revistaalconpat.org>

Com grande satisfação, apresentamos a segunda edição do décimo ano da Revista ALCONPAT.

O objetivo da revista é publicar contribuições de produtos de pesquisa básica ou aplicada diretamente relacionadas à solução de problemas relacionados ao controle de qualidade, patologia e recuperação de construções, com estudos de caso relacionados sendo bem-vindos nessas áreas.

Esta edição do V10N10 começa com um trabalho da **México**, onde Laura Vaca Arciga e colegas avaliar a utilização de nanopartículas à base de silício (NS) e funcionalizadas (NF) como tratamento preventivo de superfície (ST) emergente em corpos de prova de concreto armado. As amostras foram fabricadas com uma relação água/cimento (a/c) de 0,65 e submetidas a um período de envelhecimento prévio por exposição ao CO₂. Posteriormente, duas variantes diferentes do tratamento foram aplicadas por pulverização (utilizando uma dispersão de 0,1% de nanopartículas em água) e, em seguida, submetidas à carbonatação novamente. Os resultados de profundidade de carbonatação e ângulo de contato indicam que existe uma influência entre o grau de envelhecimento e a eficiência de cada tratamento.

No segundo trabalho, da **Brasil**, Guido Lessa Ribeiro Filho e colegas avaliar o impacto da variação da espessura da película seca de pintura (EPS) na corrosão subpelicular em chapas de aço do piso de uma plataforma de petróleo. Foram preparados corpos de prova (CPs) com material e esquema de pintura do projeto, com variação das EPS, exposição em câmara de névoa salina (salt spray) e comparados com situação real. Os resultados indicaram que corrosões iniciadas em danos à película podem ganhar maior importância que corrosões por permeabilidade através da película, mesmo as com baixa EPS, porém contínua. Em CPs com prévia contaminação do substrato, observaram-se manifestações patológicas de empoamento por osmose. A corrosão subpelicular a partir do rompimento da película em campo ocorreu numa intensidade semelhante aos CPs ensaiados

No terceiro artigo, do **Brasil**, Emerson Felipe Felix e colegas apresentam a modelagem e análise dos efeitos da corrosão da carbonatação em elementos de concreto armado por meio de um modelo numérico baseado no Método dos Elementos Finitos. Diante dos resultados obtidos, constatou-se que, dependendo do nível de corrosão das armaduras, o elemento de concreto tem seu estado de tensão e deformação alterado. Além disso, os resultados indicam a eficiência do modelo desenvolvido e sua aplicabilidade frente à simulação do comportamento mecânico do concreto armado com corrosão uniforme.

O quarto trabalho, de Arnulfo Luévanos Rojas e seus colegas do **México**, mostra um modelo analítico para o projeto de sapatas de canto combinadas submetidas a uma carga axial e dois momentos de flexão ortogonal para cada coluna que leva em consideração a pressão real do solo por baixo, o sapato, e a metodologia parte do princípio de que a integração da força de corte é o momento. O projeto atual considera a pressão máxima em todos os pontos de contato. Este modelo é verificado pelo equilíbrio das forças de cisalhamento e momentos. A aplicação do modelo é apresentada por meio de um exemplo numérico. Portanto, o modelo proposto é o mais adequado, pois gera um melhor controle de qualidade dos recursos utilizados.

O quinto trabalho desta edição foi escrito por Ricardo Boni e Paulo Helene, do **Brasil**. Este artigo apresenta um estudo de caso sobre os desafios, engenhosidade e boas práticas construtivas envolvidas na execução de armadura estrutural de blocos de fundação de concreto armado sobre estacas metálicas. Os reforços estruturais em questão foram executados num empreendimento com 3 edifícios residenciais de aproximadamente 30 pisos cada, localizados junto à marginal. Como resultado, observou-se que um estudo prévio de dosagem para definição do tipo e características do concreto a ser utilizado, a execução de uma concretagem de protótipo, as particularidades do canteiro de obras, a definição prévia dos procedimentos de execução utilizados, bem como a monitorização e controle sistemático da concretagem e demais procedimentos construtivos foram determinantes para a promoção da segurança e qualidade dos serviços de armadura de acordo com as premissas do projeto.

No sexto trabalho, da **Bolívia**, Marina Pacara Copa e colegas discutem o intervalo de tempo para otimizar e interpretar os resultados da termografia infravermelha quando é usada na detecção de danos em pavimentos flexíveis. Um acompanhamento de 14 horas contínuas (5h00 às 19h00) foi realizado para quatro áreas de estudo em uma avenida central na cidade de Cochabamba, Bolívia. O acompanhamento mostrou um intervalo de tempo ideal para a obtenção de imagens termográficas a partir das 11h, até às 16h00; A visualização da deterioração também foi verificada pela colorimetria diferenciada nos termogramas em diferentes momentos. Este teste permite localizar áreas onde uma inspeção detalhada pode ser feita. Como limitação, está a sensibilidade às mudanças nas condições ambientais.

En el séptimo trabajo, de **Brasil**, Wildson Wellington Silva y Eliana Cristina Barreto Monteiro identifican las manifestaciones patológicas y los riesgos de los soportes de los aparatos de aire acondicionado de hormigón armado en los edificios, dado el gran número de derrumbes parciales o totales en los edificios. Los datos fueron recogidos por el software 3D y consolidados en el terreno. De los 61 edificios analizados, el 48% son de tipo ventana, que, en una situación de degradación y caída, pueden llegar al suelo con un impacto del orden de toneladas. En las regiones costeras, se añaden los efectos acelerados de la corrosión de las armaduras, como la alta humedad, la contaminación por vehículos de motor y la región marina. Se concluye que estos soportes no tienen diseños estructurales adecuados, lo que, unido a la baja calidad y a los efectos aceleradores de la corrosión de las armaduras, hace que no sean capaces de recuperarse.

O oitavo e último artigo que fecha esta edição é de Luciani Somensi Lorenzi e colegas do **Brasil**. Afirmam que os testes da ABNT NBR 15575: 2013 fazem parte do conhecimento do setor da construção civil, mas os testes de ação térmica e choque térmico são inovadores, e não têm um histórico consolidado. O objetivo da pesquisa é analisar criticamente o ensaio e apresentar propostas. Os resultados demonstraram que o ensaio é bastante impreciso na descrição do procedimento e do equipamento. Ajustes e inovações para o ensaio foram propostos para fornecer resultados mais confiáveis. No entanto, nenhuma proposta foi feita em relação à inspeção visual e aos números dos ciclos. Concluiu-se que a falta de informações do ensaio tem responsabilidade direta pelos resultados e que as propostas sugeridas têm potencial para serem incorporadas.

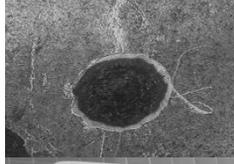
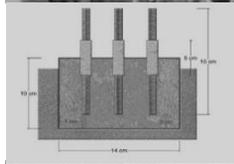
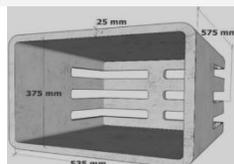
Neste número são publicados três artigos que pela originalidade e contribuições foram distinguidos no Congresso CONPAT 2019 com os prêmios A (Patologia da construção) e B (Reparação da construção), que foram para as obras de Laura Vaca et al (México), Ricardo Boni e Paulo Helene (Brasil) e Mariana Pacara et al (Bolívia). Esses trabalhos foram submetidos à avaliação complementar do Jornal Alconpat, processo coordenado pelo Co-Editor Chefe da RA (Dr. Francisco Alonso Farrera).

Estamos confiantes de que os artigos desta edição constituirão uma referência importante para os leitores envolvidos com questões relacionadas à ciência e tecnologia do concreto. Agradecemos aos autores por participarem desta edição e por sua disposição e esforço em apresentar artigos de alta qualidade e cumprir os prazos estabelecidos.

Em nome do Conselho Editorial

Pedro Castro Borges

Editor in Chief



CONTENIDO

PESQUISA BÁSICA

L. Vaca-Arciga, D. Cruz-Moreno, G. Fajardo-San Miguel, R. Orozco-Cruz, F. Tienda: Uso de nano-SiO₂ como tratamento de superfície como manutenção preventiva em concreto envelhecido por carbonatação. 274 - 285

G. L. Ribeiro Filho, R. A. J. Ribas, G. D. Paula: Importância da corrosão subpelicular por descontinuidade da película de pintura em estruturas de aço. 286 - 299

E. F. Felix, R. Carrazedo, E. Possan, E. S. Ramos: Desenvolvimento e análise de um modelo numérico da expansão do concreto armado sujeito à corrosão uniforme. 300 - 316

A. Luévanos Rojas, S. López Chavarría, M. Medina Elizondo, R. Sandoval Rivas, O. M. Farías Montemayor: Um modelo analítico para projeto de sapata de canto combinadas. 317 - 335

CASO DE ESTUDIO

R. Boni, P. Helene: Controle do concreto de reforço de blocos de fundação sobre estacas metálicas – Estudo de caso. 336 - 349

M. Pacara-Copa, J. H. A. Rocha, J. S. Ledezma Perez: Análise da variabilidade horária para detecção de danos em pavimentos flexíveis usando termografia infravermelha. 350 - 363

PESQUISA DOCUMENTAL

L. S. Lorenzi, K. J. Stein, L. C. P. Silva Filho: Análise crítica e proposições de inovação ao método de ensaio de ação de calor e choque térmico à luz da ABNT NBR 15575 (2013). 364 - 376

W. W. Silva, E. C. B. Monteiro: As manifestações patológicas e os riscos dos protetores de aparelhos de ar condicionado em edificações. 377 - 393

Uso de nano-SiO₂ como tratamento de superfície como manutenção preventiva em concreto envelhecido por carbonatação

L. Vaca-Arciga¹ , D. Cruz-Moreno¹ , G. Fajardo-San Miguel^{1*} ,
R. Orozco-Cruz² , F. Tienda¹

* Autor de Contato: gerardo.fajardosn@uanl.edu.mx

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.487>

Recepção: 11/05/2020 | Aceitação: 05/08/2020 | Publicação: 01/09/2020

RESUMO

Este estudo tem como objetivo avaliar a utilização de nanopartículas à base de silício (NS) e funcionalizadas (NF) como tratamento preventivo de superfície (ST) emergente em corpos de prova de concreto armado. As amostras foram fabricadas com uma relação água/cimento (a/c) de 0,65 e submetidas a um período de envelhecimento prévio por exposição ao CO₂. Posteriormente, duas variantes diferentes do tratamento foram aplicadas por pulverização (utilizando uma dispersão de 0,1% de nanopartículas em água) e, em seguida, submetidas à carbonatação novamente. Os resultados de profundidade de carbonatação e ângulo de contato indicam que existe uma influência entre o grau de envelhecimento e a eficiência de cada tratamento.

Palavras-chave: tratamento da superfície; prevenção; Nano SiO₂; concreto, carbonatação.

Citar como: Vaca-Arciga, L., Cruz-Moreno, D., Fajardo-San Miguel, G., Orozco-Cruz, R., Tienda, F. (2020), “Uso de nano-SiO₂ como tratamento de superfície como manutenção preventiva em concreto envelhecido por carbonatação”, Revista ALCONPAT, 10 (3), pp. 274 – 285, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.487>

¹ Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Civil, (FIC-UANL), San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México.

² Universidad Veracruzana, Instituto de Ingeniería, Unidad Anticorrosión, Boca del Río, Veracruz, México.

Contribuição de cada autor

Neste trabalho, o autor L. Vaca-Arciga contribuiu com a conceituação, investigação, metodologia, coleta de dados e redação da atividade - esboço original. O autor D. Cruz-Moreno contribuiu com a discussão da atividade dos resultados, validação, redação - revisão e edição. O autor G. Fajardo-San Miguel contribuiu com a ideia original, supervisão de atividades, recursos, aquisição de financiamento, redação - revisão e edição. O autor R. Orozco-Cruz contribuiu com investigação da atividade e análise formal. O autor F. Tienda contribuiu com a investigação da atividade, metodologia e coleta de dados..

Licença Creative Commons

Este trabalho foi publicado sob os termos de uma Licença Internacional Creative Commons Attribution 4.0 International ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2021.

Use of nano-SiO₂ as a preventive maintenance surface treatment in concrete aged by carbonation

ABSTRACT

This study aims to evaluate the use of silicon base (NS) and functionalized (NF) nanoparticles as emerging preventive surface treatment (ST) in reinforced concrete specimens. The specimens were fabricated with a water/cement (w/c) of 0.65 and subjected to a previous aging period through exposure to CO₂. Subsequently, two different variants of the treatment were applied by spraying (using a 0.1% dispersion of nanoparticles in water) and then re-applied to carbonation. The carbonation depth and contact angle results indicate that there is an influence between the degree of aging and the efficiency of each treatment.

Keywords: surface treatment; prevention; Nano SiO₂; concrete; carbonation.

Uso de nano-SiO₂ como tratamiento superficial de mantenimiento preventivo en concreto envejecido por carbonatación

RESUMEN

Este estudio, tiene como objetivo evaluar el uso de nanopartículas base silicio (NS) y funcionalizadas (NF) como tratamiento superficial (ST) preventivo emergente en especímenes de concreto reforzado. Los especímenes fueron fabricados con una relación agua/cemento (a/c) de 0.65 y sometidos a un periodo de envejecimiento previo mediante la exposición a CO₂. Posteriormente, dos diferentes variantes del tratamiento fueron aplicadas mediante aspersión (usando una dispersión de 0.1% de nanopartículas en agua) y después fueron sometidas nuevamente a carbonatación. Los resultados de profundidad de carbonatación y ángulo de contacto indican que existe una influencia entre el grado de envejecimiento y la eficiencia de cada tratamiento.

Palabras clave: tratamiento superficial; prevención; Nano SiO₂; concreto, carbonatación.

Informações legais

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.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

Na construção civil, o concreto armado tornou-se o material mais utilizado mundialmente, devido ao seu baixo custo, facilidade e rapidez de fabricação, sem falar na combinação das altas resistências à compressão proporcionadas pelo concreto e as propriedades mecânicas do aço que o tornam o material compósito ideal para aplicações estruturais. (Aguirre e Mejía de Gutiérrez, 2013).

A deterioração em estruturas de concreto armado (RCS reinforced concrete structures) causada pela corrosão das armaduras de aço tem sido objeto de estudo nas últimas décadas. Alguns especialistas (Hernández-Castañeda e Mendoza-Escobedo, 2006; Polder, Peelen e Courage, 2012; Angst, 2018) consideram este o maior desafio para a ciência e tecnologia mundial na indústria da construção. A importância recai sobre as preocupações técnicas, econômicas e sociais que ocasionam a durabilidade do RCS, principalmente quando a armadura é exposta a ambientes agressivos. É o caso da exposição aos cloretos, quer da matéria-prima do concreto, quer por penetração do meio envolvente ou devido à carbonatação do concreto, que é mais uma causa de corrosão das armaduras dessas estruturas.

Mais de 50% dos RCS em serviço apresentam problemas de deterioração devido à alta permeabilidade ou baixa qualidade do concreto. As perdas diretas devido a trabalhos de manutenção onerosos e principalmente trabalhos de reparo em estruturas em todo o mundo têm sido economicamente mais elevados, especialmente em países do primeiro mundo (Alhozaimy et al., 2012). Atualmente, as despesas anuais são geradas entre 18 a 21 bilhões de dólares em reabilitações ou reparos no RCS devido à corrosão do aço da armadura (Beushausen e Bester, 2016). O aço da armadura é protegido contra o processo de corrosão pela alcalinidade do concreto, resultante do processo de hidratação do cimento. O pH diminui quando ocorre o processo de carbonatação físico-química. A carbonatação ocorre pela reação entre CO_2 e $\text{Ca}(\text{OH})_2$ produzindo CaCO_3 (1). Como resultado, o CaCO_3 precipita reduzindo o pH do concreto, diminuindo significativamente a durabilidade do concreto armado e sua vida útil.



A aplicação de tratamentos de superfície (TS), em particular, tem sido extensivamente investigada nas últimas décadas (Pigino et al., 2012; Pan et al., 2017; Vivar et al., 2017; Hou et al., 2018). Eles são métodos econômicos e eficazes para melhorar a qualidade do concreto da área de superfície e para proteger o RCS em comparação com outros métodos (ou seja, diminuir a razão a/c e usar adições de pozolana, aumentar a espessura do revestimento, etc.)

A maioria dos ST pode reduzir a permeabilidade à água no concreto, especificamente a impregnação hidrofóbica, que foi alcançada com o uso de silanos e siloxanos, que evitam a entrada de água sem pressão hidrostática. Para retardar o avanço da carbonatação, o tratamento à base de silicato tem uma proteção mais eficaz do que o silano e o siloxano; dificilmente impedem a entrada de CO_2 (Li, 2017).

Atualmente, o uso de nanomateriais como produtos de proteção indireta (sobre o concreto) do aço tem sido amplamente estudado, demonstrando em alguns casos que são capazes de melhorar o desempenho dos materiais de construção. Particularmente no concreto, o desenvolvimento de propriedades inteligentes que possuem a capacidade de autolimpeza, antimicrobiana, hidrofóbica, superhidrofóbica, bem como o aumento das propriedades mecânicas. (Sobolev et al., 2008; Jalal et al., 2012; Kupwade-patil e Cardenas, 2013; Fajardo et al., 2015)

O uso de nanopartículas à base de silício em idades precoces tem promovido um aumento na resistividade elétrica da matriz cimentícia, uma diminuição no grau de penetração do CO_2 e uma diminuição na permeabilidade. (Cruz-Moreno et al., 2017). Enquanto o uso de nanopartículas

funcionalizadas, como nanopartículas de sílica funcionalizadas, tem permitido o desenvolvimento de superfícies com propriedades superhidrofóbicas, autolimpantes e bactericidas (Zhi et al., 2017; Cruz-Moreno, 2019)

A influência do uso de TS para proteger a degradação de concretos envelhecidos tem sido estudada, proporcionando propriedades hidrofóbicas e de consolidação (Shen et al., 2019). Para resultados de longo prazo, ensaios de envelhecimento acelerado foram realizados. Uma diminuição na progressão da carbonatação e hidrofobicidade estável foi encontrada e, apesar de uma diminuição progressiva em seu desempenho ao longo do tempo, o efeito residual geralmente fornece uma melhor vida útil para o concreto (Christodoulou et al., 2013; Creasey et al., 2017).

O objetivo desta pesquisa é analisar o efeito e desempenho que ocasiona a aplicação de nanopartículas de sílica funcionalizadas (NF) e não funcionalizadas (NS) em superfícies de concreto com certo grau de envelhecimento. Por um lado, o NF fornecerá um efeito hidrofóbico e, por outro, o NS fornecerá um efeito de bloqueio dos poros. A aplicação de NS e NF é feita superficialmente por meio de pulverizações de baixa pressão. Este trabalho teve como objetivo avaliar a utilização de nanopartículas à base de sílica (NS) e nanopartículas funcionalizadas à base de sílica (NF) como tratamento de superfície para métodos de manutenção preventiva na deterioração de RCS em ambientes ricos em CO₂.

2. PROCEDIMENTO

Os parágrafos seguintes explicarão o desenvolvimento experimental do projeto, fabricação dos corpos de prova, obtenção das nanopartículas e finalização com o envelhecimento por CO₂, a fim de estudar o efeito gerado pelas nanopartículas NS e NF como agentes externos em um tratamento de manutenção preventiva superficial em concreto. Este estudo foi dividido em diferentes etapas, a fim de se obter um melhor entendimento do comportamento e dos efeitos das nanopartículas no concreto envelhecido.

2.1 Produção de nanopartículas à base de silício (NS e NF)

Nanopartículas de silício (NS e NF) foram obtidas através da síntese em gel, seguindo o procedimento detalhado em (Cruz-Moreno, 2015, 2019), um resumo de seu processo de síntese é descrito a seguir.

TEOS tetraetilortossilicato foi utilizado como precursor de sílica, álcool etílico como solvente, água desionizada, hidróxido de amônio como catalisador e para a funcionalização do NS, 1,1,3,3-tetrametildisiloxano foi utilizado como modificador de superfície e nítrico ácido como agente desidratante.

O procedimento para a síntese consistiu em colocar o álcool etílico com agitação vigorosa a 70 ° C. Uma vez atingida essa temperatura, o TEOS foi incorporado e a agitação e a temperatura foram mantidas por 30 min. Em seguida, o hidróxido de amônio foi adicionado, permitindo-lhe reagir por mais 30 min. Posteriormente, a água foi adicionada lentamente e deixada reagir por mais 60 min. Depois, gota a gota, foi adicionado hidróxido de amônio em excesso até se formar um gel límpido. Após 24 horas, foi colocado em uma estufa a 110 ° C por mais 24 horas, a fim de evaporar o maior excesso de solvente e água.

A obtenção do NF foi realizada durante o processo de síntese sol-gel NS, onde a funcionalização foi acompanhada desde a adição da água destilada até o final do tempo de reação de 60 min. Posteriormente, 1,1,3,3-tetrametildisiloxano foi lentamente incorporado e deixado reagir por 120 min para sua desidratação subsequente e modificação de superfície quando o ácido nítrico foi incorporado na reação. Em seguida, o hidróxido de amônio foi adicionado cuidadosamente gota a gota, deixando reagir por 24 h, ao final do tempo foi colocado na estufa a 110 ° C por 24 h.

2.2 Elaboração das amostras

Os corpos de prova foram confeccionados com cimento Portland comum (conhecido como CPO 40, de acordo com NMX-C-414-ONNCCE), o traço foi dimensionado de acordo com a norma ACI 211, utilizando uma relação água / cimento de 0,65, que é usual na indústria da construção, ver Tabela 1.

Tabela 1. Traço proposto (ACI 211, PCA).

w/c	Cimento kg/m ³	Brita kg/m ³	Areia kg/m ³	Água kg/m ³	Resistência à compressão MPa	Porosidade acessível à água (%)
0.65	330	756	918	215	32	11.25

Para os ensaios de resistência à compressão e porosidade acessível à água, foram produzidos corpos de prova cilíndricos com comprimentos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de comprimento. As amostras de concreto foram feitas de acordo com a ASTM C39 / C39M. Posteriormente, elas seguiram um período de cura padrão (conforme indicado na ASTM C-231) para serem ensaiadas posteriormente.

De acordo com a Portland Cement Association (conhecida como PCA), um dos requisitos mínimos de resistência à compressão recomendados para fornecer proteção ao elemento de concreto em diferentes ambientes de exposição é de 25 MPa, isto indica que a mistura atende à recomendação de proteção, enquanto a porosidade acessível à água é de 11,25%, indicando que o ingresso de Cl será alto.

O monitoramento da carbonatação foi realizado em prismas de concreto com dimensões de 10 cm x 10 cm x 30 cm. A cura foi realizada com jato d'água contínuo a 20 °C e 100% de umidade relativa, onde permaneceram por 28 dias.

2.3 Envelhecimento por exposição a CO₂

Ao final da cura dos corpos de prova, os mesmos foram expostos a um ambiente rico em CO₂ até a obtenção de profundidades de carbonatação que representam diferentes condições de envelhecimento, antes da aplicação do tratamento NS e NF. Para isso, três diferentes profundidades de carbonatação foram selecionadas como envelhecimento inicial. Levando em consideração que o cobrimento médio do RCS é de 20 mm, foram considerados 0%, 25% e 50% de carbonatação nas amostras. Em outras palavras, a primeira série é aquela que possui uma profundidade de carbonatação de 0 mm, a segunda série de 5 mm e a terceira série de 10 mm. As condições de exposição foram: uma atmosfera de 8% CO₂ no ar, 60% ± 10% UR, a 30 °C.

2.4 Aplicação de tratamentos com NS e NF

Foi preparada uma dispersão com uma dose de 0,1% de nanopartículas em relação ao volume de água. Foi utilizada agitação magnética a 60 °C por um período de 1 h, para facilitar a dispersão do NS, evitando a precipitação e o esmagamento. Para o uso do NF, apenas a agitação magnética foi necessária sem o uso da temperatura. Dois tratamentos de superfície foram aplicados a cada estágio de envelhecimento: a) dispersão com NS e b) dispersão com NF. Todos os tratamentos são referenciados com uma série de controle sem tratamento (como denominado aqui, REF). Antes da aplicação, todos os corpos de prova passaram por um preparo, que consistia na limpeza da superfície para retirada de poeira, graxa ou manchas. As dispersões foram preparadas para cada tratamento e, por meio de um atomizador, a solução foi pulverizada homogênea sobre toda a superfície do corpo de prova, deixando um descanso de 30 min para a aplicação de uma segunda camada. Ao final da aplicação, os corpos de prova foram mantidos por 14 dias em condições de

laboratório para promover a reação entre o NS e a matriz cimentícia (Fajardo et al., 2015; Cruz-Moreno, 2019). Após este tempo, todas as amostras foram reexpostas ao CO₂ - usando as condições descritas na seção 2.3 - para promover o avanço da carbonatação.

3. MÉTODOS

3.1 Resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão foi realizado em amostras cilíndricas de 100 x 200 mm, conforme indicado pela ASTM C 39, usando uma prensa hidráulica. O traço foi projetado de acordo com o padrão ACI 211 para uma resistência de 30 MPa.

3.2 Ângulo de contato (AC)

Com o objetivo de avaliar o efeito hidrofóbico que o NF confere às exposições de envelhecimento acelerado, foi determinada a hidrofobicidade gerada na superfície do concreto. Isso foi feito medindo o ângulo de contato em diferentes idades de envelhecimento seguindo a norma ASTM D 5725 em um analisador de forma de gota KRÜSS modelo DSA25 a 23 °C. A Tabela 2 mostra a classificação das superfícies de acordo com o ângulo θ obtido.

Tabela 2. Classificação das superfícies de acordo com os ângulos observáveis θ máximo e mínimo.

Hidrofílico	Hidrofóbico	Super hidrofóbico
$\theta_{min}^{max} < 90^\circ$	$\theta_{min}^{max} \begin{matrix} < 150^\circ \\ > 90^\circ \end{matrix}$	$\theta_{min}^{max} < 150^\circ$

As medições de cinco gotas de água para injeção (2 μ l) foram feitas por amostra e uma imagem foi imediatamente obtida. Em seguida, foi analisado com o auxílio do software ADVANCE V 1.9.2.3 e determinado o ângulo de contato entre o líquido e a superfície. Os mesmas amostras foram usadas para determinar o avanço da carbonatação após fazer as medições de fenolftaleína. A parte avaliada estava na superfície onde foram aplicados os tratamentos, e foi medida nas mesmas idades de reexposição, conforme pode ser visto na Figura 1.

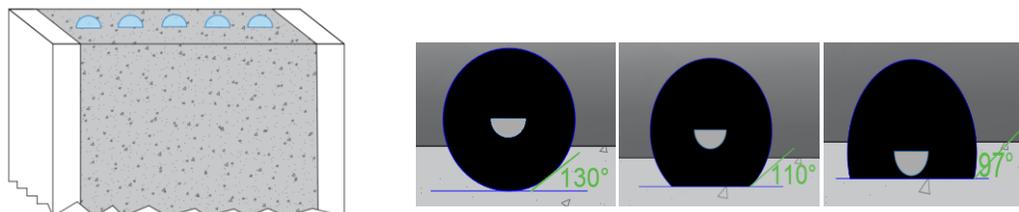


Figura 1. Interpretação da forma como as medições de CA foram realizadas nas amostras reexpostas

3.3 Medida da profundidade de carbonatação

Para a medição da profundidade de carbonatação, a fenolftaleína foi usada como um indicador convencional. A cor rosa que apresenta é um indicador de um concreto em bom estado, ou seja, ainda não apresenta problemas de carbonatação. A Figura 2 ilustra o avanço da carbonatação para a amostra de concreto com e sem tratamentos. Para as medidas, foi utilizado o programa Image J e uma régua graduada como escala de referência, sendo feitas 10 medidas por lado carbonático do corpo de prova, sendo 3 corpos de prova por tratamento.

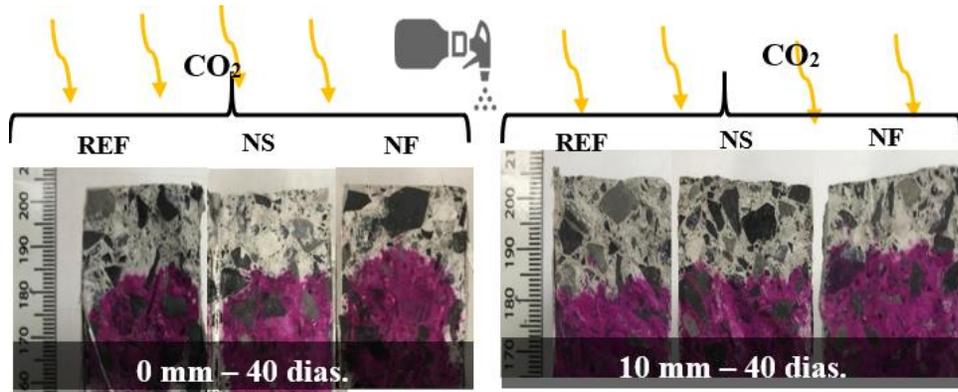


Figura 2. Avanço da carbonatação em amostras de 0 e 10 mm de carbonatação inicial aos 40 dias de reexposição, medida com fenolftaleína.

4. RESULTADOS

4.1 Ângulo de contato

Na Figura 3 são apresentados os resultados dos corpos de prova REF e NF, nos quais o ângulo de contato foi monitorado para conhecer o comportamento do desenvolvimento da hidrofobicidade na superfície do concreto. As medições foram feitas em corpos de prova sem envelhecimento prévio por mais de 1000 h após a aplicação do tratamento. Pode-se observar que a amostra REF teve um comportamento praticamente constante, com ângulo de contato médio de $26,9^\circ$. Por outro lado, as amostras com tratamento NF tiveram um comportamento uniforme a partir de 96 h após a aplicação, atingindo um ângulo máximo de $123,7^\circ$. De acordo com esses resultados, após 24 h a superfície mudou de hidrofílica para hidrofóbica; e por volta de 96 h, o NF tem uma CA estável no concreto.

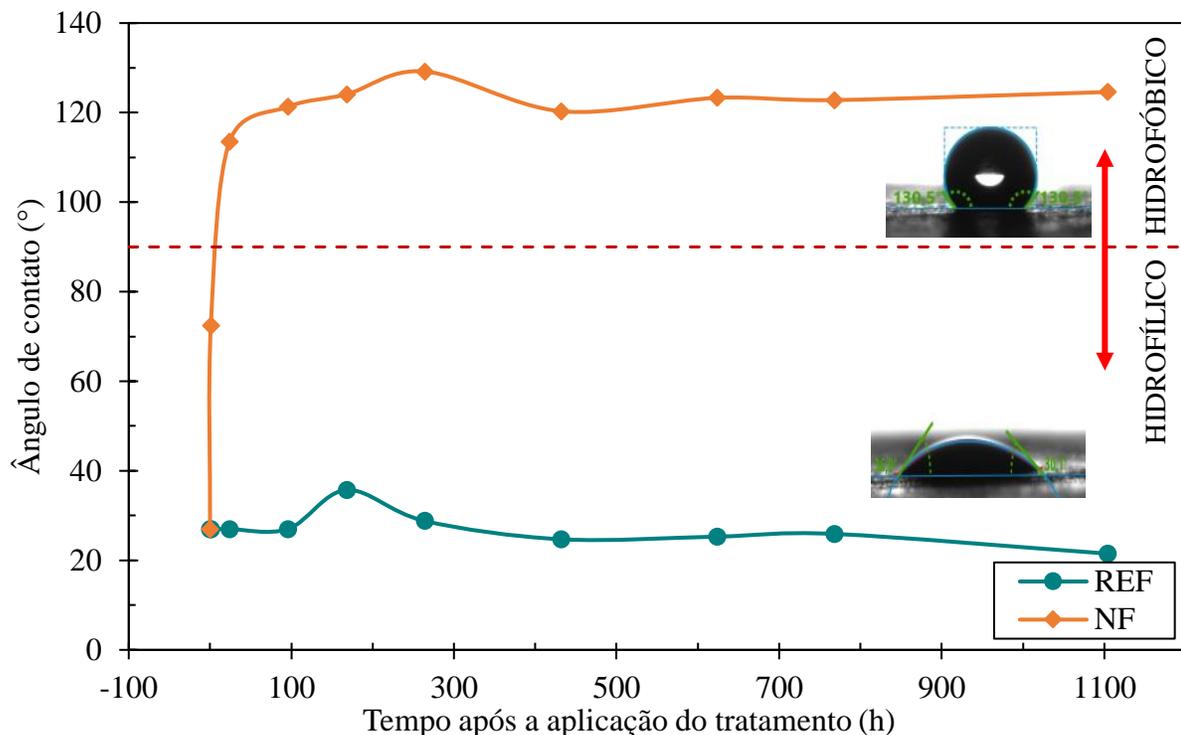


Figura 3. Comportamento do ângulo de contato em amostras com tratamentos NF horas após a aplicação.

Na Figura 4, é apresentado o acompanhamento da AC, nos corpos de prova tratados e com as idades iniciais pré-selecionadas, em diferentes idades de reexposição ao CO₂. As amostras NS tiveram comportamento semelhante ao de referência, o que era esperado, uma vez que este tratamento de nanopartículas à base de silício não proporcionou efeito hidrofóbico.

A AC nas amostras tratadas com NF é praticamente constante, indicando que a hidrofobicidade é mantida durante o tempo de exposição, independentemente do grau de envelhecimento inicial. Na Figura 4.A, a NF apresenta a maior CA em comparação com as outras séries, estando nas faixas entre 120-130°. Essa preservação do ângulo pode ser atribuída ao fato de que a modificação da superfície do concreto devido ao processo de carbonatação não afetou o comportamento dos radicais CH₃, principais responsáveis pela hidrofobicidade da superfície.

Nas Figuras 4.B e 4.C, são apresentados os resultados obtidos em corpos de prova com envelhecimento de 5 mm e carbonatação de 10 mm. Em ambos os casos, pode-se verificar que a CA permaneceu na faixa entre 115 e 120°, mas sem mostrar uma tendência nítida. Com base no exposto, pode-se concluir que o envelhecimento causado pela exposição a um ambiente de CO₂ não afeta o comportamento do ângulo de contato e, portanto, o desenvolvimento da hidrofobicidade.

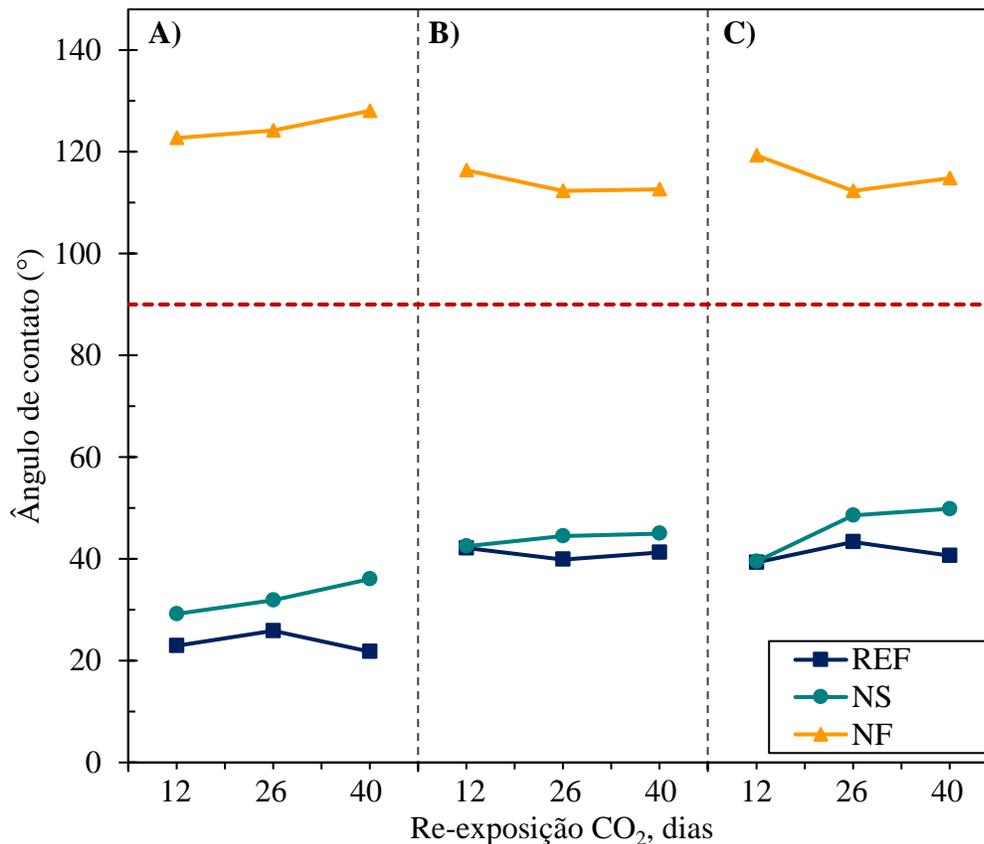


Figura 4. Variação do ângulo de contato dos corpos de prova com um envelhecimento inicial de A) 0 mm, B) 5 mm e C) 10 mm de carbonatação, após a reexposição à carbonatação

4.2 Profundidade de carbonatação

Na Figura 5, são apresentados os resultados do progresso da carbonatação dos tratamentos de superfície NS e NF, incluindo a série sem tratamento (REF). Pode-se apreciar como a série não tratada tende a ter uma maior profundidade de carbonatação em relação às amostras tratadas, independente do grau de envelhecimento.

Especificamente, na Figura 5.A, no final do período de ensaio, uma diminuição de 36% na profundidade de carbonatação é observada nas amostras tratadas com NS, em comparação com as amostras REF. Já o tratamento com NF obteve redução de 22%. Isso é atribuído à formação de compostos hidratados como resultado da reação das nanopartículas com $\text{Ca}(\text{OH})_2$, obtendo-se uma quantidade maior de géis que leva à redução da permeabilidade. Esses resultados estão de acordo com a literatura, onde o uso de SN gera um efeito de barreira que melhora a resistência dos agentes agressores [4] [6]. O tratamento com NF produz um efeito hidrofóbico na superfície do concreto, o que lhe confere a capacidade de ceder a passagem de gases como o CO_2 interior, mas impedindo a entrada de água através da repulsão de moléculas de OH, por exemplo, que são necessário para gerar as reações do processo de carbonatação.

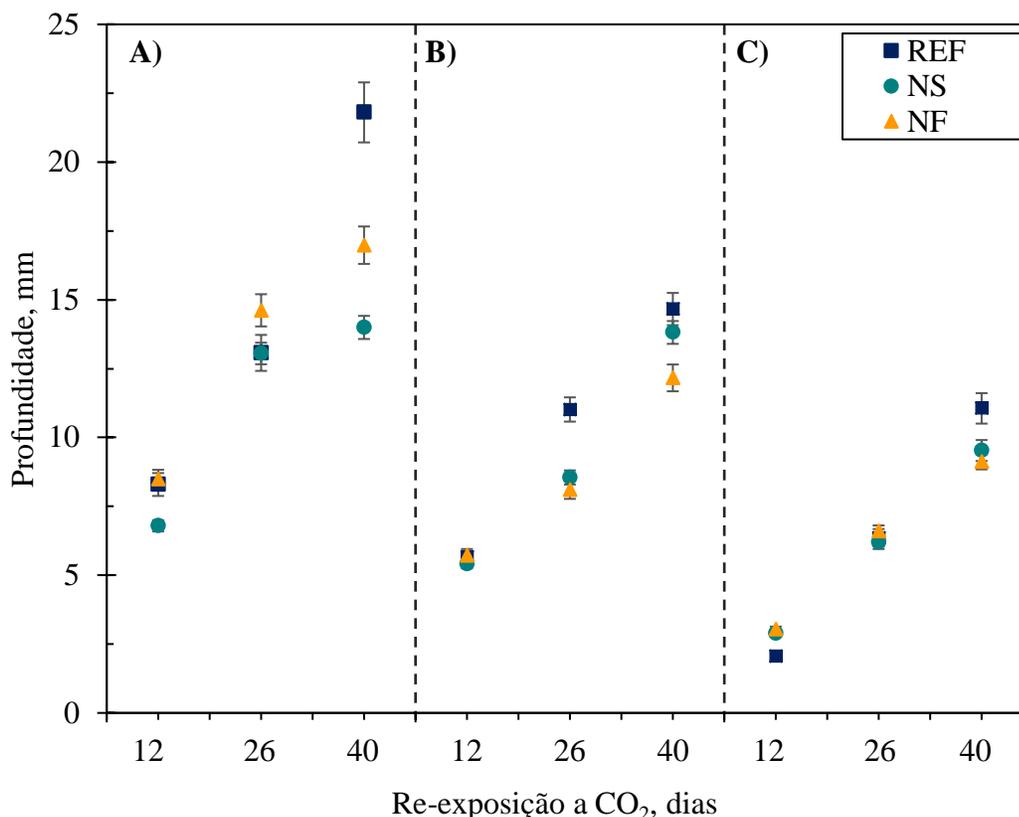


Figura 5. Profundidade de carbonatação em amostras com A) 0 mm B) 5 mm e C) carbonatação de 10 mm antes da aplicação do tratamento.

Na Tabela 1, são apresentados os valores da redução do avanço da carbonatação dos corpos de prova com os diferentes tratamentos, obtidos ao final do período de reexposição. O percentual de redução (% Vermelho) foi obtido através da equação (2) estabelecida por Fajardo et al. (Fajardo et al., 2015).

$$\%Red = (1 - (X_{TRAT}/X_{REF})) * 100... \quad (2)$$

Onde:

%Red= redução na profundidade de carbonatação (vs. REF)

X_{TRAT} = profundidade de carbonatação das amostras tratadas (mm)

X_{REF} = profundidade de carbonatação das amostras não tratadas (mm)

Tabela 3. Porcentagem de redução da carbonatação vs REF de espécimes tratados com NS e NF; exposto a um ambiente agressivo com 8% de CO₂ em 40 dias.

Carbonatação inicial	%RED	
	NS	NF
0 mm	36	22
5 mm	4	13
10 mm	7	7

De acordo com os resultados obtidos na Tabela 3, todos os tratamentos utilizados apresentaram maior percentual de redução no concreto com envelhecimento inicial de 0 mm, em comparação com as séries de envelhecimento de 5 e 10 mm. Pode-se observar claramente que o grau de envelhecimento afetou o desempenho dos tratamentos. Esses resultados são semelhantes aos encontrados na literatura, com a diferença de que a aplicação dos tratamentos de superfície foi realizada em idades precoces, mesmo nos primeiros dias após a fabricação. Por exemplo, Franzoni (Franzoni, Pigino e Pistolesi, 2013) descobriu que o uso de nano sílica tem um efeito de redução da penetração da carbonatação de cerca de 14-47%. Por sua vez, Ibrahim (Ibrahim et al., 1999) constataram que os tratamentos de superfície à base de silanos / siloxanos apresentaram uma redução de cerca de 20% na penetração da carbonatação.

Os resultados aqui obtidos permitem concluir que o grau de envelhecimento do concreto reduz o desempenho dos tratamentos frente à reexposição ao CO₂. Desse modo, percebe-se a importância de se realizar uma avaliação e diagnóstico da estrutura para poder fazer a seleção do tratamento. Para estruturas submetidas a ambientes urbanos industriais ou industriais, o tratamento com nanopartículas de NS e NF pode ser uma opção viável quando aplicado em idades precoces.

5. CONCLUSÕES

- O tratamento com NF alcançou maior hidrofobicidade e estabilidade após 96 horas de aplicação.
- Em corpos de prova sem envelhecimento (ou seja, 0 mm de carbonatação), a perda de CA pode ser atribuída a uma possível modificação que gera carbonatação entre os radicais CH₃, conseguindo perder a hidrofobicidade. O efeito do envelhecimento inicial de 5 e 10 mm não afetou a hidrofobicidade na superfície pelo uso do tratamento NF.
- Quanto ao envelhecimento acelerado com CO₂, observa-se que o tratamento com NS não apresentou os resultados esperados, uma vez que os NS possuem o limite de Ca(OH)₂ que é consumido no processo de carbonatação.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CONACYT pelo apoio financeiro aos projetos CB-2016/285453 e F0003-301307. L. Vaca-Arciga gostaria de agradecer ao CONACYT pela bolsa de Pós-Graduação concedida (889469) para a realização de seus estudos. Agradecimento especial ao Laboratório de Pesquisa e Inovação em Materiais de Construção, Departamento de Ecomateriais e Energia e ao Departamento de Tecnologia do Concreto pelo apoio prestado no desenvolvimento do presente estudo.

7. REFERÊNCIAS

- Aguirre, A. M. and Mejía de Gutiérrez, R. (2013) “*Durabilidad del hormigón armado expuesto a condiciones agresivas*”, *Materiales de Construcción*, 63(309), pp. 7–38. doi: <https://doi.org/10.3989/mc.2013.00313>.
- Alhozaimy, A., Hussain, R. R., Al-Zaid, R., Al-Negheimish, A. (2012) “*Investigation of severe corrosion observed at intersection points of steel rebar mesh in reinforced concrete construction*”, *Construction and Building Materials*. 37, pp. 67–81. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.011>.
- Angst, U. M. (2018) “*Challenges and opportunities in corrosion of steel in concrete*”, *Materials and Structures*. Springer Netherlands, 51(4). doi: <https://doi.org/10.1617/s11527-017-1131-6>.
- Beushausen, H. and Bester, N. (2016) “*The influence of curing on restrained shrinkage cracking of bonded concrete overlays*”, *Cement and Concrete Research*. Elsevier Ltd, 87, pp. 87–96. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.05.007>.
- Christodoulou, C., Goodier, C. I., Austin, S. A., Webb, J., Glass, G. K. (2013) “*Long-term performance of surface impregnation of reinforced concrete structures with silane*”, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 48, pp. 708–716. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.07.038>.
- Creasey, R., Andrews, J. P., Ekolu, S. O., Kruger, D. (2017) “*Long-term 20-year performance of surface coating repairs applied to façades of reinforced concrete buildings*”, *Case Studies in Construction Materials*, 7, pp. 348–360. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2017.11.001>.
- Cruz Moreno, D. M., Fajardo San Miguel, G. D. J., Flores Vivión, I., Cruz López, A., & Valdez Tamez, P. L. (2017). *Tratamiento superficial con nanopartículas base silicio inducido durante el curado: Efecto en la durabilidad de materiales base cemento portland*. Revista ALCONPAT, 7(3), 274 - 285. <https://doi.org/10.21041/ra.v7i3.239>
- Cruz-Moreno, D. M. A. (2015) *Mejoramiento del efecto barrera en materiales endurecidos de cemento portland mediante una aplicación innovadora de nano-partículas de silicio*. Tesis de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, Universidad Autónoma de Nuevo León. Disponible en: <http://eprints.uanl.mx/id/eprint/4554>.
- Cruz-Moreno, D. M. A. (2019) *Superficies multifuncionales en materiales de construcción base cemento portland obtenidas durante el curado con nanopartículas funcionalizadas*, Tesis de Doctorado en Ingeniería con Orientación en Materiales de Construcción. Universidad Autónoma de Nuevo León. Disponible en: <http://eprints.uanl.mx/id/eprint/18517>.
- Fajardo, G., Cruz-López, A., Cruz-Moreno, D., Valdeza, P., Torres, G., Zanella, R. (2015), “*Innovative application of silicon nanoparticles (SN): Improvement of the barrier effect in hardened Portland cement-based materials*”, *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 76, pp. 158–167. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.054>.
- Franzoni, E., Pigino, B. and Pistolesi, C. (2013) “*Ethyl silicate for surface protection of concrete: Performance in comparison with other inorganic surface treatments*”, *Cement and Concrete Composites*, 44, pp. 69–76. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.05.008>.
- Hernández-Castañeda, O. and Mendoza-Escobedo, C. J. (2006) ‘*Durabilidad e infraestructura: retos e impacto socioeconómico*’, *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 7(1), pp. 57–70. doi: <http://dx.doi.org/10.22201/fi.25940732e.2006.07n1.005>.
- Hou, P., Li, R., Li, Q., Lu, N., Wang, K., Liu, M., Cheng, X. and Shah, S. (2018) ‘*Novel superhydrophobic cement-based materials achieved by construction of hierarchical surface structure with FAS/SiO₂ hybrid nanocomposites*’, *Engineered Science Materials & Manufacturing*. doi: <https://doi.org/10.30919/esmm5f125>.

- Ibrahim, M., Al-Gahtani, A. S., Maslehuddin, M. and Dakhil, F. H. (1999), “*Use of surface treatment materials to improve concrete durability*”, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 11, Issue 1. doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1999\)11:1\(36\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1999)11:1(36))
- Jalal, M., Mansouri, E., Sharifipour, M. and Pouladkhan, A. R. (2012), “*Mechanical, rheological, durability and microstructural properties of high performance self-compacting concrete containing SiO₂ micro and nanoparticles*”, Materials and Design. Elsevier Ltd, 34, pp. 389–400. doi: <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2011.08.037>.
- Kupwade-patil, K. and Cardenas, H. E. (2013), “*Electrokinetic nanoparticle treatment for corrosion remediation on simulated reinforced bridge deck*”, Journal of Nanoparticle Research, 15 (1952). doi: <https://doi.org/10.1007/s11051-013-1952-3>.
- Pan, X., Shi, Z., Shi, C., Ling, T.-C. and Li, N. (2017a) ‘*A review on concrete surface treatment Part I: Types and mechanisms*’, Construction and Building Materials. Elsevier Ltd, 132, pp. 578–590. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.025>.
- Pan, X., Shi, Z., Shi, C., Ling, T.-C. and Li, N. (2017b) ‘*A review on surface treatment for concrete – Part 2: Performance*’, Construction and Building Materials. Elsevier Ltd, 133, pp. 81–90. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.128>.
- Pigino, B., Leemann, A., Franzonia, E. and Lura, P. (2012) ‘*Ethyl silicate for surface treatment of concrete – Part II: Characteristics and performance*’, Cement and Concrete Composites. Elsevier Ltd, 34(3), pp. 313–321. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.11.021>.
- Polder, R. B., Peelen, W. H. A. and Courage, W. M. G. (2012) ‘*Non-traditional assessment and maintenance methods for aging concrete structures - Technical and non-technical issues*’, Materials and Corrosion, 63(12), pp. 1147–1153. doi: <https://doi.org/10.1002/maco.201206725>.
- Shen, L., Jiang, H., Wang, T., Chen, K. and Zhang, H. (2019) ‘*Progress in Organic Coatings Performance of silane -based surface treatments for protecting degraded historic concrete*’, Progress in Organic Coatings. Elsevier, 129, pp. 209–216. doi: <https://doi.org/10.1016/j.porgcoat.2019.01.016>.
- Sobolev, K., Flores, I., Hermosillo, R. and Torres-Martínez, L. M (2008), *Nanomaterials and Nanotechnology for High-Performance Cement Composites*, Symposium Paper, International Concrete Abstracts Portal, American Concrete Institute: ACI Special Publication, 254, pp. 93–120. URL: <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.452.2354&rep=rep1&type=pdf>.
- Vivar Mora, L., Naik, S., Paul, S., Dawson, R., Neville, A. and Barker, R. (2017) *Influence of silica nanoparticles on corrosion resistance of sol-gel based coatings on mild steel*, Surface and Coatings Technology. Elsevier B.V., 324, pp. 368–375. doi: <https://doi.org/10.1016/j.surfcoat.2017.05.063>
- Zhi, J.-H. Zhang, L.-Z., Yan, Y. and Zhu, J. (2017), *Mechanical durability of superhydrophobic surfaces: The role of surface modification technologies*, Applied Surface Science. Elsevier B.V., 392, pp. 286–296. doi: <https://doi.org/10.1016/j.apsusc.2016.09.049>.

Importância da corrosão subpelicular por descontinuidade da película de pintura em estruturas de aço

G. L. Ribeiro Filho^{1*} , R. A. J. Ribas² , G. D. Paula² 

* Autor de Contato: guidolessa@yahoo.com.br

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.357>

Recepção: 03/10/2018 | Aceitação: 16/01/2020 | Publicação: 01/09/2020

RESUMO

O trabalho avaliou impacto da variação da espessura da película seca de pintura (EPS) na corrosão subpelicular em chapas de aço do piso de uma plataforma de petróleo. Foram preparados corpos de prova (CPs) com material e esquema de pintura do projeto, com variação das EPS, exposição em câmara de névoa salina (salt spray) e comparados com situação real. Os resultados indicaram que corrosões iniciadas em danos à película podem ganhar maior importância que corrosões por permeabilidade através da película, mesmo as com baixa EPS, porém contínua. Em CPs com prévia contaminação do substrato, observaram-se manifestações patológicas de empoamento por osmose. A corrosão subpelicular a partir do rompimento da película em campo ocorreu numa intensidade semelhante aos CPs ensaiados.

Palavras-chave: estruturas; aço; película; pintura; corrosão.

Citar como: Ribeiro Filho, G. L., Ribas, R. A. J., Paula, G. D. (2020), “Importância da corrosão subpelicular por descontinuidade da película de pintura em estruturas de aço”, Revista ALCONPAT, 10 (3), pp. 286 – 299, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.357>

¹ Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais (IFMG), Belo Horizonte, Brasil.

² Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Ouro Preto, Brasil.

Editor associado responsável por este artigo: Paulo Helene

Contribuição de cada autor

Neste trabalho, o autor Guido contribuiu com a ideia original, coordenação dos experimentos, coleta de dados, análise e discussão dos resultados e redação do trabalho. A autora Ribas contribuiu com a orientação do autor, análise e discussão dos resultados e redação do trabalho. O autor Geraldo contribuiu com a coorientação do trabalho.

Licença Creative Commons

Este trabalho foi publicado sob os termos de uma Licença Internacional Creative Commons Attribution 4.0 International ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2021.

The importance of underpaint corrosion caused by damage to paint on steel structures.

ABSTRACT

The impact of varying the dry paint film thickness (DFT) on the underpaint corrosion of steel plates obtained from the floor of an offshore oil platform is evaluated. The specimens were all prepared using the same material and paint scheme, and the DFT and exposure conditions in a salt spray chamber were varied and compared with the results obtained in a real situation. The results indicated that corrosion initiated at sites where the paint was damaged, may be more important than corrosion through the undamaged paint due to permeation, even in cases where the DFT is thin. In specimens whose substrates were previously damaged, there were pathological manifestations of osmotic blistering. The underpaint corrosion that occurred after the paint was damaged in the field occurred at an intensity like that observed for the tested specimens.

Keywords: structures; steel; film; painting; corrosion.

La importancia de la corrosión subpelicular por discontinuidad de la película de pintura en estructuras de acero

RESUMEN

El trabajo evaluó el impacto de la variación del grosor de la película de pintura seca (GPS) sobre la corrosión subpelicular en láminas de acero del piso de una plataforma petrolera. Se prepararon cupones de prueba (CP) con el esquema de pintura y material del proyecto, con variación de GPS, exposición en una cámara de niebla salina y comparación con la situación real de campo. Los resultados indicaron que la corrosión iniciada en el daño de la película puede ganar mayor importancia que la corrosión por permeación a través de aquella, inclusive en los lugares de GPS bajo, aunque sea continuo. En los CPs con contaminación previa del sustrato, hubo manifestaciones patológicas de ampollas osmóticas. La corrosión subpelicular de la ruptura de la película de campo se produjo a una intensidad similar a la de los CPs probados.

Palabras clave: estructuras; acero; película; pintura; corrosión.

Informações legais

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.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

A corrosão é um processo espontâneo de deterioração dos metais que produz alterações químicas e/ou eletroquímicas que tende a levá-los a seu estado original desprendendo a energia aplicada no processo de metalurgia. O metal corroído, em estado menor de energia, retorna ao estado mais primitivo do metal, com perda de propriedades adquiridas no processo, tais como resistência mecânica, elasticidade, ductilidade, estética e outras características, que variam de acordo com o tipo de liga. O produto resultante do processo corrosivo é o próprio minério, ou seja, óxidos, hidróxidos, carbonatos, sulfetos, sulfatos, silicatos etc. (Silva, 1981; Ramanathan, 1988; Gentil, 2007; Nunes and Lobo, 2007).

Um fator relevante para a engenharia no processo corrosivo é a velocidade com que a corrosão ocorre. Partindo do princípio de que todo metal pode ser utilizado em qualquer meio desde que a velocidade de corrosão seja compatível com a aplicação, metais menos nobres podem ter assegurada sua viabilidade econômica para determinados usos. Isso faz com que o aço seja empregado largamente em estruturas, com a devida proteção anticorrosiva, por meio de pintura, revestimento, galvanização, metalização, entre outros processos (Silva, 1981).

A corrosão atmosférica ocorre basicamente pelo mecanismo eletroquímico. Esse mecanismo é o mais frequente na natureza e se caracteriza pela presença de água líquida, temperaturas abaixo do ponto de orvalho (normalmente temperatura ambiente) e ocorre devido à formação de pilhas eletroquímicas, ou pilhas de corrosão. Assim, entende-se que há um movimento de elétrons de uma área do material metálico para outra, por meio de uma solução aquosa capaz de conduzir eletricidade, ou seja, é preciso que haja sais ou íons diluídos na água líquida (eletrólitos), provocando reações de oxidação em um local e redução em outro (Nunes and Lobo, 2007). As moléculas de água são polares e se agregam aos íons metálicos do metal em contato com o eletrólito, formando íons (agregados deste metal sem seus elétrons de valência), reação cujo resultado é a dissolução do metal; ou seja, a corrosão é uma reação química destrutiva entre o metal ou liga metálica e o meio ambiente (Wolyneec, 2003; Jones, 1996).

Para ocorrer corrosão, é necessário que o substrato tenha contato com o eletrólito, daí a importância da proteção anticorrosiva nos metais.

De modo geral, estruturas nas construções industriais, navais e obras civis utilizam a pintura como forma de proteção, que, quando executada adequadamente, oferece boa proteção a um custo razoável. O contato do eletrólito com o substrato capaz de iniciar o processo corrosivo pode ocorrer através da película devido à sua permeabilidade (causada por falhas na execução da pintura, como baixa espessura ou alta porosidade); pelo ataque à película por agentes corrosivos do meio (causada pela escolha incorreta do tipo de tinta); ou por ruptura da película de pintura por danos mecânicos, sendo esse último o causador de grande parte das corrosões observadas na plataforma estudada. A quebra da película de pintura elimina a proteção por barreira por permitir o contato do agente corrosivo com o substrato, além da perda da proteção dos inibidores de corrosão eventualmente presentes na formulação da tinta (Chawla and Gupta, 1995).

Para Chawla e Gupta (1995), a pintura oferece resistência à passagem do agente corrosivo através dela mesma, reduzindo o movimento iônico que a permeia, mas a resistência oferecida não é suficientemente alta para conter a corrosão.

A escolha do tipo de tinta e a EPS (espessura da película seca) deve ser compatível com os agentes corrosivos presentes no meio, sendo recomendada a espessura de 250 μ m para atmosferas altamente agressivas, como é o caso de plataformas de petróleo instaladas em ambientes marítimos (Nunes and Lobo, 2007).

Nesse contexto, o objetivo desse trabalho foi avaliar o impacto da variação da espessura da película seca de pintura (EPS) na corrosão subpelicular em chapas de aço do piso de uma plataforma de petróleo.

2. METODOLOGIA

Como metodologia, foram comparadas as corrosões subpeliculares em corpos de prova (CPs) com o estudo de caso de uma plataforma de petróleo. Os CPs, com dimensões 150mm x 100mm x 6,3mm, foram preparados com chapas de piso utilizadas na construção da plataforma (aço NV-A36), e aplicado o esquema de pintura previsto no procedimento de execução de pintura com algumas variações de espessura Figura 1. Esses CPs tiveram danos criados em suas películas (entalhes) e foram submetidos a ensaio de névoa salina (*salt spray*) por 1550h, para avaliação dos efeitos da variação da EPS na corrosão subpelicular.

2.1 Preparação dos CPs

Foram preparados seis grupos de CPs, sendo os grupos de 1 a 5 compostos por quatro corpos de prova cada um (denominados A, B, C e D); e o grupo 6 composto por apenas duas unidades, denominadas A e B. Todos os CPs foram previamente lavados com água limpa. Os CPs dos grupos 1 e 2 foram submetidos previamente a preparo de superfície St3 e Sa2½, ISO 8501-1 (ISO, 2007), respectivamente, e a aplicação de sistema de pintura com baixa espessura. Os grupos 3 e 4 foram submetidos a preparo de superfície St3 e Sa2½, respectivamente, e a aplicação de sistema de pintura completo para zona atmosférica¹ (Tabela 1), conforme procedimento de pintura do projeto, que prevê espessura de película seca (EPS) entre 445µm e 600µm, medida a cada camada. Antes da pintura, todos os CPs de preparo Sa2½ tiveram medição da rugosidade após o preparo, para verificação de enquadramento no intervalo 50µm a 100µm previsto em procedimento de pintura do projeto (Figura 2).

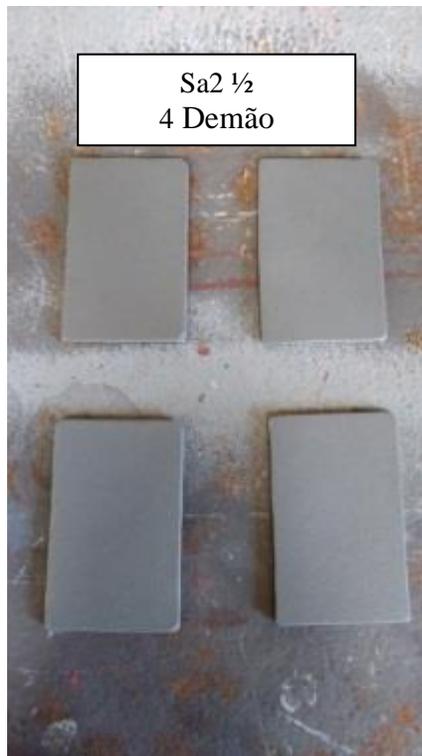


Figura 1. Chapas preparadas com jato abrasivo Sa2½ (Ribeiro Filho, 2018)



Figura 2. Rugosímetro em chapa padrão St3 (Ribeiro Filho, 2018)

¹ Zona atmosférica – Elementos da plataforma que se situam acima do nível do mar.

Tabela 1. Esquema de pintura para zona atmosférica

TRATAMENTO DE SUPERFÍCIE							
Temperatura de operação	Grau de preparação	Sais solúveis em água			Perfil de rugosidade		
Até 80°C	Sa2½	<5µg/cm ²			50µm a 100µm		
APLICAÇÃO DE TINTA							
Demão	Tinta	EPS ² (µm)		Cor	Método de aplicação	Intervalo de pintura	
		Mínimo	Máximo			Mínimo	Máximo
1 ^a	N-2680 Epóxi s/ solventes ³	135	180	Vermelho	Rolo/trincha pistola sem ar	12h	120h
2 ^a	N-2680 Epóxi s/ solventes	135	180	Cinza-claro	Rolo/trincha pistola sem ar	12h	120h
3 ^a	N-2680 Epóxi s/ solventes	135	180	Cinza-claro	Rolo/trincha pistola sem ar	12h	120h
4 ^a	N-2677 Poliuretano ⁴	40	60	Conforme local	Rolo/trincha pistola	-	-

As superfícies foram submetidas a tratamento conforme a norma ISO 8501-1 (ISO, 2007) para os CPs que receberam preparo St3; e tratamento conforme a norma NBR 15239 (ABNT, 2005) para os que foram preparados no padrão Sa2½. A cada demão de pintura, a EPS foi medida de acordo com a norma NBR 10443 (ABNT, 2008) e os resultados da preparação estão apresentados na Tabela 2. As Figuras 3 e 4 ilustram, respectivamente, a pintura e a medição da EPS.

Tabela 2. Preparação dos Corpos de Prova

Grupo	1	2	3	NaCl	Salt test	N-2680		N-2680		N-2680		N-2677		EPS média
				4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	B	St3	42µm*	não	<5µg/cm ²	x	136 µm	-	-	-	-	x	31 µm	167 µm
2	B	Sa2½	72µm	não	<5µg/cm ²	x	119 µm	-	-	-	-	x	55 µm	174 µm
3	B	St3	N/A	não	<5µg/cm ²	x	138 µm	x	115 µm	x	229 µm	x	69 µm	551 µm
4	B	Sa2½	68µm	não	<5µg/cm ²	x	154 µm	x	149 µm	x	203 µm	x	72 µm	578 µm
5	A	Sa2½	65µm	sim	19µg/cm ²	x	110 µm	-	-	-	-	x	60 µm	170 µm
6	D	St3	N/A	não	<5µg/cm ²	x	210 µm	-	-	-	-	x	73 µm	283 µm

² EPS – Espessura da película seca.

³ N-2680 – Tinta bicomponente (A – resina epóxi / B – agente de cura: poliamina) – Norma Petrobras para tintas.

⁴ N-2677 – Tinta Poliuretano Acrílico Alifático (A – resina acrílica / B – agente de cura: poliisocianato alifático) – Norma Petrobras de tintas.

Índice de colunas da Tabela 2

Coluna 1 – Grau de corrosão da chapa antes da preparação, conforme padrão fotográfico da norma ISO 8501-1 (ISO, 2007);

Coluna 2 – Preparação da superfície conforme a norma ISO 8501-1 (ISO, 2007) aplicando ferramenta mecânica rotativa com disco de lixa granulometria 24, segundo a norma BR 15239 (ABNT, 2005) para St3 e a norma N-9 (PETROBRAS, 2006) para Sa2½;

Coluna 3 – Resultado do ensaio de rugosidade conforme a norma SP-0287 (NACE, 2016);

Coluna 4 – Foi realizada contaminação com NaCl antes da pintura?;

Coluna 5 – Resultado do *salt test* para superfície contaminada, conforme a norma ISO 8502-6 (ISO, 2006);

Coluna 6 – Aplicada a primeira demão de tinta N-2680;

Coluna 7 – EPS – Espessura da película seca da primeira demão de tinta N-2680;

Coluna 8 – Aplicada a segunda demão de tinta N-2680;

Coluna 9 – EPS – Espessura da película seca da segunda demão de tinta N-2680;

Coluna 10 – Aplicada a terceira demão de tinta N-2680;

Coluna 11 – EPS – Espessura da película seca da terceira demão de tinta N-2680;

Coluna 12 – Aplicada a pintura de acabamento N-2677;

Coluna 13 – EPS – Espessura da película seca da pintura de acabamento;

Coluna 14 – EPS total – Espessura total da película seca.

* Para tratamento de superfície St3, não é aplicável a realização de ensaio de rugosidade, porém foi realizada medição de rugosidade no grupo 1 para verificação da efetividade do tratamento.

Notas:

- Grupos 1, 3 e 6 com tratamento de superfície St3;
- Grupos 2, 4 e 5 com tratamento de superfície Sa2½;
- Grupos 1, 2 e 6 com baixa EPS;
- Grupos 3 e 4 com esquema de pintura completo – EPS mínimo de 445µm (3x135+40)µm e máximo de 600µm (3x180+60)µm.



Figura 3. Pintura de Acabamento (Ribeiro Filho, 2018)

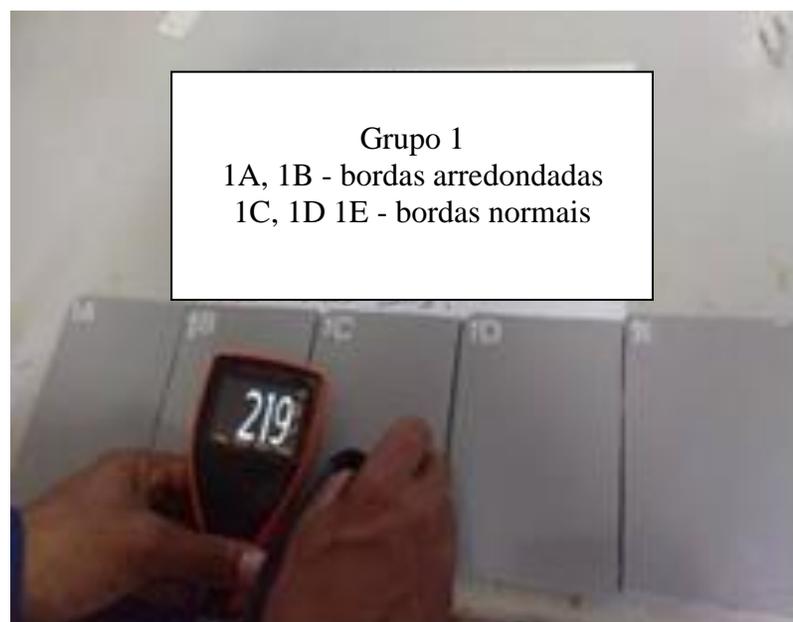


Figura 4. Medição de EPS total (Ribeiro Filho, 2018)

Diferentemente dos grupos 1, 2, 3 e 4, em que foi utilizada chapa com grau de corrosão B, no grupo 5 foi empregada chapa com grau de corrosão A, que foi contaminada com cloreto de sódio após o preparo com jato abrasivo padrão Sa2½, sendo posteriormente realizada pintura com baixa espessura. Após a contaminação, a salinidade medida na superfície dos CPs foi de $19\mu\text{g}/\text{cm}^2$, verificada conforme as normas ISO 8502-6 (ISO, 2006) (*salt test*) e ISO 8502-9 (ISO, 1998), que é um valor superior ao limite máximo para estruturas situadas na zona atmosférica da plataforma, que nesse caso não deve exceder a $5\mu\text{g}/\text{cm}^2$.

A presença de cloreto de sódio é determinante no início e durante o processo de corrosão, na exposição a intempéries. (Sosa et al., 2018).

Para o grupo 6, foram preparados apenas dois corpos de prova em chapas de grau de corrosão D para verificação do comportamento da corrosão em uma situação específica de baixa espessura em superfície convexa, que é a pintura sobre pontos de solda na superfície da chapa.

Após a pintura, foram realizados entalhes para simular danos/defeitos experimentais na película de pintura dos CPs de todos os grupos, sendo parte deles longitudinais e parte pontuais, com 5mm de diâmetro, como ilustrado na Figura 5.

2.2 Câmara de Névoa Salina (*Salt Spray*)

Todos os CPs foram submetidos à câmara de *salt spray* (Figura 6) com névoa salina de 5% de concentração de cloreto de sódio (NaCl), com pulverização uniforme da névoa e temperatura controlada, sempre mantida, de acordo com as normas ISO 9227 (ISO, 2012), NBR-8094 (ABNT, 1983) e B117-16 (ASTM, 2001), no intervalo $(35\pm 2)^\circ\text{C}$, onde permaneceram por 1550h.



Figura 5. CPs com danos experimentais à película (Ribeiro Filho, 2018)



Figura 6. CPs na câmara salina antes da exposição à névoa (Ribeiro Filho, 2018)

2.3 Ensaio de Líquido Penetrante

Após a retirada da câmara salina (Figura 7) os CPs foram lavados com água corrente limpa em temperatura ambiente $<40^\circ\text{C}$, para a remoção de depósito de sais, e imediatamente realizada sua secagem. Na sequência, foram submetidos a ensaio de líquido penetrante (LP), conforme a norma NBR 9583 (ABNT, 1997), com o qual foram detectados pontos de maior incidência de corrosão (Figuras 8 e 9).

Esses pontos foram selecionados e neles os CPs foram seccionados transversalmente (Figura 10) e suas seções observadas no microscópio/estereoscópio LBM-044, modelo com o qual foi realizada a medição do alcance da corrosão subpelicular.

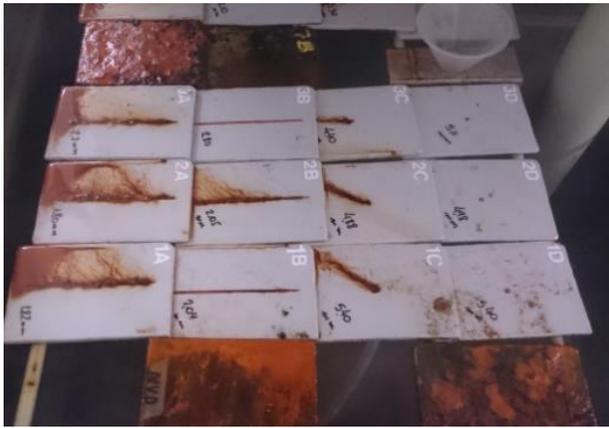


Figura 7. CPs com 1550h de exposição (Ribeiro Filho, 2018)



Figura 8. Ensaio de LP aguardando tempo de revelação (Ribeiro Filho, 2018)



Figura 9. CP aguardando revelação (Ribeiro Filho, 2018)

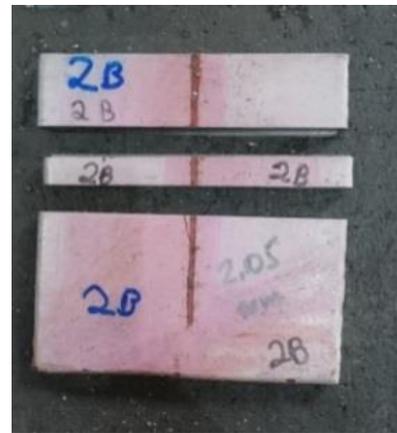


Figura 10. CP seccionado para observação em microscópio (Ribeiro Filho, 2018)

3. RESULTADOS

Foram realizadas três medições do avanço da corrosão sob a película em cada seção, cujos resultados encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3. Medição da corrosão subpelicular nos CPs

Grupo	CP	Grau de corrosão	Tratamento de superfície	EPS (µm)	Dano à película de pintura antes do salt spray				Extensão da corrosão (mm)			
					Dano criado	Largura do dano (mm)	Ø do dano (mm)	Profundidade do dano	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média
1	1A	B	St3	167	longitudinal	2	-	atingiu o substrato	1,120	0,705	0,890	0,91
	1B	B			longitudinal	2	-	preservou pintura de fundo	0,000	0,000	0,000	0,00
	1C	B			pontual	-	5	atingiu o substrato	0,963	1,582	2,120	1,56
	1D	B			pontual	-	5	preservou pintura de fundo	0,000	0,000	0,000	0,00

Grupo	CP	Grau de corrosão	Tratamento de superfície	EPS (µm)	Dano à película de pintura antes do salt spray				Extensão da corrosão (mm)			
					Dano criado	Largura do dano (mm)	Ø do dano (mm)	Profundidade do dano	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média
2	2A	B	Sa2½	174	longitudinal	2	-	atingiu o substrato	0,888	1,060	0,390	0,78
	2B	B			longitudinal	2	-	preservou pintura de fundo	0,000	0,000	1,010	0,34
	2C	B			pontual	-	5	atingiu o substrato	0,550	1,711	1,084	1,12
	2D	B			pontual	-	5	preservou pintura de fundo	0,000	0,000	0,000	0,00
3	3A	B	St3	551	longitudinal	2	-	atingiu o substrato	1,034	1,19	1,175	1,13
	3B	B			longitudinal	2	-	preservou pintura de fundo	0,000	0,000	0,000	0,00
	3C	B			pontual	-	5	atingiu a chapa (substrato)	1,273	1,041	0,880	1,06
	3D	B			pontual	-	5	preservou pintura de fundo	0,000	0,000	0,000	0,00
4	4A	B	Sa2½	578	longitudinal	2	-	atingiu o substrato	1,038	1,170	0,585	0,93
	4B	B			longitudinal	2	-	preservou pintura de fundo	0,000	0,000	0,000	0,00
	4C	B			pontual	-	5	atingiu o substrato	0,000	0,930	1,160	0,70
	4D	B			pontual	-	5	preservou pintura de fundo	0,000	0,223	0,000	0,07
5	5A	A	Sa2½	170	longitudinal	2	-	atingiu o substrato	1,195	0,950	0,490	0,88
	5B	A			longitudinal	2	-	preservou pintura de fundo	0,000	0,000	0,780	0,26
	5C	A			pontual	-	5	atingiu o substrato	1,049	1,238	1,120	1,14
	5D	A			pontual	-	5	preservou pintura de fundo	0,000	0,000	0,000	0,00
6	6A	D	St3	283	pontual	-	5	atingiu o substrato	-	-	-	0,81
	6B	D			pontual	-	-	preservou pintura de fundo	-	-	-	0,00

3.1 Análise dos resultados

Os resultados mostraram que, nos casos em que houve pelo menos a pintura de fundo com continuidade, não ocorreu corrosão ou ela atingiu níveis muito baixos, inclusive quando o preparo de superfície foi St3 e a pintura foi realizada com baixa espessura (Tabela 3). Por outro lado, em todos os casos em que houve descontinuidade completa da película atingindo o substrato, observou-se que a corrosão avançou sob a película, de maneira quase idêntica, em aproximadamente 1mm em exposição de 1550h, ou seja, na ordem de $6,5 \times 10^{-4}$ mm/h.

Nas Tabelas 4, 5 e 6, que foram recortadas da Tabela 3, mostra-se que, para os grupos 3 e 4 (sistema completo de pintura), foi obtido o resultado médio de 0,96mm e, para os grupos 1, 2 e 6⁵ (baixa

⁵ O grupo 6 foi considerado junto aos sistemas de baixa espessura devido à sua proximidade com o mínimo desejável para ambientes altamente agressivos (250µm).

espessura), houve uma média de 1,03mm (Tabelas 4 e 5). Mesmo no caso do grupo 5, no qual a película possuía baixa espessura e a superfície foi contaminada com NaCl, foi obtido resultado próximo, com 1,01mm (Tabela 6), que pode ser atribuído à baixa penetração da corrosão sob a película, apesar da contaminação, e também por ter sido utilizada chapa com grau de Corrosão A. Esse grupo especificamente foi o único em que foi verificado o surgimento de empolamento (*blistering*)⁶, com bolhas esparsas na superfície da chapa, provavelmente devido à osmose causada pela pintura sobre contaminação salina.

Tabela 4. Corrosão em CP – Película com baixa espessura

Grupo	CP	Grau de corrosão	Tratamento de superfície	EPS (µm)	Dano à película de pintura antes do salt spray				Extensão da corrosão (mm)				Média da extensão da corrosão (mm) para CPs com baixa EPS
					Dano criado	Largura do dano (mm)	Ø do dano (mm)	Profundidade do dano	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	
1	1A	B	St3	167	longitudinal	2	-	atingiu o substrato	1,120	0,705	0,890	0,91	1,03
	1B	B			longitudinal	2	-	preservou pintura de fundo intacta	0,000	0,000	0,000	0,00	
	1C	B			pontual	-	5	atingiu o substrato	0,963	1,582	2,120	1,56	
	1D	B			pontual	-	5	preservou pintura de fundo intacta	0,000	0,000	0,000	0,00	
2	2A	B	Sa2½	174	longitudinal	2	-	atingiu o substrato	0,888	1,060	0,390	0,779	
	2B	B			longitudinal	2	-	preservou pintura de fundo intacta	0,000	0,000	1,010	0,337	
	2C	B			pontual	-	5	atingiu o substrato	0,550	1,711	1,084	1,115	
	2D	B			pontual	-	5	preservou pintura de fundo intacta	0,000	0,000	0,000	0,000	
6	6A	B	St3	283	pontual	-	5	atingiu o substrato	-	-	-	0,81	

⁶ Empolamento – Patologia de pintura conhecida como *blistering*, ou bolhas, que apresenta saliências semiesféricas no filme, que variam de tamanho e intensidade. Pode haver presença de líquido ou não no interior das bolhas.

Tabela 5. Corrosão em CP com sistema completo – Película com alta espessura

Grupo	CP	Grau de corrosão	Tratamento de superfície	EPS (µm)	Dano à película de pintura antes do salt spray				Extensão da corrosão (mm)				Média da extensão da corrosão (mm) para CPs com alta EPS
					Dano criado	Largura do dano (mm)	Ø do dano (mm)	Profundidade do dano	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	
3	3A	B	St3	551	longitudinal	2	-	atingiu o substrato	1,034	1,190	1,175	1,13	0,96
	3C	B			pontual	-	5	atingiu o substrato	1,273	1,041	0,880	1,06	
4	4A	B	Sa2½	578	longitudinal	2	-	atingiu o substrato	1,038	1,170	0,585	0,93	
	4C	B			pontual	-	5	atingiu o substrato	0,000	0,930	1,160	0,70	

Tabela 6. Corrosão em CP com sistema incompleto e contaminação de NaCl

Grupo	CP	Grau de corrosão	Tratamento de superfície	EPS (µm)	Dano à película de pintura antes do salt spray				Extensão da corrosão (mm)				Média (mm) para CPs com baixa espessura e contaminação NaCl
					Dano criado	Largura do dano (mm)	Ø do dano (mm)	Profundidade do dano	Medida 1	Medida 2	Medida 3	Média	
5	5A	A	Sa2½	170	longitudinal	2	-	atingiu o substrato	1,195	0,950	0,490	0,88	1,01
	5B	A			longitudinal	2	-	preservou a pintura de fundo intacta	0,000	0,000	0,780	0,26	
	5C	A			pontual	-	5	atingiu o substrato	1,049	1,238	1,120	1,14	

Como exemplos, as observações em microscópio ilustradas nas Figuras 11 e 12 mostraram que, nos casos em que ocorreu ruptura da película até o substrato, houve corrosão tanto no esquema completo de pintura (CP4A) quanto no esquema com baixa espessura (CP2A), ambos com preparo de superfície Sa2½, que oferece maior aderência.

Em contrapartida, o CP1B mostrado na Figura 13, que foi preparado com baixa espessura de filme e teve previamente rompida a pintura de acabamento, mas teve preservada a pintura de fundo, ao fim das 1550h apresentou corrosão. Para casos similares, houve exceção apenas nos CPs 2B, 4D e 5B, em que ocorreu corrosão reduzida e em apenas uma das três medições mostradas em negrito na Tabela 3. Concluiu-se, portanto, que, quando bem executado o preparo de superfície (padrão St3 ou Sa2½), se a película apresentar baixas taxas de permeabilidade e de porosidade e baixa exposição de picos, como foi o preparo dos CPs desse ensaio, o acesso do eletrólito ao substrato tende a se concentrar na descontinuidade da película e sua velocidade de corrosão é semelhante para todos os casos apresentados, mesmo com significativa diferença na espessura do filme para o tempo de exposição considerado (1550h).

Na Figura 14 pode-se observar a imagem do CP 6A, no qual a pintura sobre um ponto de solda apresentou uma variação expressiva na espessura da película. Mas, devido à sua integridade, foi preservada a proteção anticorrosiva do sistema, mesmo com espessura de 283 μ m na película.

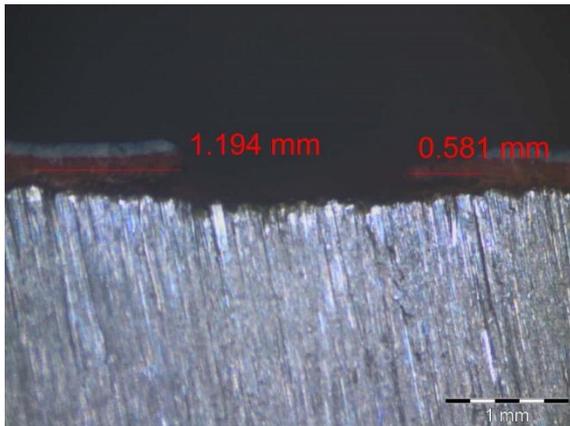


Figura 11. Medição de corrosão sob película do CP 2A (Ribeiro Filho, 2018)

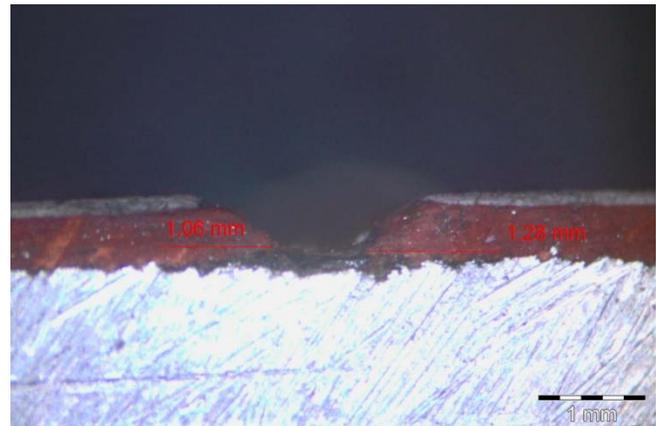


Figura 12. Medição de corrosão sob película do CP 4A (Ribeiro Filho 2018)

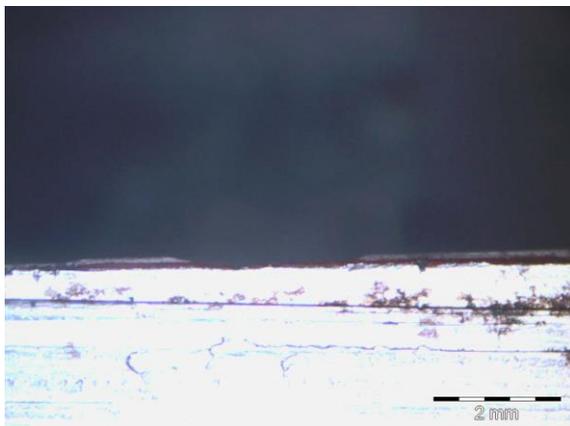


Figura 13. Medição de corrosão sob película do CP 1B (Ribeiro Filho, 2018)

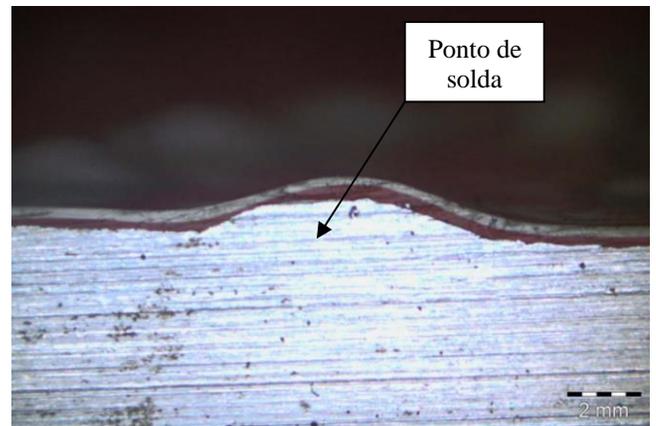


Figura 14. Seção transversal CP 6A (Ribeiro Filho, 2018)

3.2 Análise de exemplo obtido em levantamento de campo

Para confronto dos resultados obtidos em laboratório com a situação real da plataforma, foi identificada, durante a visita de campo, uma superfície com pintura íntegra, exceto por um único dano mecânico isolado em toda a película. Ao remover-se radialmente a película de pintura a partir desse ponto central, os limites da corrosão encontrados mostraram configuração circunferencial, denotando corrosão igual em todos os sentidos, o que pode ser verificado pela existência de aço jateado sem corrosão apresentando padrão Sa2½ a partir dos limites da borda da corrosão, que atingiu um raio de 21mm (Figuras 15 e 16).



Figura 15. Dano mecânico em pintura de campo (Ribeiro Filho, 2018)



Figura 16. Zona limítrofe da área corroída sem corrosão (Ribeiro Filho, 2018)

Levando-se em conta que não se tem conhecimento da data exata do dano, nem do início da exposição, e que a pior das hipóteses é que o dano tenha ocorrido no dia da paralisação da plataforma, o que representa um período aproximado de três anos (3×8760 h), ocorreu uma velocidade de corrosão média de 8×10^{-4} mm/h, que é um valor considerado próximo ao valor encontrado em laboratório, ou $6,5 \times 10^{-4}$ mm/h.

4. CONCLUSÕES

Os resultados mostraram que, quando o substrato é atingido, o rompimento da película de pintura possuiu grande impacto na corrosão subpelicular.

Grupos de corpos de prova que foram preparados com baixa espessura, ou que tiveram a película rompida preservando a primeira demão, mantiveram boa parte da proteção anticorrosiva, com resultados próximos aos de um exemplar obtido em levantamento de campo na plataforma.

Foi verificada exceção apenas para o grupo em que foi introduzida contaminação salina no substrato, que nesse caso apresentou corrosão favorecida pela osmose, na forma de *blistering*.

A realização do sistema completo sem manifestações patológicas, assim como a qualidade e integridade da película podem assegurar uma adequada proteção anticorrosiva. No entanto, a análise dos resultados demonstra que a integridade da película teve influência decisiva na proteção anticorrosiva e, para o tempo de exposição determinado, se consideradas películas sem outras manifestações patológicas (porosidade, ataque pelo meio corrosivo etc.), teve também maior importância do que as variações de EPS. Verificou-se que, nas situações em que houve continuidade de pelo menos a primeira demão da película de pintura, o substrato ficou protegido contra corrosão quando exposto em câmara salina por 1550h; mesmo nos grupos em que havia baixa espessura ($<250\mu\text{m}$). Quando o dano atingiu o substrato, o avanço da corrosão subpelicular mostrou-se com velocidade semelhante em todos os casos.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, à Universidade Federal de Ouro Preto, à Techint Engenharia e Construção S/A e ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia, MG, *campus* Congonhas.

6. REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1983). *NBR 8094: Material metálico revestido e não revestido – Corrosão por exposição à névoa salina*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1997). *NBR 9583. Implantes para cirurgia - Ensaio não-destrutivo - Inspeção por líquido penetrante de implantes cirúrgico metálicos*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2005). *NBR 15239: Tratamento de superfícies de aço com ferramentas manuais e mecânicas*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2008). *NBR 10443: Tintas e vernizes – Determinação da espessura da película seca sobre superfícies rugosas – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- ASTM International. (2001). *B117-16: Standard Practice for Operating Salt Spray (Fog) Apparatus*. West Conshohocken, PA.
- Chawla S. L, Gupta K. K. (1995), “*Materials selection for corrosion control*”, Materials Park, OH, ASM International.
- Gentil, V. (2007), “*Corrosão*”, 5. ed., LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro.
- ISO (1998). *ISO 8502-9: Preparation of steel substrates before application of paints and related products – Tests for the assessment of surface cleanliness – Part 9: Field method for the conductometric determination of water-soluble salts*. Geneva, Switzerland.
- ISO (2006). *ISO 8502-6: Preparation of steel substrates before application of paints and related products – Tests for the assessment of surface cleanliness – Part 6: Extraction of soluble contaminants for analysis – The Bresle method*. Geneva, Switzerland. DOI: <https://dx.doi.org/10.31030/9727591>
- ISO (2007). *ISO 8501-1: Preparation of steel substrates before application of paints and related products – Visual assessment of surface cleanliness – Part 1: Rust grades and preparation grades of uncoated steel substrates and of steel substrates after overall removal of previous coatings*. Geneva, Switzerland. DOI: <https://dx.doi.org/10.31030/9871577>
- ISO (2012). *ISO 9227: Corrosion tests in artificial atmospheres – Salt spray tests*. 3rd ed. Geneva, Switzerland.
- Jones, D. A. (1996), “*Principles and prevention of corrosion*”, 2nd ed., Prentice-Hall Inc, New York, University of Nevada, Nevada.
- Nunes, L. D. P., Lobo, A. C. O. (2007), “*Pintura industrial na proteção anticorrosiva*”, 3. ed., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Ramanathan, L. V. (1988), “*Corrosão e seu controle*”, Editora Hemus, Rio de Janeiro.
- Ribeiro Filho, G. L. (2018), “*Estudo de patologias de pintura e corrosão atmosférica em plataforma de petróleo*”, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto.
- Silva, P. F. D. (1981), “*Introdução à corrosão e proteção de superfícies metálicas*”, Imprensa Universitária da UFMG, Belo Horizonte.
- Sosa, M. R., Pérez, T., Moo-Yam, V. M. J., Chávez, E. and Pérez-Quiroz, J. T. (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>
- Wolyne S. (2003), “*Técnicas Eletroquímicas em Corrosão*”, Editora da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Desenvolvimento e análise de um modelo numérico da expansão do concreto armado sujeito à corrosão uniforme

E. F. Felix^{1*} , R. Carrazedo¹ , E. Possan² , E. S. Ramos¹ 

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

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.395>

Recepção: 21/02/2019 | Aceitação: 11/12/2019 | Publicação: 31/08/2020

RESUMO

Este trabalho apresenta a modelagem e análise dos efeitos da corrosão por carbonatação em elementos de concreto armado através de um modelo numérico baseado no Método dos Elementos Finitos. Para controlar e minimizar os danos associados à corrosão faz-se necessário deter ferramentas e conhecimento suficientes para entender os efeitos desta manifestação patológica sobre o comportamento mecânico do concreto armado. Diante dos resultados obtidos, constatou-se que a depender do nível de corrosão das armaduras, o elemento de concreto tem seu estado de tensão e deformação comprometido. Ademais, os resultados apontam a eficiência do modelo desenvolvido e a sua aplicabilidade frente à simulação do comportamento mecânico de estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão uniforme.

Palavras-chave: concreto armado; corrosão; modelagem numérica; método dos elementos finitos.

Citar como: Felix, E. F., Carrazedo, R., Possan, E., Ramos, E. S. (2020), "*Desenvolvimento e análise de um modelo numérico da expansão do concreto armado sujeito à corrosão uniforme*", Revista ALCONPAT, 10 (3), pp. 300 – 316, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.395>

¹ University of São Paulo at São Carlos School of Engineering, Brasil.

² Universidade Federal da Integração Latino-Americana (UNILA), Brasil.

Editor associado responsável por este artigo: Andrés Antonio Torres Acosta

Contribuição de cada autor

Neste trabalho, E. F. Félix contribuiu com as atividades de conceituação, desenvolvimento do software, modelagem, resultados e discussão, redação e preparação do texto original; R. Carrazedo contribuiu com aquisição de financiamento, conceituação, supervisão, resultados e discussão, redação-revisão; E. Possan contribuiu com supervisão, redação e revisão; e E. S. Ramos contribuiu com as atividades de modelagem e discussão dos resultados.

Licença Creative Commons

Este trabalho foi publicado sob os termos de uma Licença Internacional Creative Commons Attribution 4.0 International ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2021.

Development and analysis of a numerical model of the reinforced concrete expansion by uniform corrosion

ABSTRACT

This paper presents the modeling and analysis of the corrosion effects due to carbonation on reinforced concrete elements through a numerical model based on the Finite Element Method. In order to minimize corrosion damage, tools are required to understand the pathological manifestation on the mechanical behavior of reinforced concrete. It was found that depending on the reinforcement corrosion stage, the state of stress and deformation of the concrete element is compromised. Besides, results show the efficiency of the developed model and its applicability to the simulation of the mechanical behavior of reinforced concrete structures subjected to uniform corrosion.

Keywords: Reinforced concrete; corrosion; numerical modeling; finite element method.

Desarrollo y análisis de un modelo numérico de expansión de concreto reforzado sujeto a corrosión uniforme

RESUMEN

Este trabajo presenta la modelización y análisis de los efectos de la corrosión por carbonatación en elementos de concreto reforzado a través de un modelo numérico basado en el Método de los Elementos Finitos. Para controlar y minimizar el daño asociado a la corrosión se hace necesario disponer de herramientas y conocimientos suficientes para comprender los efectos de esta manifestación patológica sobre el comportamiento mecánico del concreto reforzado. Ante los resultados obtenidos, se constató que, dependiendo del nivel de corrosión de las armaduras, el elemento de concreto tiene su estado de tensión y deformación alterado. Además, los resultados indican la eficiencia del modelo desarrollado y su aplicabilidad frente a la simulación del comportamiento mecánico del concreto reforzado con corrosión uniforme.

Palabras clave: Concreto reforzado; corrosión; modelización numérica; método de los elementos finitos.

Informações legais

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.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

A degradação de estruturas de concreto armado devido à ação da corrosão das armaduras é de difícil mensuração devido à complexidade do fenômeno físico-químico e dos múltiplos parâmetros envolvidos (Mehta e Monteiro, 2014). Do ponto de vista da mecânica dos materiais e das estruturas, o principal efeito da corrosão às armaduras consiste na perda de massa do aço e, por consequência, na transformação desse material nos produtos de corrosão, ou ferrugem, como é vulgarmente conhecido. Os produtos da corrosão possuem natureza expansiva, gerando tensões de tração no interior do concreto que levam a fissuração e o destacamento do concreto ao longo do tempo.

Em geral, o concreto apresenta condições suficientes para a proteção das armaduras contra a corrosão, graças a alta alcalinidade da pasta (pH situado entre 12 e 13). Entretanto, esta proteção é perdida à medida em que o concreto está sujeito pelos diferentes agentes agressivos presentes na atmosfera, por exemplo, íons de cloreto (Cl^-) e dióxido de carbono (CO_2) (Gentil, 2011).

A depender da concentração do agente agressivo, presente na atmosfera, o processo corrosivo pode ser classificado como uniforme ou localizado. A corrosão localizada ou por pite ocorre quando íons cloretos causam um aumento da condutividade elétrica do concreto e atacam a camada passivadora que protege as armaduras. Neste tipo de corrosão apenas algumas regiões da armadura perdem massa de aço, justificando o termo "localizada", utilizado em sua classificação (Ribeiro et al., 2015).

O processo corrosivo é dito uniforme ou por carbonatação quando o teor de CO_2 presente na atmosfera é preponderante ao de íons cloretos. Neste caso, a difusão do CO_2 no concreto causa a diminuição do pH da matriz cimentícia (de aproximadamente 13 ou 12 até 9), o que leva a destruição da camada passivadora que envolve as armaduras, tornando o aço susceptível à corrosão (Mehta e Monteiro, 2014).

A corrosão uniforme ocorre predominantemente em estruturas com concreto de baixa qualidade, em locais onde o revestimento da armadura é insuficiente para garantir a proteção do aço ou em ambientes de severa agressividade (Ribeiro et al., 2015). Helene (1986) verificou que, nestes casos, a corrosão leva à formação de produtos de corrosão na interface entre o aço e o concreto, e que estes podem ocupar um espaço de 3 a 10 vezes maior que o inicial.

De acordo com Andrade et al. (1993) e Ribeiro et al. (2015), a formação e o desenvolvimento dos produtos de corrosão, devido à corrosão uniforme, dependem de diversos fatores, sejam eles ambientais (temperatura do ambiente, umidade relativa do ar, grau de agressividade do ambiente, teor de exposição ao CO_2 , entre outros) ou construtivos (tipo de cimento utilizado na produção do concreto, relação água/cimento do concreto, tipo de aço, dimensão do revestimento das armaduras, entre outros).

Com a formação dos produtos de corrosão, campos internos de tensão são gerados na interface entre o aço e concreto. A medida em que as tensões geradas pelos produtos de corrosão se tornam superiores às resistidas pelo concreto, microfissuras surgem na matriz de concreto que, com a progressão da manifestação patológica, aumentam de tamanho e espessura, espalhando-se por todo o elemento estrutural até causar o destacamento do concreto de revestimento, afetando a durabilidade e reduzindo a vida útil da estrutura. O processo de degradação é apresentado na Figura 1.

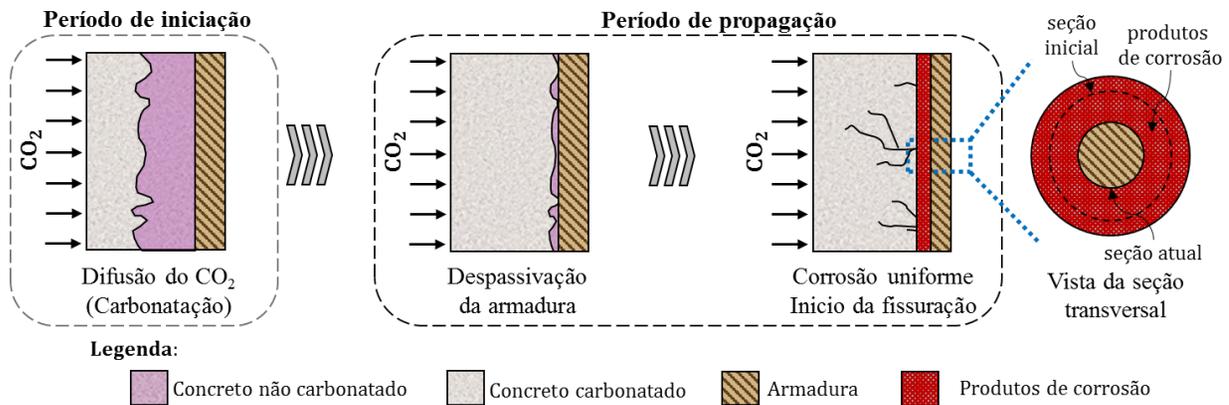


Figura 1. Evolução da corrosão no concreto.

A fim de minimizar os efeitos da corrosão é necessário conhecer as formas de iniciação e propagação do processo corrosivo, possibilitando a redução de sua incidência e, em casos avançados, a reparação e/ou restauração das estruturas de forma a aumentar a sua vida útil, reduzindo riscos e danos aos seus usuários.

Para o estudo da corrosão e de seus efeitos no comportamento mecânico do concreto armado, alguns trabalhos experimentais foram realizados (Molina et al., 1993; Almusallam, 2001; Graeff, 2007; Zhu, 2014), os quais resultaram em descobertas relevantes para a área. Entretanto, três importantes limitações são apontadas pelos pesquisadores: (i) a dificuldade de estudar isoladamente os diferentes fatores que influenciam no processo de corrosão; (ii) elevados custos e (iii) tempo necessário para a realização dos ensaios experimentais.

Com o avanço da computação, diversas ferramentas numéricas foram desenvolvidas, à exemplo, o Método dos Elementos de Contorno (MEC), o Método dos Elementos Finitos (MEF), Redes Neurais Artificiais (RNA), entre outras, fazendo com que pesquisadores da área e as utilizassem para a criação de modelos numéricos, uma vez que estas ferramentas se apresentam como uma alternativa eficiente para a superação dos limites anteriormente citados.

Sabendo disso, Hansen e Saouma (1999), Maruya et al. (2003) e Bhargava et al. (2005) utilizaram diferentes ferramentas numéricas para a resolução de forma automatizada de equações matemáticas referentes aos mecanismos da corrosão, o que possibilitou analisar os efeitos da corrosão e sua propagação. Procedimentos semelhantes foram adotados por Isgor e Razaqpur (2006), Xu et al. (2009), Du e Jin (2014), Ožbolt et al. (2014) e Paul e Zijl (2016), porém os autores resolveram o problema químico-mecânico, referente à corrosão em elementos de concreto armado, via Método dos Elementos Finitos.

Assim, dando continuidade à utilização de ferramentas numéricas para o estudo da corrosão e seus efeitos, no presente trabalho é apresentado e analisado um modelo numérico desenvolvido via Método dos Elementos Finitos Posicional (MEFP). O modelo desenvolvido possibilita a simulação da expansão do concreto armado devido à corrosão uniforme e, em especial, à formação dos produtos de corrosão.

2. MODELO DA EXPANSÃO DO CONCRETO DEVIDO À CORROSÃO

2.1 Modelo mecânico

Com o objetivo de simular a expansão do concreto armado devido à corrosão uniforme, em especial, à formação dos produtos de corrosão, desenvolveu-se uma ferramenta numérica baseada no Método dos Elementos Finitos Posicional (MEFP). O código foi desenvolvido em linguagem Fortran e considera diferentes formulações analíticas para a determinação de parâmetros representativos da corrosão.

Para a determinação do comportamento mecânico do concreto armado, utilizou-se uma formulação baseada no MEFP para sólidos compósitos, desenvolvida inicialmente por Vanalli et al. (2008) e recentemente expandida em Paccola e Coda (2016), onde os parâmetros nodais considerados são as posições e as deformações são medidas em relação à posição inicial do corpo. A medida de deformação é a de Green e a lei constitutiva dos materiais é a de Saint-Venant-Kirchhoff.

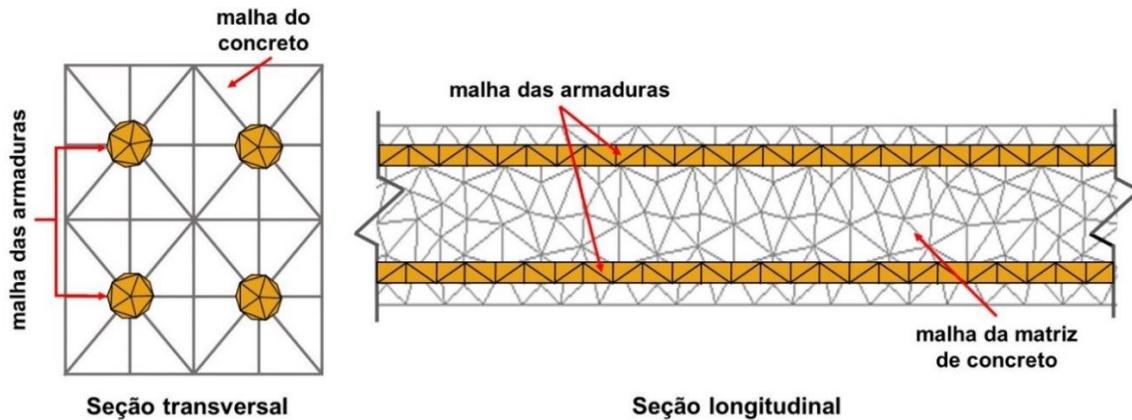


Figura 2. Discretização da seção transversal e longitudinal de uma viga de concreto armado.

O concreto armado é discretizado levando em consideração a matriz de concreto e as armaduras (Figura 2). Tanto a matriz de concreto quanto as armaduras são representadas por meio de elementos finitos bidimensionais triangulares planos, sendo a malha das armaduras acoplada à da matriz de concreto por meio da técnica do embutimento, descrita em Vanalli et al. (2008) e Paccola e Coda (2016). Neste caso há perfeita aderência entre a partícula e a matriz, fazendo com que a utilização de elementos de partículas não aumente os graus de liberdade do sistema. Todos os graus de liberdade dos elementos de partículas são escritos em função dos elementos da matriz.

Na sequência é apresentado de forma sucinta o processo empregado neste trabalho para a obtenção da resposta mecânica de um problema via MEFP para o concreto armado.

Considerando-se forças conservativas e o Princípio da Mínima Energia Potencial Estacionária para a solução do problema não linear geométrico, a energia potencial total de um sólido compósito particulado é dada em (1).

$$\Pi = \int_{V_0^m} \mathbf{u}_e(\mathbf{E}) dV_0^m + \int_{V_0^p} \Theta(\mathbf{E}_p) dV_0^p - \mathbf{F} \cdot \mathbf{Y} \quad (1)$$

em que Θ é a energia específica de deformação das partículas, u_e é a energia específica de deformação da matriz, \mathbf{F} é o vetor de forças conservativas externas, \mathbf{Y} é o vetor de posição nodal, \mathbf{E}_p é a deformação desenvolvida nas partículas, calculada por (2), \mathbf{E} é a deformação desenvolvida na matriz, também calculada conforme (2), e V_0^p e V_0^m representam os volumes iniciais das partículas e da matriz, respectivamente.

$$\mathbf{E}_{ij} = \frac{1}{2} (\mathbf{C}_{ij} - \delta_{ij}) \quad (2)$$

em que \mathbf{E}_{ij} representa a parcela elástica da deformação, \mathbf{C}_{ij} é o tensor de alongamento à direita de Cauchy-Green e δ_{ij} representa o delta de Kronecker.

Considerando que a variação da energia potencial total é igual a zero na configuração de equilíbrio, o problema consiste em encontrar o vetor de posição nodal que remete à essa posição, conforme apresentado em (3).

$$\delta\Pi = \left(\int_{V_0^m} \mathbf{S} : \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial \mathbf{Y}} dV_0^m + \int_{V_0^p} \mathbf{S}_p : \frac{\partial \mathbf{E}_p}{\partial \mathbf{Y}} dV_0^p - \mathbf{F} \right) \cdot \delta \mathbf{Y} \quad (3)$$

em que \mathbf{S} é o segundo tensor de tensões de Piola-Kirchhoff desenvolvido na matriz elástica e \mathbf{S}_p é o segundo tensor de tensões de Piola-Kirchhoff desenvolvido nas partículas.

A solução de (3) é obtida por meio do processo iterativo de Newton-Raphson, o qual utiliza como estratégia de solução um vetor de desbalanceamento de forças \mathbf{g} , conforme apresentado em (4).

$$\mathbf{g}(\mathbf{Y}) = \left(\int_{V_0^m} \mathbf{S} : \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial \mathbf{Y}} dV_0^m + \int_{V_0^p} \mathbf{S}_p : \frac{\partial \mathbf{E}_p}{\partial \mathbf{Y}} dV_0^p \right) - \mathbf{F} = (\mathbf{F}_{int}^m + \mathbf{F}_{int}^p) - \mathbf{F} = \mathbf{0} \quad (4)$$

em que \mathbf{F}_{int}^m é o vetor de forças internas da matriz e \mathbf{F}_{int}^p é o vetor de forças internas das partículas. Como o processo é não linear, expande-se (4) por série de Taylor, conforme descrito em (5).

$$\mathbf{g}(\mathbf{Y}) \cong \mathbf{g}(\mathbf{Y}_0) + \left. \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \mathbf{Y}} \right|_{\mathbf{Y}_0} \cdot \Delta \mathbf{Y} = \mathbf{g}(\mathbf{Y}_0) + \mathbf{H} \cdot \Delta \mathbf{Y} = \mathbf{0} \quad (5)$$

em que \mathbf{Y} é uma posição tentativa e \mathbf{H} é a matriz Hessiana (ou matriz de rigidez tangente).

Como as forças são conservativas, \mathbf{H} pode ser decomposta em duas matrizes, uma referente a contribuição da rigidez dos elementos da matriz (\mathbf{H}_m) e outra dos elementos de partículas (\mathbf{H}_p), como descrito em (6).

$$\mathbf{H} = \left\{ \left(\frac{\partial \mathbf{E}}{\partial \mathbf{Y}} : \frac{\partial^2 \mathbf{u}_e}{\partial \mathbf{E} \partial \mathbf{E}} : \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial \mathbf{Y}} + \mathbf{S} : \frac{\partial^2 \mathbf{E}}{\partial \mathbf{Y} \partial \mathbf{Y}} \right) + \left(\frac{\partial \mathbf{E}_p}{\partial \mathbf{Y}} : \frac{\partial^2 \boldsymbol{\Theta}}{\partial \mathbf{E}_p \partial \mathbf{E}_p} : \frac{\partial \mathbf{E}_p}{\partial \mathbf{Y}} + \mathbf{S}_p : \frac{\partial^2 \mathbf{E}_p}{\partial \mathbf{Y} \partial \mathbf{Y}} \right) \right\} \quad (6)$$

$$= \mathbf{H}_m + \mathbf{H}_f$$

A solução do sistema não linear apresentado em (5) pelo método de Newton-Raphson fornece a correção da posição ($\mathbf{Y} = \mathbf{Y}_0 + \Delta \mathbf{Y}$) e o procedimento é repetido até que $|\Delta \mathbf{Y}|/|\mathbf{X}|$ seja menor do que uma dada tolerância \mathbf{X} é o vetor das posições nodais da configuração inicial.

Maiores detalhes acerca das deduções das equações aqui descritas, assim como do processo de acoplamento dos elementos de partícula à matriz, podem ser vistos em Paccola e Coda (2016) e Coda (2018).

2.2 Modelo de corrosão

Entender como se desenvolvem e se distribuem os produtos de corrosão ao redor da seção da armadura possibilita a determinação de modelos e ferramentas que são capazes de descrever os campos de deformação e de tensão que surgem nas estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão. Estes modelos auxiliam nos estudos referentes aos efeitos da corrosão sobre o comportamento mecânico do concreto, da durabilidade e vida útil destas estruturas.

Ao longo dos últimos anos alguns modelos foram propostos com objetivo de representar e descrever o perfil de distribuição dos produtos de corrosão no entorno das armaduras, à exemplo, Liu e Weyers (1998), Yuan e Ji (2009), Balafas e Burgoyne (2010) e Kiani e Shodja (2011). Quanto ao perfil da formação e distribuição dos produtos de corrosão, eles são divididos em linear e não linear, conforme apresentado na Figura 3.

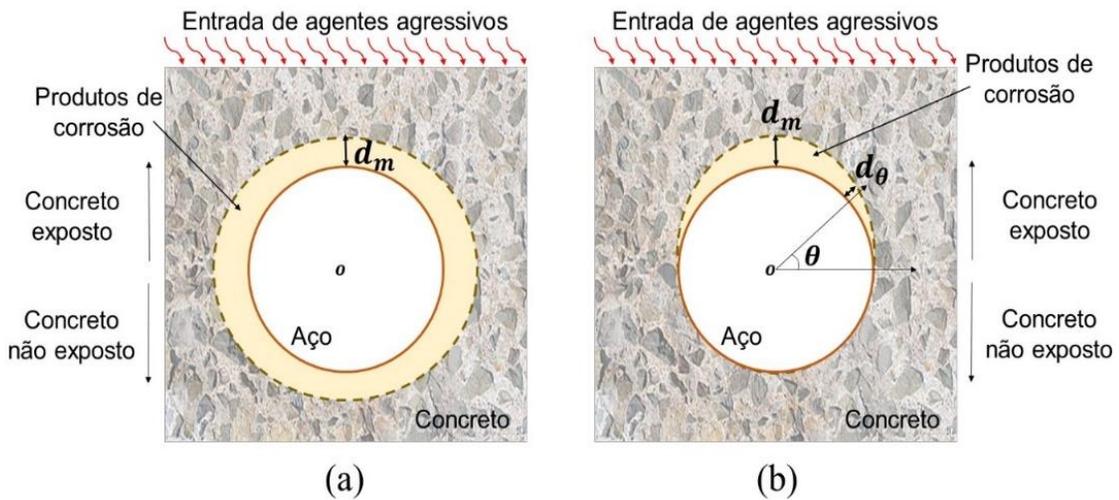


Figura 3. Perfil de formação dos produtos de corrosão: (a) linear e (b) não linear.

Assim, considerando que a corrosão desencadeada pela carbonatação do concreto de cobertura se desenvolve uniformemente em toda a armadura, o modelo de Kiani e Shodja (2011) é utilizado neste trabalho para a representação do avanço dos produtos de corrosão.

Kiani e Shodja (2011) desenvolveram um modelo linear para a formação dos produtos de corrosão em estruturas de concreto armado, utilizando dados experimentais referentes a corpos de prova cilíndricos de concreto contendo em seu centro uma armadura de diâmetro e propriedades físicas conhecidas (ver Figura 4).

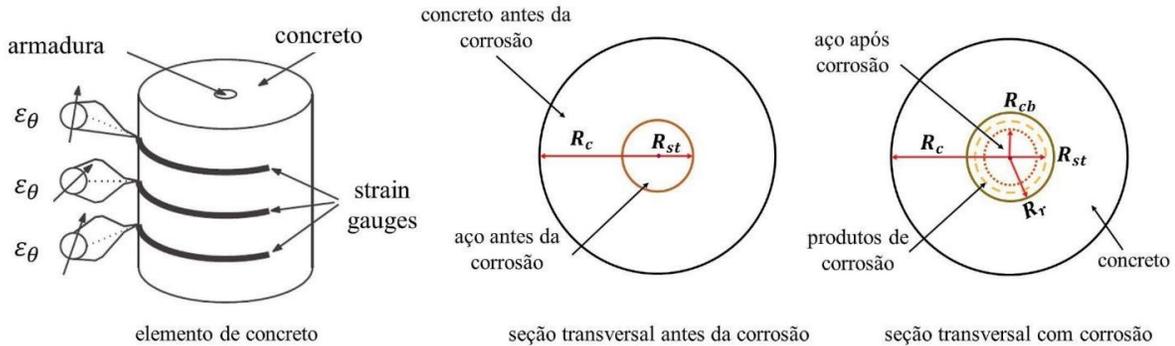


Figura 4. Representação do modelo de Kiani e Shodja (2011).

O modelo de Kiani e Shodja (2011), resume-se na determinação do raio residual de aço (R_{cb}) e do raio da frente de avanço dos produtos de corrosão (R_r), que podem ser obtidos respectivamente em (7) e (8). Para a determinação destes parâmetros faz-se necessário calcular o volume gerado pelos produtos de corrosão, conforme (9), e o volume de aço que as armaduras perderam, cuja formulação é descrita em (10).

$$R_{cb} = \sqrt{R_{st}^2 - \frac{V_s}{\pi}} \tag{7}$$

$$R_r = \sqrt{R_{cb}^2 + \frac{V_r}{\pi}} \tag{8}$$

$$V_r(t) = \frac{\alpha}{\rho_{st}} \sqrt{\int_0^t 2 \times 6,78 \times 10^{-10} \pi \cdot R_{st} \cdot i_{corr} dt} \quad (9)$$

$$V_s(t) = \frac{r_m}{\rho_{st}} \sqrt{\int_0^t 2 \times 6,78 \times 10^{-10} \pi \cdot R_{st} \cdot i_{corr} dt} \quad (10)$$

em que R_{st} refere-se ao raio inicial da armadura (em m), α é a razão entre a densidade do aço e dos produtos de corrosão, ρ_{st} é a densidade do aço (em kg/m³), r_m é a proporção de massa de ferro para a massa molecular dos produtos de corrosão, t (em s) refere-se ao tempo de análise, sendo dado a partir do momento em que ocorre a despassivação da armadura e i_{corr} é a densidade da corrente de corrosão natural (em A/m²), calculada de acordo com (11).

$$i_{corr}(t_p) = 0,85 \cdot 10^{-2} \cdot \left[\frac{37,8 \cdot (1 - a/c)^{-1,64}}{cob} \right] \cdot t_p^{-0,29} \quad (11)$$

em que a/c é a relação água/cimento do concreto, t_p é o tempo de progressão da corrosão, período contado após a despassivação da armadura (em anos), e cob é a espessura do concreto de cobrimento (em cm).

Cabe mencionar que ao considerar corrosão acelerada, a densidade de corrente é induzida de forma constante e, controlada em laboratório, sendo imposta de acordo com o tempo em que o elemento de concreto será analisado e não por (11).

2.3 Acoplamento dos modelos

Considerando que a seção transversal de um elemento estrutural de concreto armado seja representada por um elemento compósito particulado, conforme mostra a Figura 5, a expansão do concreto de cobrimento devido à formação dos produtos de corrosão, é simulada por meio da expansão do elemento de partícula, uma vez que a armadura está perfeitamente aderida à matriz de concreto (condição decorrente da técnica de embutimento adotada no acoplamento).

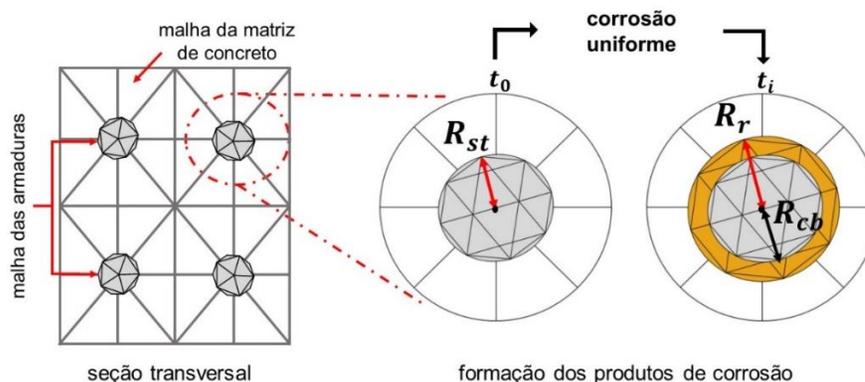


Figura 5. Representação da corrosão uniforme via MEF.

Para que a expansão da armadura corresponda coerentemente à expansão causada pelos produtos de corrosão (ϵ_r), a deformação do elemento de partícula é determinada por (12), de acordo com a medida de deformação de Green.

$$\varepsilon_r = \frac{1}{2} \frac{(R_r^2 - R_{st}^2)}{R_{st}^2} \quad (12)$$

Entretanto, observa-se na Figura 5 e em (12) que, após iniciado o processo de corrosão, a dimensão da partícula que representa a armadura passa a ser equivalente à dimensão da seção íntegra de aço mais a camada de produtos de corrosão, que se forma entre o aço e o concreto. Assim, faz-se necessário corrigir o módulo de elasticidade do elemento de partícula, de forma que sejam inseridos os efeitos da corrosão no que diz respeito à perda de seção íntegra de aço. Para isso, considera-se que o valor do módulo de elasticidade da partícula é ponderado em função da perda de seção de aço, conforme descrito em (13).

$$E_p(t) = E_p(0) \frac{R_{cb}}{R_{st}} + E_r \frac{(R_r - R_{cb})}{R_{st}} \quad (13)$$

em que $E_p(0)$ é o módulo de elasticidade inicial da partícula (referente à armadura íntegra), $E_p(t)$ é o módulo de elasticidade da partícula no instante de análise, E_r é o módulo de elasticidade do produto de corrosão, R_{st} refere-se ao raio inicial da armadura, R_{cb} é o raio íntegro de aço e R_r é o raio referente à frente dos produtos de corrosão.

Por fim, para que seja considerada a expansão do concreto devido à formação dos produtos de corrosão, emprega-se uma decomposição aditiva do tensor de deformações de Green. Assim, os termos do tensor de deformação dos elementos de partículas são calculados de acordo com (14). Cabe mencionar que a decomposição do tensor só é possível devido a consideração de pequenas ou moderadas deformações.

$$E_{ij} = \frac{1}{2} (C_{ij} - \delta_{ij}) - \varepsilon_r \delta_{ij} \quad (14)$$

em que E_{ij} representa a parcela elástica da deformação e ε_r é a deformação da partícula (armadura) devido à corrosão uniforme para cada uma das direções principais.

Maiores detalhes acerca do modelo desenvolvido, seja da formulação ou da sua aplicabilidade, podem ser obtidos em Felix (2018).

3. RESULTADOS

A fim de analisar a eficiência do modelo desenvolvido e validá-lo, inicialmente, são apresentadas duas simulações numéricas referentes a ensaios laboratoriais de elementos de concreto submetidos à corrosão acelerada. Em seguida, analisam-se os efeitos da corrosão uniforme em uma estrutura de concreto armado por meio do modelo desenvolvido. A análise foi realizada considerando dois ambientes, laboratório (corrosão acelerada) e urbano (corrosão natural).

3.1 Análise do desempenho e validação do modelo – Exemplo 1

A fim de demonstrar a eficiência do modelo desenvolvido via MEFP para a representação da expansão do concreto devido à corrosão uniforme, e em especial, da formação dos produtos de corrosão, apresenta-se inicialmente a modelagem de uma placa de concreto armado sob corrosão uniforme acelerada, à qual foi experimentalmente analisada por Nguyen et al. (2007).

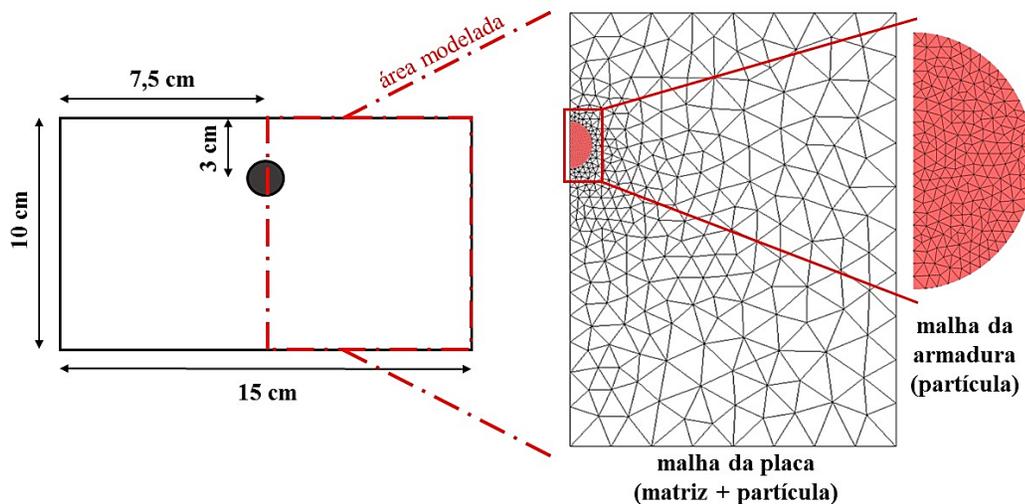


Figura 6. Geometria e discretização utilizada na modelagem.

A placa contém uma armadura com diâmetro de 10 mm localizada na região central, conforme mostra a Figura 6. A placa foi produzida com um concreto de resistência à compressão de 39 MPa e aço com limite de escoamento de 500 MPa.

Para a realização do ensaio de corrosão acelerada, Nguyen et al. (2007) submeteram a placa de concreto armado, após cura úmida de 28 dias, à uma corrente com densidade constante de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, durante 92 horas.

Para a modelagem numérica, apenas metade da placa de concreto foi simulada (ver Figura 6), devido a simetria do problema. A placa foi discretizada por meio de um elemento compósito particulado, sendo utilizados 680 elementos finitos triangulares para a representação da matriz de concreto e, 826 elementos finitos triangulares para a discretização da armadura.

A Tabela 1 apresenta os parâmetros utilizados para a modelagem do problema, os quais foram extraídos de Nguyen et al. (2007).

Tabela 1. Parâmetros de entrada do modelo de corrosão.

Parâmetro	Valor	Unidade
Densidade do aço	7860	kg/m ³
Valência	2	-
Razão entre densidade do aço e dos produtos de corrosão	3.7	-
Módulo de elasticidade dos produtos de corrosão	0.15	GPa
Massa atômica do aço	55.84	-
Razão em volume da expansão dos produtos de corrosão	3.7	-

O comportamento do concreto foi considerado elástico-linear, com módulo de elasticidade de 25 GPa e coeficiente de Poisson de 0.2. Para o aço, o módulo de elasticidade adotado foi de 210 GPa e coeficiente de Poisson de 0.3.

Na Figura 7.a é apresentada a deformação medida em um ponto situado na região superior da placa, obtida por meio do modelo proposto e, experimentalmente, em Nguyen et al. (2007).

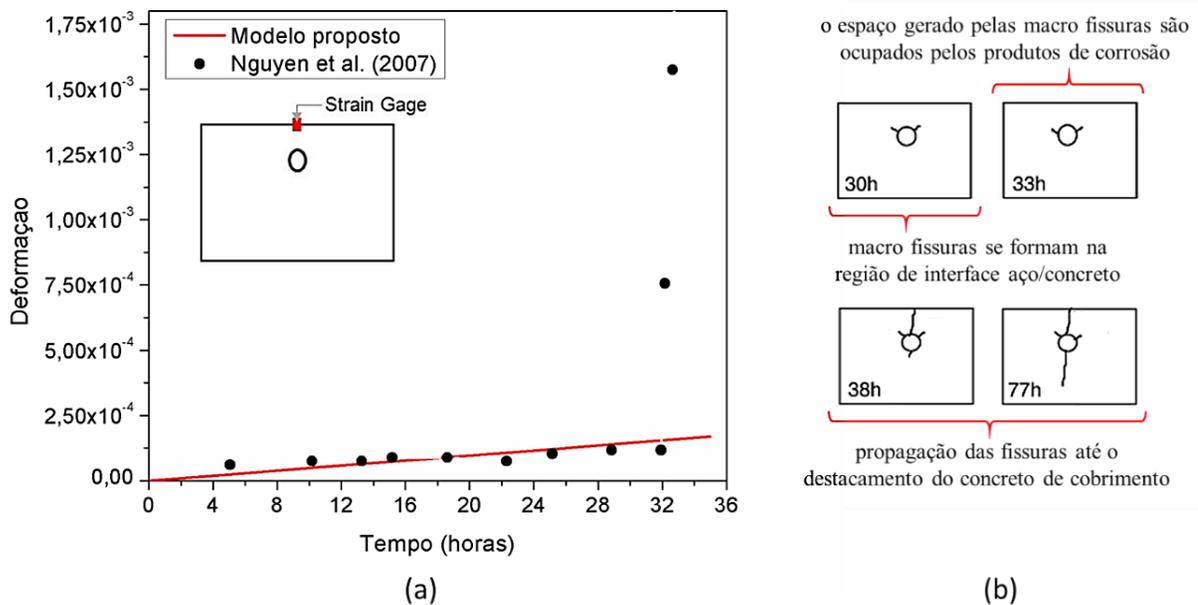


Figura 7. Análise da (a) deformação e (b) da fissuração da placa de concreto obtidas pelo modelo comparadas ao experimental de Nguyen et al. (2007).

Comparando as deformações observadas experimentalmente e as obtidas por meio do modelo numérico implementado (Figura 7.a), verificou-se que o modelo representa coerentemente a expansão do concreto devido à corrosão uniforme, apresentando um desvio médio foi de 4.12 %. Ainda sobre a Figura 7, observa-se que após o tempo de 30 horas, houve um aumento súbito na deformação obtida em Nguyen et al. (2007), momento em que modelo não foi capaz de representar coerentemente as deformações impostas pela corrosão. Isso ocorre, pois neste instante macro fissuras se formam na região de interface entre o aço e o concreto, conforme é visto nos mapas de fissuras (Figura 7.b), descritos em Nguyen et al. (2007), para o problema em análise. Assim, perante o regime elástico-linear do concreto, o modelo descreveu de forma eficiente as deformações impostas pela corrosão.

A Figuras 8 ilustra os deslocamentos horizontal e vertical, da placa de concreto após 15 e 30 horas de corrosão acelerada, onde é possível observar que só às 30 horas de corrosão, deformações significativas podem ser observadas na superfície do concreto de cobertura.

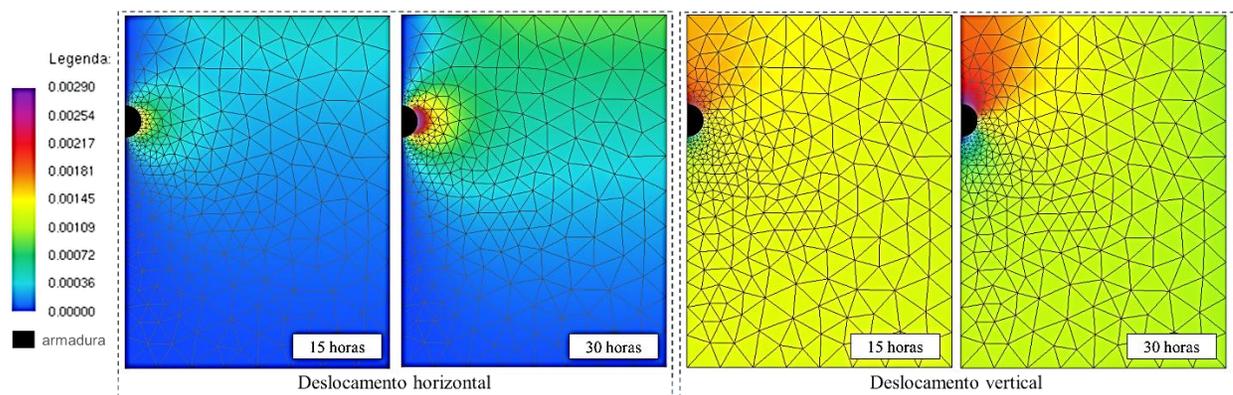


Figura 8. Mapa de cores referente aos campos de deslocamento (legenda em cm).

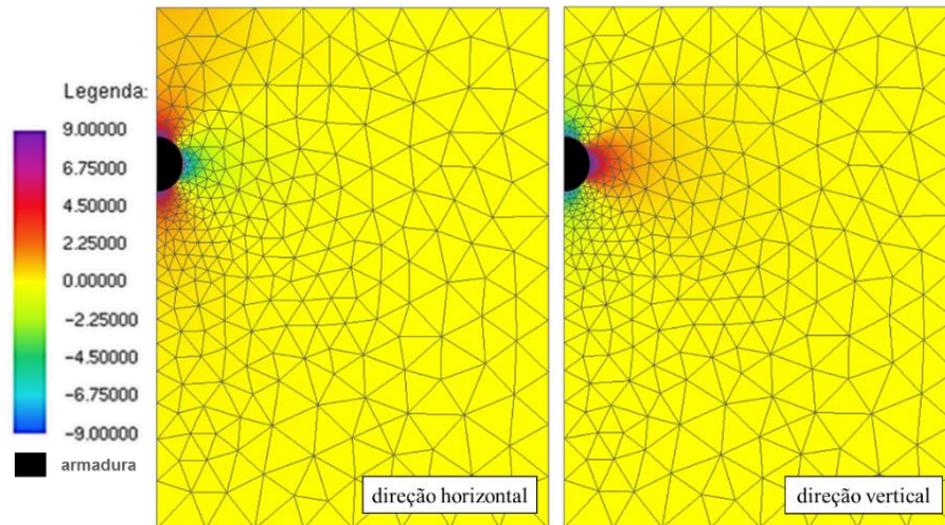


Figura 9. Mapa de cores referente ao campo de tensão (legenda em MPa).

A Figura 9 apresenta os campos de tensão na direção horizontal e vertical da placa de concreto após 30 horas de corrosão acelerada. Como esperado, é possível observar (Figuras 9) que, para o instante de 30 horas de corrosão, as tensões de tração apresentam valores superiores a 3 MPa, valor correspondente à resistência à tração do concreto, o que implicaria em provável surgimento de fissuras, corroborando as conclusões de Nguyen et al. (2007), vistas na Figura 7.b.

Assim, os resultados obtidos na modelagem da placa demonstram que o modelo representa coerentemente os efeitos expansivos decorrentes da corrosão uniforme, diante da consideração do regime elástico linear dos materiais.

3.2 Análise do desempenho e validação do modelo – Exemplo 2

Em seguida, para fins de validação do modelo numérico proposto, considerando o acoplamento dos modelos mecânico e do mecanismo de corrosão, modelou-se a degradação imposta pela corrosão em uma viga de concreto armado (Figura 10) ensaiada 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 10 é apresentado o detalhamento da viga e o carregamento imposto.

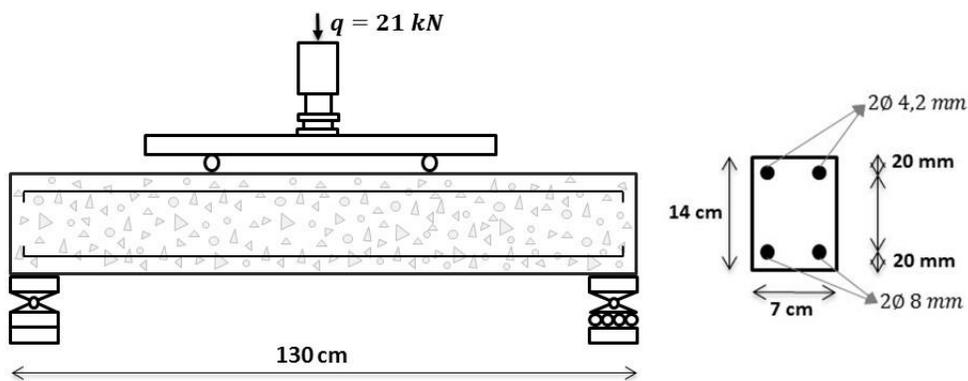


Figura 10. Detalhamento da viga de concreto armado.

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 340 elementos de triangulares (partículas) para a representação das armaduras.

Quanto às propriedades dos materiais, o concreto possui módulo de elasticidade de 2600.0 kN/cm², resistência à compressão de 2.5 kN/cm², resistência à tração de 0.179 kN/cm² e coeficiente de Poisson

de 0.2. Já as armaduras possuem módulo de elasticidade 210 GPa e resistência à tração de 500 MPa. Em seu modelo numérico, Graeff (2007) considerou o comportamento não linear do concreto e, como efeitos de degradação da corrosão, a perda de seção de aço e de aderência entre o aço e o concreto.

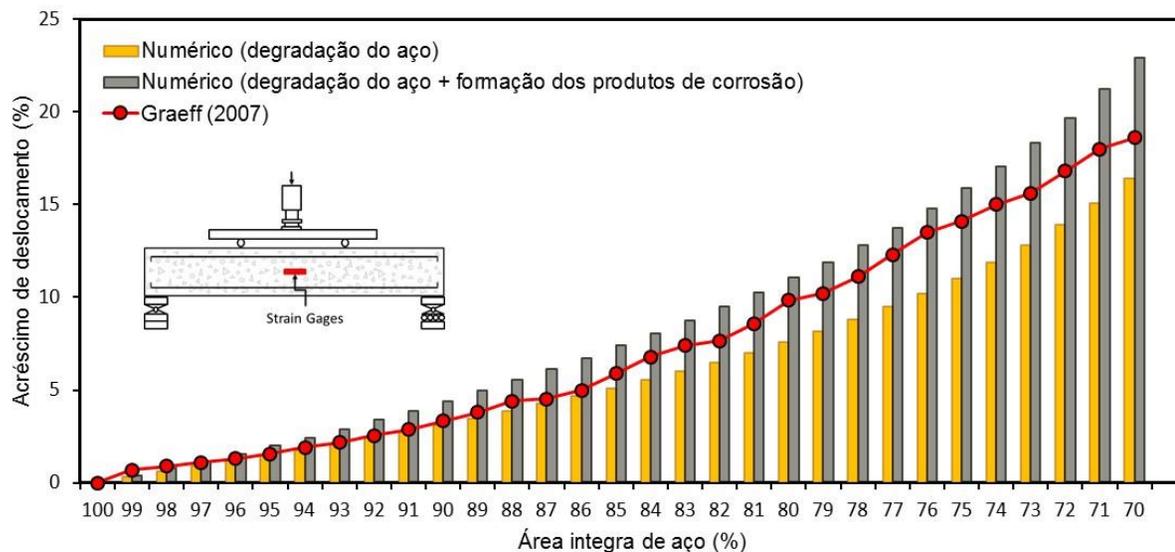


Figura 11. Comparação do deslocamento máximo experimental pela viga.

Neste trabalho a simulação da corrosão foi feita considerando duas situações, uma em que os efeitos da corrosão remetem apenas à perda de seção de aço, e outra, em que a corrosão causa a perda de seção de aço e a expansão do concreto devido à formação de produtos de corrosão. Por meio da Figura 11, os resultados obtidos neste trabalho e os determinados em Graeff (2007), são comparados. Observa-se pela Figura 11 que é crescente a diferença entre os resultados obtidos pelo modelo numérico apresentado neste trabalho (nas duas simulações) e os obtidos por Graeff (2007), à medida que aumenta a degradação das armaduras. Uma explicação para tal diferença deve-se ao fato de Graeff (2007) adotar em seu modelo uma lei constitutiva não-linear para o concreto e o aço.

Entretanto, observa-se que todas as curvas possuem comportamento semelhante no que diz respeito a deslocabilidade da estrutura, e que, se considerado o período inicial da corrosão (até o instante em que a armadura perde 15% de área útil), ou momento em que os materiais ainda trabalham em regime elástico-linear, o modelo implementado apresenta resultados equivalentes aos de Graeff (2007).

Por meio da Figura 11 é possível ver que a consideração combinada de mais de um efeito de degradação da corrosão acarreta em uma maior deslocabilidade da viga, e que, quando considerada a expansão do concreto devido à formação dos produtos de corrosão, a perda da capacidade mecânica do concreto passa a ser maior com o avanço da corrosão. Tal fato demonstra a importância da consideração deste fenômeno na modelagem da corrosão de estruturas de concreto.

3.3 Análise do campo de deformação de uma viga de concreto armado sujeita à corrosão

A estrutura analisada consiste em uma viga bi engastada de concreto armado sob corrosão uniforme. A simulação desta viga tem por objetivo avaliar o efeito da corrosão uniforme na deformação de um elemento de concreto armado e seus efeitos nos campos de tensão e deslocamento. A geometria da viga, suas dimensões, carregamento e condições de contorno são apresentadas na Figura 12.

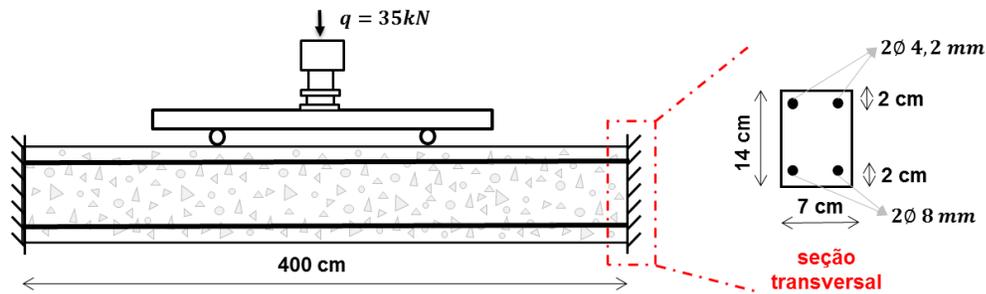


Figura 12. Geometria, condições de contorno e dimensões da viga.

Inicialmente a corrosão é imposta de forma acelerada, utilizando uma corrente constante de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Em seguida, avaliam-se os efeitos da corrosão simulada em ambiente de laboratório (corrosão acelerada) comparando-os com os efeitos da corrosão natural, utilizando para tal uma corrente variável no tempo, determinada de acordo com (11). Os parâmetros utilizados na formulação referente à formação dos produtos de corrosão, cujos dados foram extraídos de Nguyen et al. (2007), estão descritos na Tabela 1.

A discretização da malha de elementos finitos da viga de concreto armado foi feita com 2230 nós e 468 elementos triangulares para a representação da matriz de concreto, e com 952 elementos de triangulares (partículas) para a representação das armaduras. Quanto às propriedades dos materiais, o concreto possui módulo de elasticidade de $2600 \text{ kN}/\text{cm}^2$, resistência à compressão de $2.5 \text{ kN}/\text{cm}^2$, resistência à tração de $0.179 \text{ kN}/\text{cm}^2$ e coeficiente de Poisson de 0.2. Já as armaduras possuem módulo de elasticidade $21000 \text{ kN}/\text{cm}^2$ e resistência à tração de $50 \text{ kN}/\text{cm}^2$.

Nas Figura 13.a e 13.b são apresentados os resultados obtidos referentes ao deslocamento vertical e à tensão longitudinal (para três diferentes regiões da viga), considerando as solicitações químico-mecânicas (impostas pela corrosão) e as solicitações advindas do carregamento.

Observa-se na Figura 13.a que, após 50 horas de corrosão acelerada, a estrutura experimenta um acréscimo de deslocamento de 0.26 mm (para baixo) para um ponto situado na parte inferior do centro da viga (ponto “I”), enquanto que, para um ponto situado na parte superior do centro da viga (ponto “S”), o acréscimo é de 0.14 mm, quase a metade do valor observado no ponto inferior.

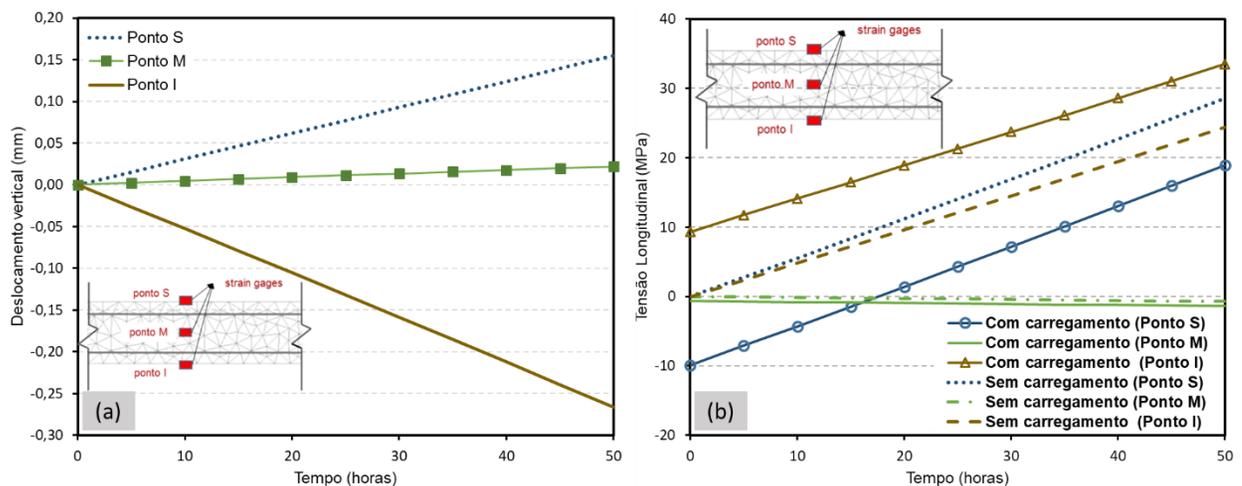


Figura 13. Respostas do modelo para (a) o deslocamento vertical e (b) tensão longitudinal.

Os resultados apresentados na Figura 13.b demonstram a influência da corrosão no campo de tensão da viga sob corrosão quando considerada a aplicação de um carregamento externo. Observa-se que, para o caso em que há apenas corrosão (sem carregamento), as tensões nos pontos “S” e “I” são sempre de tração (independentemente do tempo de propagação), conforme observado por

Balafas e Burgoyne (2010). Entretanto, observa-se que na presença de um carregamento externo, o campo de tensão passa a ter comportamento controlado pelo nível de corrosão das armaduras. Por exemplo, o ponto “S”, situado na parte superior da viga, tem seu estado de tensão alterado de compressão para tração após 15 horas de corrosão acelerada.

Assim, verificou-se que existe uma influência significativa da corrosão nos campos de tensões de vigas de concreto armado em serviço (com carregamento). Essa influência tem efeitos secundários que corroboram com a redução da vida útil das estruturas, à exemplo, a fissuração do concreto de cobertura. Sabe-se que o estado de fissuração de um elemento de concreto armado é altamente dependente do seu estado de tensão e, assim, se a corrosão altera o campo de tensão de um elemento estrutural, a mesma pode vir a modificar e/ou acelerar os mecanismos de ruptura do mesmo.

Na Figura 14.a é apresentada a configuração deformada da viga considerando três diferentes configurações de solicitações: (i) só corrosão; (ii) só carregamento e (iii) ação conjunta do carregamento e da corrosão. Observa-se que no caso em que as solicitações da viga são exclusivamente decorrentes da corrosão, todo o elemento estrutural está tracionado, devido à formação dos produtos de corrosão. É possível observar ainda, que os deslocamentos da viga, para o caso em que há corrosão e carregamento externo, podem ser descritos pela sobreposição das solicitações mecânicas (devido ao carregamento externo) e químico-mecânicas (decorrentes da corrosão).

Por fim, a Figura 14.b apresenta os resultados obtidos para o deslocamento vertical, da viga de concreto armado, considerando apenas a corrosão natural.

Diante dos resultados obtidos na simulação da corrosão natural, os quais são apresentados na Figura 14.b, verificou-se que o deslocamento do ponto “I”, após 50 anos de corrosão natural, é de 0.47 mm, 79% maior que o deslocamento observado após 50 horas de corrosão acelerada.

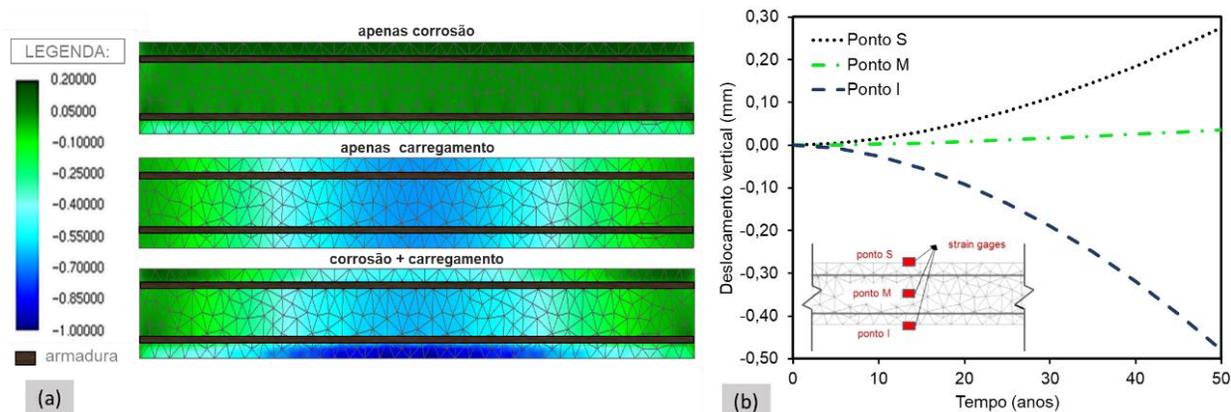


Figura 14. (a) Deslocamento vertical da viga: (a) aos 50 anos e (b) ao longo do tempo (em mm).

4. CONCLUSÕES

Da análise dos resultados apresentados referente à validação do modelo desenvolvido, pode-se concluir que o modelo, baseado no Método dos Elementos Finitos Posicional (MEFP), representa coerentemente a expansão do concreto devido à formação dos produtos de corrosão. Ademais, diante das simulações numéricas realizadas, foi possível concluir que:

- A corrosão tende a alterar o campo de tensão de um elemento estrutural, fazendo com que algumas regiões do concreto passem do estado de compressão para o de tração;
- A consideração de um carregamento externo não altera a forma como os produtos de corrosão se formam. Ao contrário, os efeitos se sobrepõem e tendem a ser significativos, a depender do nível de corrosão das armaduras;
- Os deslocamentos da viga podem ser descritos, antes da fissuração, pela sobreposição das

- solicitações mecânicas (devido ao carregamento externo) e químico-mecânicas (da corrosão);
- Existem diferenças no comportamento mecânico de um elemento estrutural quando submetido à corrosão natural ou acelerada, não sendo direta a correlação entre os efeitos causados pela corrosão em cada um dos casos;
 - Considerando um regime de pequenas deformações, a sobreposição dos efeitos (propriedade muitas vezes utilizada para a solução de problemas estruturais e mecânicos) pode ser estendida para a análise da ação da corrosão em armaduras em estruturas de concreto armado, enquanto o dano não for significativo.

Por último, os resultados demonstram a aplicabilidade do modelo desenvolvido como uma alternativa viável e eficiente para a simulação de elementos de concreto armado sob corrosão uniforme, colaborando com os estudos da área de patologia das construções.

5. AGRADECIMENTOS

O financiamento provido pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq 141078/2018 e CNPq 310564/2018-2) é reconhecido e valorizado. O presente trabalho também foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

6. REFERÊNCIAS

- Almusallam, A. A. (2001), *Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars*. *Construction and Building Materials*. 15(8):361–368. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(01\)00009-5](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(01)00009-5)
- Andrade, C., Alonso, C., Molina, F. J. (1993), *Cover cracking as a function of bar corrosion: Part 1 Experimental test*. *Materials and Structures*. 26:453–464. <https://doi.org/10.1007/BF02472805>
- Balafas, I., Burgoyne, C. J. (2011), *Modeling the structural effects of rust in concrete cover*. *Journal of Engineering Mechanics*. *Journal of Engineering Mechanics*. 137(3):175–185. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000215](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000215)
- Bhargava, K., Ghosh, A. K., Mori, Y., Ramanujam, S. (2005), *Modeling of time to corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures*. *Cement and Concrete Research*. 35 (11):2203–2218. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.06.007>
- Coda, H. B. (2018), *“O método dos elementos finitos posicional: sólidos e estruturas – Não linearidade geométrica e dinâmica”*. Publisher: EESC-USP, Place of publication: São Carlos, SP, p. 284. ISBN: 9788580230680
- Du, X., Jin, L. (2014), *Meso-scale numerical investigation on cracking of cover concrete induced by corrosion of reinforcing steel*. *Engineering Failure Analysis*. 39:21–33. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.01.011>
- Felix, E. F. (2018), *“Modelagem da deformação do concreto armado devido à formação dos produtos de corrosão”*. Master Thesis, Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos.
- Gentil, V. (2011), *“Corrosão”*. Editora LCT, 6ª edição, Rio de Janeiro, Brasil, p. 376.
- Graeff, A. G. (2007), *“Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado”*. Master Thesis, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Hansen, E. J., Saouma, V. E. (1999), *Numerical simulation of reinforced concrete deterioration: Part 2-steel corrosion and concrete cracking*. *ACI Materials Journal*. 96:331–338. ISSN: 0889-325X.

- Helene, P. (1986), “*Corrosão em armaduras para concreto armado*”. PINI, São Paulo, Brasil. p. 46.
- Isgor, O. B., Razaqpur, A. G. (2006), *Modelling steel corrosion in concrete structures*. Materials and Structures. 39(3):291–302. <https://doi.org/10.1007/s11527-005-9022-7>
- Jiang, L., Lin, B., Cai, Y. (2000), *A model for predicting carbonation of high-volume fly ash concrete*. Cement and Concrete Research. 30(5):699–702. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00227-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00227-1)
- Kiani, K., Shodja, H. M. (2011), *Prediction of the penetrated rust into the microcracks of concrete caused by reinforcement corrosion*. Applied Mathematical Modelling. 35(5):2529–2543. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2010.11.039>
- Liu, Y., Weyers, R. E. (1998), *Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures*. Materials Journal. 95(6):675–680.
- Maruya, T., Hsu, K., Takeda, H., Tangtermsirikul, S. (2003), *Numerical modeling of steel corrosion in concrete structures due to chloride ion, oxygen and water movement*. Journal of Advanced Concrete Technology. 1(2):147–160. <https://doi.org/10.3151/jact.1.147>
- Mehta, P. K., Monteiro, P. J. M. (2014), “*Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*”. Ibracon, São Paulo, Brasil, p. 751.
- Molina, F. J., Alonso, C., Andrade, C. (1993), *Cover cracking as a function of bar corrosion: Part 2-Numerical model*. Materials and Structures. 26 :532–548. <https://doi.org/10.1007/BF02472864>
- Nguyen, Q. T., Caré, S., Millard, A., Berthaud, Y. (2007), *Analyse de la fissuration du béton armé en corrosion accélérée*. Comptes Rendus Mécanique. 335(2): 99–104. <https://doi.org/10.1016/j.crme.2007.01.005>
- Ožbolt, J., Oršanić, F., Balabanić, G. (2014), *Modeling pullout resistance of corroded reinforcement in concrete: Coupled three-dimensional finite element model*. Cement and Concrete Composites. 46:41–55. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.10.014>
- Paccola, R. R., Coda, H. B. (2016), *A direct FEM approach for particulate reinforced elastic solids*. Composite Structures. 45:235–251. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.01.062>
- Paul, S. C., Zijl, G. P. A. G. V. (2016), *Chloride-induced corrosion modelling of cracked reinforced SHCC*. Archives of Civil and Mechanical Engineering. 16(4):734–742. <https://doi.org/10.1016/j.acme.2016.04.016>
- Ribeiro, D., Cunha, M., Helene, P. (2015), “*Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise*”. Elsevier Brasil, Campus, São Paulo, Brasil, p. 272.
- Vanalli, L., Paccola, R. R., Coda, H. B. (2008), *A simply way to introduce fibers into FEM models*. Communications in Numerical Methods in Engineering. 24:585–603. <https://doi.org/10.1002/cnm.983>
- Yuan, Y., Ji, Y. (2009), *Modeling corroded section configuration of steel bar in concrete structure*. Construction and Building Materials. 23(6):2461–2466. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.09.026>
- Zhu, W. (2014), “*Effect of corrosion on the mechanical properties of the corroded reinforcement and the residual structural performance of the corroded beams*”, Doctoral Dissertation, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse (INSA de Toulouse).

Um modelo analítico para projeto de sapata de canto combinadas

A. Luévanos Rojas^{1*}, S. López Chavarría¹, M. Medina Elizondo¹,
R. Sandoval Rivas¹, O. M. Farías Montemayor¹

* Autor de Contato: arnulfol_2007@hotmail.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.432>

Recepção: 24/08/2019 | Aceitação: 06/04/2020 | Publicação: 01/09/2020

RESUMO

Este trabalho apresenta um modelo analítico para o dimensionamento de sapatas angulares combinadas submetidas a uma carga axial e dois momentos fletores ortogonais para cada pilar que leva em consideração a pressão real do solo sob a sapata, e a metodologia é baseada no princípio de que a integração da força cortante é o momento. O projeto atual considera a pressão máxima em todos os pontos de contato. Este modelo é verificado pelo equilíbrio das forças de cisalhamento e momentos. A aplicação do modelo é apresentada por meio de um exemplo numérico. Portanto, o modelo proposto é o mais adequado, pois gera um melhor controle de qualidade dos recursos utilizados.

Palavras-chave: sapatas combinadas de canto; modelo analítico para projeto; momentos de flexão; cisalhamento por flexão; cisalhamento por punção.

Citar como: Luévanos Rojas, A., López Chavarría, S., Medina Elizondo, M., Sandoval Rivas, R., Farías Montemayor, O. M. (2020), “Um modelo analítico para projeto de sapata de canto combinadas”, Revista ALCONPAT, 10 (3), pp. 317 – 335, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.432>

¹ Instituto de Investigaciones Multidisciplinarias, Universidad Autónoma de Coahuila, Torreón, Coahuila, México.

Editor associado responsável por este artigo: Paulo Helene

Contribuição de cada autor

Neste trabalho, o autor Dr. Arnulfo Luévanos Rojas contribuiu com a ideia original do artigo, desenvolvimento matemático do novo modelo e coordenou o trabalho em geral. A autora Dra. Sandra López Chavarría contribuiu para a discussão dos resultados. O autor Dr. Manuel Medina Elizondo contribuiu para a redação da obra. O autor C. a Dr. Ricardo Sandoval Rivas contribuiu para a elaboração das figuras. O autor C. a Dr. Oscar Mario Farías Montemayor contribuiu na aplicação do modelo proposto.

Licença Creative Commons

Este trabalho foi publicado sob os termos de uma Licença Internacional Creative Commons Attribution 4.0 International ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2021.

An analytical model for the design of corner combined footings.

ABSTRACT

This work shows an analytical model for the design of corner combined footings subjected to an axial load and two orthogonal flexural moments per each column. It considers the real pressure on the ground below of the footing, and the methodology is based on the principle that the integration of the shear force is the moment. The current design considers the maximum pressure at all contact points. This model is verified by equilibrium of shear forces and moments. The application of the model is presented by means of a numerical example. Therefore, the proposed model is the most appropriated, because it generates better quality control in the resources used.

Keywords: corner combined footings; analytical model for design; flexural moments; flexural shearing; punching shearing.

Un modelo analítico para el diseño de zapatas combinadas de esquina

RESUMEN

Este trabajo muestra un modelo analítico para el diseño de zapatas combinadas de esquina sometidas a una carga axial y dos momentos flexionantes ortogonales por cada columna. El modelo toma en cuenta la presión real del suelo debajo de la zapata, y la metodología se basa en el principio de que la integración de la fuerza de corte es el momento. El diseño actual considera la presión máxima en todos los puntos de contacto. Este modelo se verifica por equilibrio de fuerzas de corte y momentos. La aplicación del modelo se presenta por medio de un ejemplo numérico. Por lo tanto, el modelo propuesto es el más apropiado, ya que genera un mejor control de calidad en los recursos utilizados.

Palabras clave: zapatas combinadas de esquina; modelo analítico para diseño; momentos flexionantes; cortante por flexión; cortante por penetración.

Informações legais

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.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

Uma fundação ou mais comumente chamada de base que é o elemento de uma estrutura arquitetônica que a conecta ao solo e que transfere as cargas da estrutura para o solo. As fundações são divididas em dois tipos, rasas e profundas (Bowles, 2001; Das et al., 2006).

As fundações rasas para pilares são de cinco tipos principais: 1) sapatas corridas; 2) sapatas isoladas; 3) sapatas combinadas suportando dois ou mais pilares; 4) sapatas de cintamento ou de balanço; 5) lajes de fundação ou radier que cobrem toda a área de fundação (Bowles, 2001).

Uma sapata combinada é necessária para apoiar um pilar que está localizada muito perto do limite da propriedade, de modo a não invadir a propriedade adjacente. A base combinada pode ser uma laje de espessura uniforme ou uma viga em T invertida. Se o tipo de laje da sapata combinada for usado para apoiar dois ou mais pilares (geralmente dois), a laje deve ter uma forma retangular, trapezoidal ou em forma de T quando um pilar está mais carregado do que o outro (Kurian, 2005; Punmia et al., 2007; Varghese, 2009).

A pressão do solo sob uma sapata depende do tipo de solo, da rigidez relativa do solo e da sapata e da profundidade da fundação ao nível de contato entre a sapata e o solo.

A Figura 1 mostra a distribuição da pressão do solo sob a sapata de acordo com o tipo de solo e a rigidez da sapata (Bowles, 2001).

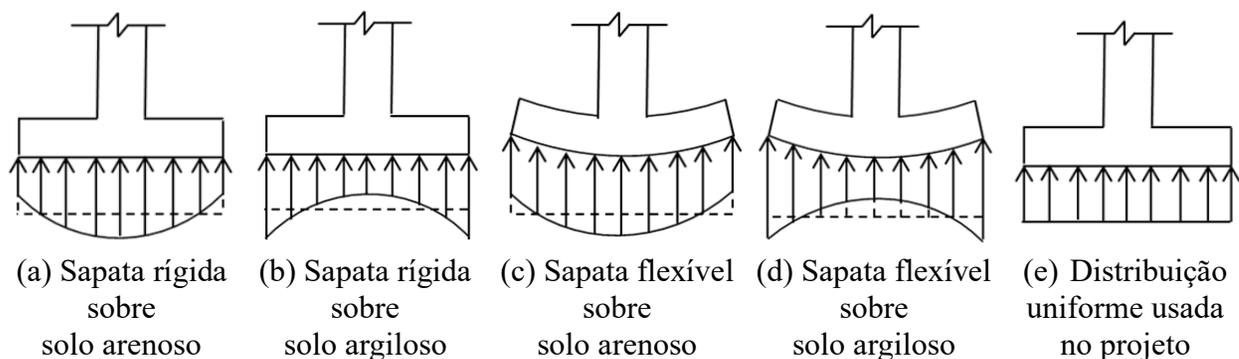


Figura 1. Pressão abaixo da sapata

Estudos sobre estruturas de fundação e modelos matemáticos para sapatas têm sido investigados com sucesso em vários problemas de engenharia geotécnica. As principais contribuições de vários pesquisadores na última década são: “Comportamento de sapatas retangulares carregadas repetidamente em areia armada” (El Sawwaf e Nazir, 2010); “Vibração não linear de placas de compósito híbrido em fundações elásticas” (Chen et al., 2011); “Tabelas de projeto estocástico para capacidade de carga da sapata” (Shahin e Cheung, 2011); “Otimização de partículas modificadas para projeto ideal de suporte estendido e muro de contenção” (Khajehzadeh et al., 2011); “Projeto de sapatas retangulares em novo modelo” (Luévanos-Rojas et al., 2013); “Projeto de sapatas circulares isoladas em novo modelo” (Luévanos-Rojas, 2014a); “Projeto de sapatas retangulares combinadas com um limite usando um novo modelo” (Luévanos-Rojas, 2014b); “Determinação dos estados limites últimos de fundações de superfície usando a abordagem de programação de expressão gênica (GEP)” (Tahmasebi poor et al., 2015); “Projeto de sapatas combinadas de aresta trapezoidal em um novo modelo” (Luévanos-Rojas, 2015); “Novo método iterativo para calcular a tensão na base da sapata sob flexão biaxial” (Aydogdu, 2016); “Um estudo comparativo para o dimensionamento de sapatas retangulares e circulares isoladas usando novos modelos” (Luévanos-Rojas, 2016a); “Influência da rigidez das sapatas na resistência à punção” (Fillo et al., 2016); “Um novo modelo para o projeto de sapatas de divisa retangulares combinadas com dois lados opostos restritos” (Luévanos-Rojas, 2016b); “Projeto estrutural de sapatas de pilares isoladas” (Abdrabbo

et al., 2016); “Projeto ideal para sapatas retangulares isoladas usando pressão real do solo” (Luévanos-Rojas et al., 2017a); “Elementos finitos e análise experimental de sapatas de diferentes formatos na areia” (Anil et al., 2017); “Um estudo comparativo para o projeto de sapatas combinadas de formas trapezoidais e retangulares usando novos modelos” (Luévanos-Rojas et al., 2017b); “Desempenho de sapatas isoladas e dobradas” (El-kady e Badrawi, 2017); “Análise e projeto de vários tipos de sapatas isoladas” (Balachandar e Narendra Prasad, 2017); “Um novo modelo para sapatas combinadas em forma de T Parte II: Modelo matemático para design” (Luévanos-Rojas et al., 2018); “Resistência ao punçoamento de sapatas de concreto armado: avaliação do código de projeto” (Santos et al., 2018); “Efeito de fundações de solo na resposta à vibração de fundações de concreto usando um modelo matemático” (Dezhkam e Yaghfoori, 2018); “Análise de não linearidade no estudo de fundações de grades rasas” (Ibrahim et al., 2018); “Modelagem para sapatas combinadas Parte II: modelo matemático para projeto” (Yáñez-Palafox et al., 2019); “Método numérico para a análise e dimensionamento de sapatas quadradas isoladas sob carga concêntrica” (Magade e Ingle, 2019).

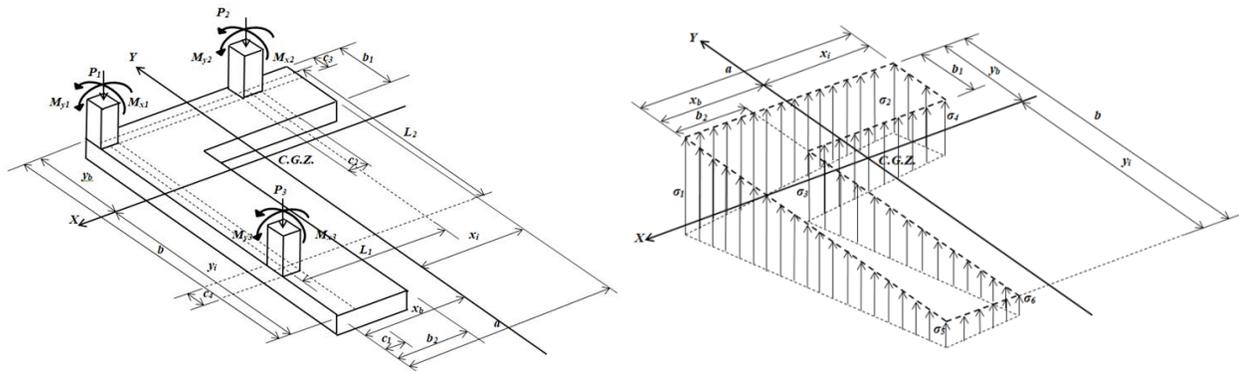
O documento relacionado a este trabalho é: "O dimensionamento ideal para sapatas de canto combinadas" para obter apenas a área mínima da superfície de contato no solo entre o solo e a sapata (López-Chavarría et al., 2017), mas este documento não apresenta o projeto de sapatas de canto combinadas (inclinação efetiva e aço de armadura).

Este documento mostra um modelo analítico para o projeto de sapatas de canto combinadas sujeitas a uma carga axial e dois momentos de flexão ortogonais para cada pilar, e a pressão do solo na sapata é apresentada como uma função dos efeitos gerados por cada pilar, e a metodologia é baseada no princípio de que a integração da força cortante é o momento. O projeto atual considera a pressão máxima em todos os pontos de contato, pois o centro de gravidade da sapata é forçado a coincidir com a posição da força resultante das cargas. Este modelo é verificado pelo equilíbrio das forças de cisalhamento e momentos. A principal vantagem do modelo proposto é apresentar o momento, o cisalhamento na flexão e a punção por meio de equações analíticas. Portanto, o modelo proposto será o mais adequado, pois gera um melhor controle de qualidade nos recursos utilizados (mão de obra, materiais, pequenos equipamentos, etc.), pois se ajusta às condições da real pressão do solo.

2. FORMULAÇÃO DO MODELO PROPOSTO

As seções críticas para sapatas de acordo com o código são (ACI 318S-14, 2014): 1) O momento está localizado na face do pilar; 2) A cortante de flexão está localizada a uma distância "d" da face do pilar; 3) O punçionamento ocorre a uma distância "d / 2" em ambas as direções.

A carga axial e dois momentos fletores ortogonais (flexão biaxial) de cada pilar aplicado na sapata de canto combinada são mostrados na Figura 2 (a). A pressão sob a sapata de canto combinada que varia linearmente, e a tensão em cada vértice da sapata é apresentada na Figura 2 (b).



(a) Cargas aplicadas sobre a sapata

(b) Pressão embaixo da sapata

Figura 2. Sapata combinada de canto

Os esforços na direção principal (eixos "X" e "Y") são obtidos:

$$\sigma(x, y) = \frac{R}{A} + \frac{M_{xT}y}{I_x} + \frac{M_{yT}x}{I_y} \quad (1)$$

onde: R, M_{xT} , M_{yT} , A, I_x , e I_y foram obtidas de (López-Chavarría et al., 2017).

Os esforços abaixo do pilar 2 (eixos "X₂" e "Y₂") se encontram (ver Figura 3):

$$\sigma_{P_2}(x, y) = \frac{P_2}{w_2 b_1} + \frac{12[M_{x2} + P_2(b_1 - c_3)/2]y}{w_2 b_1^3} + \frac{12M_{y2}x}{w_2^3 b_1} \quad (2)$$

Os esforços abaixo do pilar 3 (eixos "X₃" e "Y₃") são obtidos por (ver Figura 3):

$$\sigma_{P_3}(x, y) = \frac{P_3}{w_3 b_2} + \frac{12[M_{y3} + P_3(b_2 - c_1)/2]x}{w_3 b_2^3} + \frac{12M_{x3}y}{w_3^3 b_2} \quad (3)$$

onde: w_2 e w_3 são as larguras da superfície de análise nos pilares 2 e 3: $w_2 = c_2 + d$, $w_3 = c_4 + d$.

2.1 Cortantes por flexão e momentos flexionantes

As seções críticas para momentos fletores são apresentadas nos eixos: a'-a', b'-b', c'-c', d'-d', e'-e', f'-f', g'-g', h'-h', i'-i' e j'-j' (consulte a Figura 3). As seções críticas para cortantes de flexão são apresentadas nos eixos: k'-k', l'-l', m'-m', n'-n', o'-o', p'-p', q'-q' e r'-r' (consulte a Figura 4).

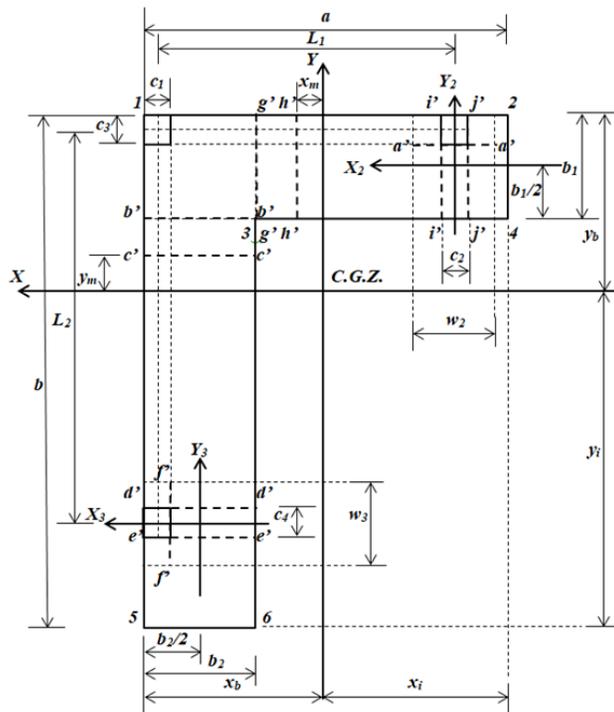


Figura 3. Seções críticas para momentos de flexão

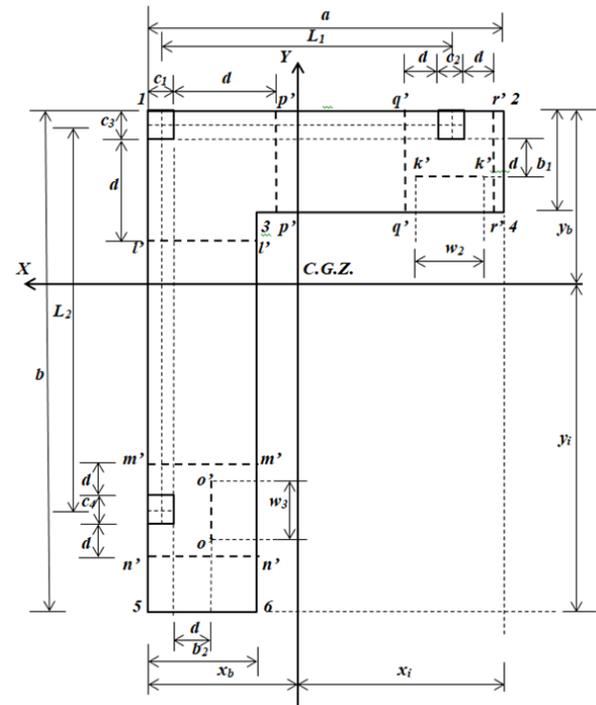


Figura 4. Seções críticas para cortantes por flexão

Nota: Quando os momentos em torno do eixo X são obtidos, os momentos em torno do eixo Y são considerados iguais a zero. Quando os momentos em torno do eixo Y são obtidos, os momentos em torno do eixo X não têm influência. Porque estes são eixos perpendiculares uns aos outros.

2.1.1 Cortantes de flexão e momentos em torno de um eixo paralelo ao eixo "X₂" de $-b_1/2 \leq y_2 \leq b_1/2 - c_3/2$

A cortante "V_{y₂}" é encontrada através do volume de pressão da área formada pelo eixo "X₂" com largura "w₂ = c₂ + d" e a extremidade livre (lado interno) da sapata:

$$V_{y_2} = - \int_{-b_1/2}^{y_2} \int_{-w_2/2}^{w_2/2} \sigma_{P_2}(x, y) dx dy$$

$$= - \frac{P_2 [12(b_1 - c_3)y_2^2 + 4b_1^2 y_2 - b_1^2(b_1 - 3c_3)]}{4b_1^3} - \frac{3M_{x_2}(4y_2^2 - b_1^2)}{2b_1^3} \quad (4)$$

Ao integrar a equação (4) em relação a "y₂", obtém-se:

$$M_{X_2} = - \frac{P_2 y_2 [4(b_1 - c_3)y_2^2 + 2b_1^2 y_2 - b_1^2(b_1 - 3c_3)]}{4b_1^3} - \frac{M_{x_2} y_2 (4y_2^2 - 3b_1^2)}{2b_1^3} + C_1 \quad (5)$$

onde: M_{X₂} é o momento ao redor do eixo "X₂" e V_{y₂} é a cortante a uma distância "y₂". Agora, substituindo "y₂ = -b₁/2" e "M_{X₂} = 0" na equação (5) e a constante "C₁" é:

$$C_1 = \frac{P_2(b_1 - 2c_3) + 4M_{x_2}}{8} \quad (6)$$

Substituindo a equação (6) na equação (5) e a equação do momento generalizado é apresentada a seguir:

$$M_{x_2} = - \frac{P_2 y_2 [4(b_1 - c_3)y_2^2 + 2b_1^2 y_2 - b_1^2(b_1 - 3c_3)]}{4b_1^3} - \frac{M_{x_2} y_2 (4y_2^2 - 3b_1^2)}{2b_1^3} + \frac{P_2(b_1 - 2c_3) + 4M_{x_2}}{8} \quad (7)$$

2.1.2 Cortantes por flexão e momentos sobre um eixo paralelo ao eixo "X" de $y_b - c_3/2 \leq y \leq y_b$

A cortante "V_y" é encontrada através do volume de pressão da área formada pelo eixo "X" com largura "a" e a extremidade livre (lado superior) da sapata:

$$V_y = - \int_y^{y_b} \int_{x_b-a}^{x_b} \sigma(x,y) dx dy = - \frac{Ra(y_b - y)}{A} - \frac{M_{xT} a (y_b^2 - y^2)}{2I_x} - \frac{M_{yT} a (2x_b - a)(y_b - y)}{2I_y} \quad (8)$$

Por integração da equação (8) com respeito a "y", obtemos:

$$M_x = - \frac{Ray_1(2y_b - y)}{2A} - \frac{M_{xT} a y_1(3y_b^2 - y^2)}{6I_x} + C_2 \quad (9)$$

onde: M_X é o momento em torno do eixo "X" e V_y é a cortante na distância "y". Agora, substituindo "y = y_b" e "M_X = 0" na equação (9) e a constante "C₂" é:

$$C_2 = \frac{Ray_b^2}{2A} + \frac{M_{xT} a y_b^3}{3I_x} \quad (10)$$

Substituindo a equação (10) na equação (9) e a equação do momento generalizado é apresentada como segue:

$$M_x = \frac{Ra(y_b - y)^2}{2A} + \frac{M_{xT} a (2y_b^3 - 3y_b^2 y + y^3)}{6I_x} \quad (11)$$

Substituindo "y = y_b - c₃/2" na equação (11) para obter o momento em torno do eixo localizado no centro do pilar 1 e 2 "M_{c₃/2}":

$$M_{c_3/2} = \frac{Rac_3^2}{8A} + \frac{M_{xT} ac_3^2 (6y_b - c_3)}{48I_x} \quad (12)$$

2.1.3 Cortantes por flexão e momentos sobre um eixo paralelo ao eixo "X" de $y_b - b_1 \leq y \leq y_b - c_3/2$

A cortante "V_y" é encontrada através do volume de pressão da área formada pelo eixo "X" com largura "a" e parte superior da sapata:

$$\begin{aligned}
 V_y &= P_1 + P_2 - \int_y^{y_b} \int_{x_b-a}^{x_b} \sigma(x, y) dx dy \\
 &= P_1 + P_2 - \frac{Ra(y_b - y)}{A} - \frac{M_{xT}a(y_b^2 - y^2)}{2I_x} - \frac{M_{yT}a(2x_b - a)(y_b - y)}{2I_y}
 \end{aligned} \quad (13)$$

Ao integrar a equação (13) com respeito a "y", obtemos:

$$M_x = (P_1 + P_2)y - \frac{Ray_1(2y_b - y)}{2A} - \frac{M_{xT}ay_1(3y_b^2 - y^2)}{6I_x} + C_3 \quad (14)$$

Agora, substituindo "y = y_b - c₃/2" e "M_x = M_{c₃/2} - M_{x1} - M_{x2}" na equação (14) e a constante "C₃" é:

$$C_3 = \frac{Ray_b^2}{2A} + \frac{M_{xT}ay_b^3}{3I_x} - (P_1 + P_2)\left(y_b - \frac{c_3}{2}\right) - M_{x1} - M_{x2} \quad (15)$$

Substituindo a equação (15) na equação (14) e a equação do momento generalizado é apresentada como segue:

$$M_x = \frac{Ra(y_b - y)^2}{2A} + \frac{M_{xT}a(2y_b^3 - 3y_b^2y + y^3)}{6I_x} - (P_1 + P_2)\left(y_b - y - \frac{c_3}{2}\right) - M_{x1} - M_{x2} \quad (16)$$

Substituindo "y = y_b - b₁" na equação (16) para obter o momento ao redor do eixo b'-b' "M_{b1}":

$$M_{b_1} = \frac{Rab_1^2}{2A} + \frac{M_{xT}ab_1^2(3y_b - b_1)}{6I_x} - (P_1 + P_2)\left(b_1 - \frac{c_3}{2}\right) - M_{x1} - M_{x2} \quad (17)$$

2.1.4 Cortantes por flexão e momentos sobre um eixo paralelo ao eixo "X" de y_b - L₂ - c₃/2 ≤ y ≤ y_b - b₁

A cortante "V_y" é encontrada através do volume de pressão da área formada pelo eixo "X" e a parte superior da sapata:

$$\begin{aligned}
 V_y &= P_1 + P_2 - \int_{y_b-b_1}^{y_b} \int_{x_b-a}^{x_b} \sigma(x, y) dx dy - \int_y^{y_b-b_1} \int_{x_b-b_2}^{x_b} \sigma(x, y) dx dy \\
 &= P_1 + P_2 - \frac{R[ab_1 + b_2(y_b - y - b_1)]}{A} \\
 &\quad - \frac{M_{xT}\{ab_1(2y_b - b_1) + b_2[(y_b - b_1)^2 - y^2]\}}{2I_x} \\
 &\quad - \frac{M_{yT}[ab_1(2x_b - a) + b_2(2x_b - b_2)(y_b - y - b_1)]}{2I_y}
 \end{aligned} \quad (18)$$

Ao integrar a equação (18) com respeito a "y", obtemos:

$$M_X = (P_1 + P_2)y - \frac{Ry[2ab_1 + b_2(2y_b - y - 2b_1)]}{2A} - \frac{M_{xT}y\{3ab_1(2y_b - b_1) + b_2[3(y_b - b_1)^2 - y^2]\}}{6I_x} + C_4 \quad (19)$$

Agora, substituindo “ $y = y_b - b_1$ ” e “ $M_X = M_{b1}$ ” na equação (19) e a constante “ C_4 ” é:

$$C_4 = \frac{R[ab_1(2y_b - b_1) + b_2(y_b - b_1)^2]}{2A} + \frac{M_{xT}[ab_1(3y_b^2 - 3y_b b_1 + b_1^2) + b_2(y_b - b_1)^3]}{3I_x} - (P_1 + P_2)\left(y_b - \frac{c_3}{2}\right) - M_{x1} - M_{x2} \quad (20)$$

Substituindo a equação (20) na equação (19) e a equação de momentos generalizados se apresenta como segue:

$$M_X = \frac{R[ab_1(2y_b - 2y - b_1) + b_2(y_b - y - b_1)^2]}{2A} - \frac{(P_1 + P_2)(2y_b - 2y - c_3)}{2} + \frac{M_{xT}ab_1[2(3y_b^2 - 3y_b b_1 + b_1^2) - 3y(2y_b - b_1)]}{6I_x} + \frac{M_{xT}b_2[y^3 + (y_b - b_1)^2(2y_b - 3y - 2b_1)]}{6I_x} - M_{x1} - M_{x2} \quad (21)$$

Substituindo “ $y = y_b - L_2 - c_3/2$ ” na equação (21) para obter o momento ao redor do eixo localizado no centro do pilar 3 “ M_{L2} ”:

$$M_{L_2} = \frac{R[ab_1(2L_2 + c_3 - b_1) + b_2(L_2 + c_3/2 - b_1)^2]}{2A} - (P_1 + P_2)L_2 + \frac{M_{xT}ab_1^2(3y_b - b_1)}{6I_x} + \frac{M_{xT}b_2[(y_b - L_2 - c_3/2)^3 - (y_b - b_1)^3]}{6I_x} + \frac{M_{xT}\{3[ay_b^2 - (a - b_2)(y_b - b_1)^2](L_2 + c_3/2 - b_1)\}}{6I_x} - M_{x1} - M_{x2} \quad (22)$$

2.1.5 Cortantes por flexão e momentos sobre um eixo paralelo ao eixo “X” de $y_b - b \leq y \leq y_b - L_2 - c_3/2$

A cortante “ V_y ” pode ser encontrada através do volume de pressão da área formada pelo eixo “X” e a parte de cima da sapata:

$$V_y = P_1 + P_2 + P_3 - \int_{y_b - b_1}^{y_b} \int_{x_b - a}^{x_b} \sigma(x, y) dx dy - \int_y^{y_b - b_1} \int_{x_b - b_2}^{x_b} \sigma(x, y) dx dy = R - \frac{M_{yT}[ab_1(2x_b - a) + b_2(2x_b - b_2)(y_b - y - b_1)]}{2I_y} - \frac{R[ab_1 + b_2(y_b - y - b_1)]}{A} - \frac{M_{xT}\{ab_1(2y_b - b_1) + b_2[(y_b - b_1)^2 - y^2]\}}{2I_x} \quad (23)$$

Pela integração da equação (23), obtem-se:

$$M_x = R_y - \frac{R[2ab_1 + b_2(2y_b - y - 2b_1)]y}{2A} - \frac{M_{xT}[3ab_1(2y_b - b_1) + b_2[3(y_b - b_1)^2 - y^2]]y}{6I_x} + C_5 \quad (24)$$

Agora, substituindo “ $y = y_b - L_2 - c_3/2$ ” e “ $M_x = M_{L2} - M_{x3}$ ” e a constante “ C_5 ” é:

$$C_5 = \frac{R[ab_1(2y_b - b_1) + b_2(y_b - b_1)^2]}{2A} + \frac{M_{xT}[ay_b^3 - (a - b_2)(y_b - b_1)^3]}{3I_x} + P_3L_2 - \frac{R(2y_b - c_3)}{2} - M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} \quad (25)$$

Substituindo a equação (25) na equação (24) e a equação dos momentos fletores generalizados é apresentada a seguir:

$$M_x = P_3L_2 - \frac{R[b_2y(2y_b - y - 2b_1) - ab_1(2y_b - 2y - b_1) - b_2(y_b - b_1)^2]}{2A} - R\left(y_b - y - \frac{c_3}{2}\right) + \frac{M_{xT}[ay_b^3 - (a - b_2)(y_b - b_1)^3]}{3I_x} - \frac{M_{xT}\{3ab_1(2y_b - b_1) + b_2[3(y_b - b_1)^2 - y^2]\}y}{6I_x} - M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} \quad (26)$$

Nas seções seguintes, para obter as equações da cortante e dos momentos generalizados, é utilizado o mesmo procedimento utilizado anteriormente. Portanto, as equações para as cortantes de flexão e momentos generalizados são mostradas abaixo.

2.1.6 Cortantes por flexão e momentos sobre um eixo paralelo ao eixo “ Y_3 ” de $-b_2/2 \leq x_3 \leq b_2/2 - c_1/2$

$$V_{x_3} = - \int_{-w_3/2}^{w_3/2} \int_{-b_2/2}^{x_3} \sigma_{P_3}(x, y) dx dy = - \frac{P_3[12(b_2 - c_1)x_3^2 + 4b_2^2x_3 - b_2^2(b_2 - 3c_1)]}{4b_2^3} - \frac{3M_{y_3}(4x_3^2 - b_2^2)}{2b_2^3} \quad (27)$$

$$M_{Y_3} = - \frac{P_3x_3[4(b_2 - c_1)x_3^2 + 2b_2^2x_3 - b_2^2(b_2 - 3c_1)]}{4b_2^3} - \frac{M_{y_3}x_3(4x_3^2 - 3b_2^2)}{2b_2^3} + \frac{P_3(b_2 - 2c_1) + 4M_{y_3}}{8} \quad (28)$$

2.1.7 Cortantes por flexão e momentos sobre um eixo paralelo ao eixo “ Y ” de $x_b - c_1/2 \leq x \leq x_b$

$$V_x = - \int_{y_b - b}^{y_b} \int_x^{x_b} \sigma(x, y) dx dy = - \frac{Rb(x_b - x)}{A} - \frac{M_{xT}b(2y_b - b)(x_b - x)}{2I_x} - \frac{M_{yT}b(x_b^2 - x^2)}{2I_y} \quad (29)$$

$$M_Y = \frac{Rb(x_b - x)^2}{2A} + \frac{M_{yT}b(2x_b^3 - 3x_b^2x + x^3)}{6I_y} \quad (30)$$

2.1.8 Cortantes por flexão e momentos sobre um eixo paralelo ao eixo “Y” de $x_b - b_2 \leq x \leq x_b - c_1/2$

$$\begin{aligned} V_x &= P_1 + P_3 - \int_{y_b-b}^{y_b} \int_x^{x_b} \sigma(x,y) dx dy \\ &= P_1 + P_3 - \frac{Rb(x_b - x)}{A} - \frac{M_{xT}b(2y_b - b)(x_b - x)}{2I_x} - \frac{M_{yT}b(x_b^2 - x^2)}{2I_y} \end{aligned} \quad (31)$$

$$M_Y = \frac{Rb(x_b - x)^2}{2A} + \frac{M_{yT}b(2x_b^3 - 3x_b^2x + x^3)}{6I_y} - (P_1 + P_3) \left(x_b - x - \frac{c_1}{2} \right) - M_{y1} - M_{y3} \quad (32)$$

2.1.9 Cortantes por flexão e momentos sobre um eixo paralelo ao eixo “Y” de $x_b - L_1 - c_1/2 \leq x \leq x_b - b_2$

$$\begin{aligned} V_x &= P_1 + P_3 - \int_{y_b-b}^{y_b} \int_{x_b-b_2}^{x_b} \sigma(x,y) dx dy - \int_{y_b-b_1}^{y_b} \int_x^{x_b-b_2} \sigma(x,y) dx dy \\ &= P_1 + P_3 - \frac{R[bb_2 + b_1(x_b - x - b_2)]}{A} \\ &\quad - \frac{M_{xT}[bb_2(2y_b - b) + b_1(2y_b - b_1)(x_b - x - b_2)]}{2I_x} \\ &\quad - \frac{M_{yT}\{bb_2(2x_b - b_2) + b_1[(x_b - b_2)^2 - x^2]\}}{2I_y} \end{aligned} \quad (33)$$

$$\begin{aligned} M_Y &= \frac{R[bb_2(2x_b - 2x - b_2) + b_1(x_b - x - b_2)^2]}{2A} - \frac{(P_1 + P_3)(2x_b - 2x - c_1)}{2} \\ &\quad + \frac{M_{yT}bb_2[2(3x_b^2 - 3x_b b_2 + b_2^2) - 3x(2x_b - b_2)]}{6I_y} \\ &\quad + \frac{M_{yT}b_1[x^3 + (x_b - b_2)^2(2x_b - 3x - 2b_2)]}{6I_y} - M_{y1} - M_{y3} \end{aligned} \quad (34)$$

2.1.10 Cortantes por flexão e momentos sobre um eixo paralelo ao eixo “Y” de $x_b - a \leq x \leq x_b - L_1 - c_1/2$

$$\begin{aligned} V_x &= P_1 + P_2 + P_3 - \int_{y_b-b}^{y_b} \int_{x_b-b_2}^{x_b} \sigma(x,y) dx dy - \int_{y_b-b_1}^{y_b} \int_x^{x_b-b_2} \sigma(x,y) dx dy \\ &= R - \frac{M_{xT}[bb_2(2y_b - b) + b_1(2y_b - b_1)(x_b - x - b_2)]}{2I_x} \\ &\quad - \frac{M_{yT}\{bb_2(2x_b - b_2) + b_1[(x_b - b_2)^2 - x^2]\}}{2I_y} - \frac{R[bb_2 + b_1(x_b - x - b_2)]}{A} \end{aligned} \quad (35)$$

$$\begin{aligned}
 M_Y = P_2 L_1 - & \frac{R[b_1 x(2x_b - x - 2b_2) - bb_2(2x_b - 2x - b_2) - b_1(x_b - b_2)^2]}{6I_y} \\
 & - R\left(x_b - x - \frac{c_1}{2}\right) + \frac{M_{yT}[bx_b^3 - (b - b_1)(x_b - b_2)^3]}{3I_y} \\
 & - \frac{M_{yT}\{3bb_2(2x_b - b_2) + b_1[3(x_b - b_2)^2 - x^2]\}x}{6I_y} - M_{y1} - M_{y2} - M_{y3}
 \end{aligned} \quad (36)$$

2.2 Cortantes por punção

As seções críticas para cortantes de punção são mostradas na Figura 5.

2.2.1 Cortantes por punção para o pilar de canto (pilar 1)

A seção crítica para o pilar 1 é apresentada no perímetro formado pelos pontos 1, 7, 8 e 9 da sapata (ver Figura 5). A cortante de punção é obtida pela carga axial do pilar 1 menos o volume de pressão da área delimitada pelos pontos 1, 7, 8 e 9:

$$\begin{aligned}
 V_{p1} = P_1 - & \int_{y_b - c_3 - d/2}^{y_b} \int_{x_b - c_1 - d/2}^{x_b} \sigma(x, y) dx dy \\
 = P_1 - & \frac{M_{xT}(2y_b - c_3 - d/2)(c_1 + d/2)(c_3 + d/2)}{2I_x} \\
 & - \frac{M_{yT}(2x_b - c_1 - d/2)(c_1 + d/2)(c_3 + d/2)}{2I_y} - \frac{R(c_1 + d/2)(c_3 + d/2)}{A}
 \end{aligned} \quad (37)$$

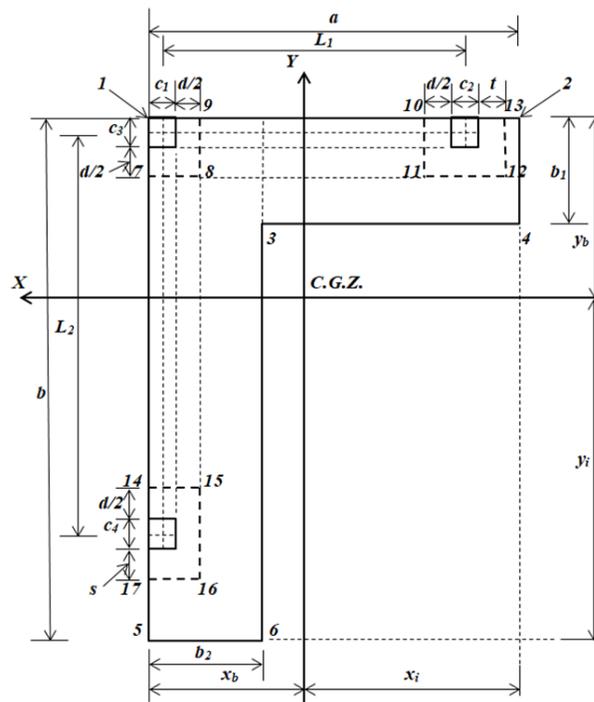


Figura 5. Seções críticas para cortante de punção

2.2.2 Cortantes por punção para o pilar limite (pilar 2)

A seção crítica para o pilar 2 é apresentada no perímetro formado pelos pontos 10, 11, 12 e 13 da sapata (ver Figura 5). A cortante de punção é obtida pela carga axial do pilar 2 menos o volume de pressão da área delimitada pelos pontos 10, 11, 12 e 13:

$$\begin{aligned}
 V_{p2} &= P_2 - \int_{y_b - c_3 - d/2}^{y_b} \int_{x_b - L_1 - (c_1 + c_2)/2 - t}^{x_b - L_1 - (c_1 - c_2)/2 + d/2} \sigma(x, y) dx dy \\
 &= P_2 - \frac{M_{yT}(c_2 + d/2 + t)(c_3 + d/2)(2x_b - 2L_1 - c_1 + d/2 - t)}{2I_y} \\
 &\quad - \frac{M_{xT}(c_2 + d/2 + t)(c_3 + d/2)(2y_b - c_3 - d/2)}{2I_x} \\
 &\quad - \frac{R(c_2 + d/2 + t)(c_3 + d/2)}{A}
 \end{aligned} \tag{38}$$

Nota: quando $d/2 \leq a - L_1 - (c_1 + c_2)/2 \rightarrow t = d/2$, e quando $d/2 > a - L_1 - (c_1 + c_2)/2 \rightarrow t = a - L_1 - (c_1 + c_2)/2$.

2.2.3 Cortantes por punção para o pilar limite (pilar 3)

A seção crítica para o pilar 3 é apresentada no perímetro formado pelos pontos pontos 14, 15, 16 e 17 da sapata (ver Figura 5). A cortante de punção é obtida pela carga axial do pilar 3 menos o volume de pressão da área delimitada pelos pontos 14, 15, 16 e 17:

$$\begin{aligned}
 V_{p3} &= P_3 - \int_{y_b - L_2 - (c_3 + c_4)/2 - s}^{y_b - L_2 - (c_3 - c_4)/2 + d/2} \int_{x_b - c_1 - d/2}^{x_b} \sigma(x, y) dx dy \\
 &= P_3 - \frac{M_{xT}(c_4 + d/2 + s)(c_1 + d/2)(2y_b - 2L_2 - c_3 + d/2 - s)}{2I_x} \\
 &\quad - \frac{M_{yT}(c_4 + d/2 + s)(c_1 + d/2)(2x_b - c_1 - d/2)}{2I_y} \\
 &\quad - \frac{R(c_4 + d/2 + s)(c_1 + d/2)}{A}
 \end{aligned} \tag{39}$$

Nota: quando $d/2 \leq b - L_2 - (c_3 + c_4)/2 \rightarrow s = d/2$, e quando $d/2 > b - L_2 - (c_3 + c_4)/2 \rightarrow t = b - L_2 - (c_3 + c_4)/2$.

3. VERIFICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO

O modelo proposto neste documento é verificado da seguinte forma:

1.- Para os momentos fletores nos eixos X_2 e X : Quando “ $y_2 = - b_1 / 2$ ” é substituído na equação (7), $M_{X2} = 0$ é obtido, se “ $y = y_b$ ” é substituído na equação (11) obtemos $M_X = 0$ e, substituindo “ $y = y_b - b$ ” na equação (26), obtemos $M_X = 0$. Portanto, as equações para os momentos fletores sobre os eixos X_2 e X obedecem ao equilíbrio.

2.- Para os momentos fletores nos eixos Y_3 e Y : Quando “ $x_3 = - b_2 / 2$ ” é substituído na equação (28), $M_{Y3} = 0$ é obtido, se “ $x = x_b$ ” é substituído na equação (30) $M_Y = 0$ é obtido, e substituindo “ $x = x_b - a$ ” na equação (36), $M_Y = 0$. Portanto, as equações para os momentos fletores nos eixos Y_3 e Y obedecem ao equilíbrio.

3.- Para cortantes de flexão nos eixos X_2 e X : Quando “ $y_2 = - b_1 / 2$ ” é substituído na equação (4), $V_{y2} = 0$ é obtido, se “ $y = y_b$ ” é substituído na equação (8) obtemos $V_y = 0$, e substituindo “ $y = y_b - b$ ” na equação (23) obtemos $V_y = 0$. Portanto, as equações para as cortantes de flexão nos eixos X_2 e X obedecem ao equilíbrio.

4.- Para os momentos fletores nos eixos Y_3 e Y : Quando “ $x_3 = -b_2 / 2$ ” é substituído na equação (27), $V_{x3} = 0$ é obtido, se “ $x = x_b$ ” é substituído na equação (29) obtemos $V_x = 0$ e substituindo “ $x = x_b - a$ ” na equação (35), obtemos $V_x = 0$. Portanto, as equações para as cortantes de flexão nos eixos Y_3 e Y estão de acordo com o equilíbrio.

4. APLICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO

O projeto de uma combinação de sapata de canto que suporta três pilares quadrados é mostrado abaixo com as seguintes informações: Os três pilares são de 40x40 cm, $L_1 = 5.00$ m, $L_2 = 5.00$ m, H (profundidade da sapata) = 2.0 m, $P_{D1} = 300$ kN, $P_{L1} = 200$ kN, $M_{Dx1} = 80$ kN-m, $M_{Lx1} = 70$ kN-m, $M_{Dy1} = 120$ kN-m, $M_{Ly1} = 80$ kN-m, $P_{D2} = 600$ kN, $P_{L2} = 400$ kN, $M_{Dx2} = 160$ kN-m, $M_{Lx2} = 140$ kN-m, $M_{Dy2} = 120$ kN-m, $M_{Ly2} = 80$ kN-m, $P_{D3} = 500$ kN, $P_{L3} = 400$ kN, $M_{Dx3} = 120$ kN-m, $M_{Lx3} = 80$ kN-m, $M_{Dy3} = 150$ kN-m, $M_{Ly3} = 100$ kN-m, $f'_c = 28$ MPa, $f_y = 420$ MPa, $q_a = 252$ kN/m², γ_c (densidade do concreto) = 24 kN/m³, γ_s (densidade de preenchimento do solo) = 15 kN/m³.

As cargas e momentos atuando na sapata de canto combinada são: $P_1 = 500$ kN-m, $M_{x1} = 150$ kN-m, $M_{y1} = 200$ kN-m, $P_2 = 1000$ kN, $M_{x2} = 300$ kN-m, $M_{y2} = 200$ kN-m, $P_3 = 900$ kN, $M_{x3} = 200$ kN-m, $M_{y3} = 250$ kN-m.

A capacidade de suporte disponível do solo é considerada $\sigma_{m\acute{a}x} = 213.00$ kN/m², devido à capacidade de carga do solo “ q_a ” o próprio peso da sapata é subtraído (γ_c pela espessura da sapata), e o peso próprio do preenchimento do solo (γ_s pela espessura do preenchimento).

Substituindo “ $\sigma_{m\acute{a}x}$, L_1 , L_2 , P_1 , M_{x1} , M_{y1} , P_2 , M_{x2} , M_{y2} , P_3 , M_{x3} , M_{y3} ” nas equações (30) a (42) do trabalho (López-Chavarría et al. 2017), e a solução por software MAPLE-15 se obtém: $A_{min} = 11.31$ m², $M_{xT} = -8.65$ kN-m, $M_{yT} = 9.49$ kN-m, $R = 2400$ kN, $a = 6.36$ m, $b = 5.95$ m, $b_1 = 1.00$ m, $b_2 = 1.00$ m, $\sigma_1 = 211.31$ kN/m², $\sigma_2 = 212.75$ kN/m², $\sigma_3 = 211.78$ kN/m², $\sigma_4 = 213.00$ kN/m², $\sigma_5 = 212.77$ kN/m², $\sigma_6 = 213.00$ kN/m².

As dimensões práticas da sapata combinada de canto que suporta três pilares quadrados são: $a = 6.40$ m, $b = 6.00$ m, $b_1 = 1.00$ m, $b_2 = 1.00$ m. Agora, as dimensões práticas para verificar as tensões são substituídas no mesmo software MAPLE-15, e a solução é: $A_{min} = 11.40$ m², $M_{xT} = 27.89$ kN-m, $M_{yT} = 7.89$ kN-m, $R = 2400$ kN, $a = 6.40$ m, $b = 6.00$ m, $b_1 = 1.00$ m, $b_2 = 1.00$ m, $\sigma_1 = 212.30$ kN/m², $\sigma_2 = 211.11$ kN/m², $\sigma_3 = 211.34$ kN/m², $\sigma_4 = 210.34$ kN/m², $\sigma_5 = 207.68$ kN/m², $\sigma_6 = 207.49$ kN/m².

As propriedades geométricas da sapata são: $x_b = 2.02$ m, $y_b = 1.82$ m, $I_x = 36.21$ m⁴, $I_y = 42.73$ m⁴. As cargas fatoradas e os momentos que atuam na sapata são: $P_{u1} = 680$ kN, $M_{ux1} = 208$ kN-m, $M_{uy1} = 272$ kN-m, $P_{u2} = 1360$ kN, $M_{ux2} = 416$ kN-m, $M_{uy2} = 272$ kN-m, $P_{u3} = 1240$ kN, $M_{ux3} = 272$ kN-m, $M_{uy3} = 340$ kN-m. As cargas e momentos resultantes fatorados pelas equações (31) a (33) (López-Chavarría et al., 2017) são obtidas: $R_u = 3280$ kN, $M_{uxT} = -4.21$ kN-m, $M_{uyT} = 39.79$ kN-m.

O momento sobre o eixo a'-a' pela equação (7) é obtido “ $M_{a'} = 289.15$ kN-m” em $y_2 = b_1/2 - c_3$. O momento sobre o eixo b'-b' pela equação (16) é obtido “ $M_{b'} = -1335.85$ kN-m” em $y = y_b - b_1$. Agora, substituindo os valores correspondentes na equação (21) e diferenciando com relação a “ y ”, isso é igual a zero para obter a localização do momento máximo “ $y_m = 0.12$ m”, posteriormente se substitui na equação (21), e o momento é “ $M_{c'} = -1405.08$ kN-m”. O momento sobre o eixo d'-d' pela equação (21) é obtido “ $M_{d'} = 168.08$ kN-m” em $y = y_b - L_2 - c_3/2 + c_4/2$. O momento sobre o eixo e'-e' pela equação (26) é obtido “ $M_{e'} = 51.87$ kN-m” em $y = y_b - L_2 - c_3/2 - c_4/2$.

O momento sobre o eixo f'-f' pela equação (28) é obtido “ $M_{f'} = 238.18$ kN-m” em $x_3 = b_2/2 - c_1$. O momento sobre o eixo g'-g' pela equação (32) é obtido “ $M_{g'} = -1280.14$ kN-m” em $x = x_b - b_2$. Agora, substituindo os valores correspondentes na equação (34) e diferenciando com relação a “ x ”, isso é igual a zero para obter a localização do momento máximo “ $x_m = 0.37$ m”, posteriormente se

substituí na equação (34), e o momento é “ $M_h = -1339.60 \text{ kN-m}$ ”. O momento sobre o eixo $i'-i'$ pela equação (34) é obtido “ $M_i = 278.39 \text{ kN-m}$ ” em $x = x_b - L_1 - c_1/2 + c_2/2$. O momento sobre o eixo $j'-j'$ pela equação (36) é obtido “ $M_j = 141.97 \text{ kN-m}$ ” em $x = x_b - L_1 - c_1/2 - c_2/2$.

A escala efetiva no pilar 2 é: 18.33 cm. A escala efetiva para o momento máximo “ M_c ” é: 46.42 cm. A escala efetiva no pilar 3 é: 16.63 cm. A escala efetiva para o momento máximo “ M_h ” é 45.32 cm. A escala efetiva depois de fazer várias propostas é: $d = 92.00 \text{ cm}$, $r = 8.00 \text{ cm}$ e $t = 100 \text{ cm}$.

A Tabela 1 mostra as cortantes de flexão que atuam na sapata e aquelas resistidas pelo concreto de acordo com a norma (ACI 318S-14).

Tabela 1. Cortantes por flexão.

Eixos	Coordenadas	Largura de análise cm	Cortantes por flexão	
			Atuantes kN	Resistidos kN
k'	$y_2 = b_1/2 - c_3 - d$	132	0*	928.56
l'	$y = y_b - c_3 - d$	100	114.14	703.45
m'	$y = y_b - c_3/2 - L_2 + c_4/2 + d$	100	-684.15	703.45
n'	$y = y_b - c_3/2 - L_2 - c_4/2 - d$	100	0*	703.45
o'	$x_3 = b_2/2 - c_1 - d$	132	0*	928.56
p'	$x = x_b - c_1 - d$	100	92.11	703.45
q'	$x = x_b - c_1/2 - L_1 + c_2/2 + d$	100	-699.81	703.45
r'	$y = y_b - c_3/2 - L_2 - c_4/2 - d$	100	22.68	703.45

* O eixo está localizado fora da área da sapata.

A Tabela 2 mostra as cortantes de punção atuando na sapata e resistidas pelo concreto de acordo com a norma (ACI 318S-14).

Tabela 2. Cortantes por punção.

Pilar	Perímetro crítico	Cortantes por punção			
		Atuantes kN	Resistidos kN		
1	$b_0 = c_1 + c_3 + d$	466.23	3629.81	7500.95	2348.70
2	$b_0 = c_2 + 2c_3 + 2d$	1036.93	6415.49	13112.93	4151.20
3	$b_0 = 2c_1 + c_4 + 2d$	911.26	6415.49	13112.93	4151.20

A Tabela 3 mostra o aço de armadura para a sapata combinada de canto (ACI 318S-14).

Tabela 3. Aço da armadura da sapata.

Aço da armadura			Área cm ²
Direção do eixo “Y”	Armadura na parte superior com largura b_2	Armadura principal	42.10
		Armadura mínima	30.67
		Armadura proposta	45.63 (9Ø1”)
	Armadura na parte superior com largura $a - b_2$	Armadura por temperatura	97.20
		Armadura proposta	99.75 (35Ø3/4”)

	Armadura na parte inferior com largura b_2	Armadura principal	4.86
		Armadura mínima	30.67
		Armadura proposta	35.49 (7Ø1")
	Armadura debajo de la columna 2 com largura w_2	Armadura principal	8.37
		Armadura mínima	40.48
		Armadura proposta	42.75 (15Ø3/4")
	Armadura na parte inferior com largura $a - b_2 - w_2$	Armadura por temperatura	73.44
		Armadura proposta	74.10 (26Ø3/4")
	Direção do eixo "X"	Armadura na parte superior com largura b_1	Armadura principal
Armadura mínima			30.67
Armadura proposta			40.56 (8Ø1")
Armadura na parte superior com largura $b - b_1$		Armadura por temperatura	90.00
		Armadura proposta	91.20 (32Ø3/4")
Armadura na parte inferior com largura b_1		Armadura principal	8.07
		Armadura mínima	30.67
		Armadura proposta	35.49 (7Ø1")
Armadura debajo de la columna 3 com largura w_3		Armadura principal	6.88
		Armadura mínima	40.48
		Armadura proposta	42.75 (15Ø3/4")
Armadura na parte inferior com largura $b - b_1 - w_3$		Armadura por temperatura	66.24
		Armadura proposta	68.40 (24Ø3/4")

Os efeitos que governam a espessura da sapata são os momentos de flexão, as cortantes de flexão e as cortantes de punção, e o aço da armadura é projetado por momentos. Para a espessura do exemplo numérico, o cisalhamento de flexão no eixo $q'-q'$ governa (consulte a Tabela 1). A Tabela 4 mostra o comprimento mínimo de desenvolvimento para barras deformadas " l_d " e o comprimento disponível " l_a ". Portanto, o comprimento disponível é maior do que o comprimento mínimo de desenvolvimento em ambas as direções (superior e inferior) (consulte a Tabela 4). Portanto, não são necessários ganchos para a sapata combinada de canto.

Tabela 4. Comprimento mínimo de desenvolvimento e comprimento disponível.

Localização da armadura	ψ_t	$\psi_e = \lambda$	Comprimento de desenvolvimento cm	Comprimento disponível	
				Direção do eixo "X" cm	Direção do eixo "Y" cm
Parte superior	1.3	1.0	154.17	165	170
Parte inferior	1.0	1.0	96.00	140	100

A Figura 6 mostra o aço da armadura e as dimensões da sapata de canto combinada em detalhes.

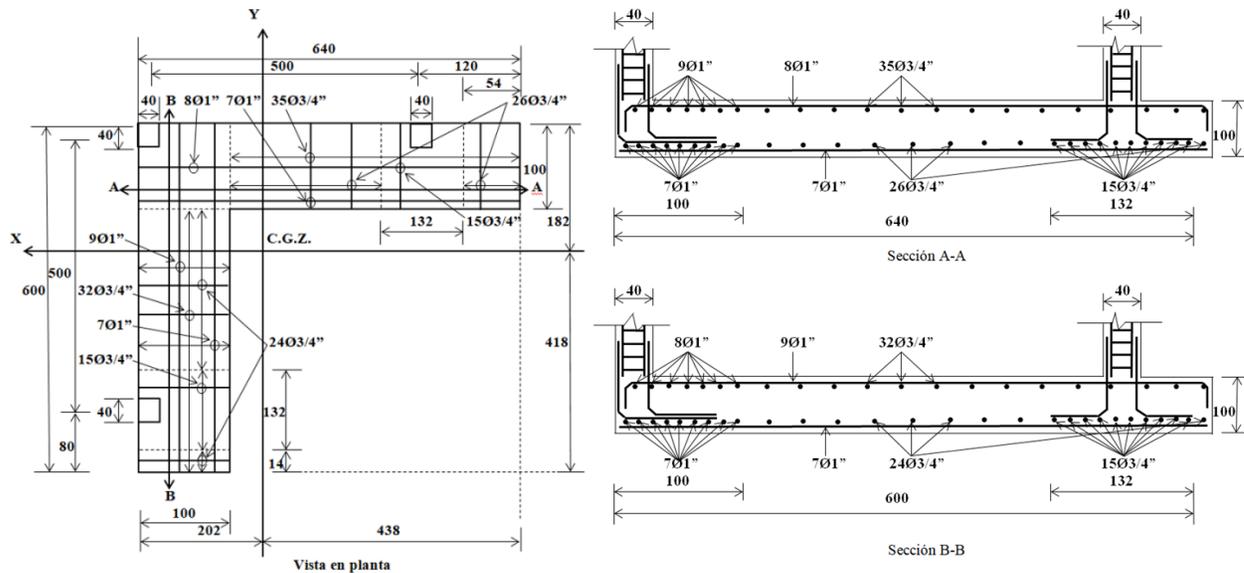


Figura 6. Projeto final da sapata combinada de canto

5. CONCLUSÕES

O novo modelo apresentado neste trabalho é aplicado apenas para o projeto de sapatas de canto combinadas. As considerações deste trabalho são: o membro estrutural é rígido e o solo que sustenta a sapata é elástico e homogêneo, o que obedece à equação de flexão biaxial, ou seja, a pressão varia linearmente.

O novo modelo apresentado neste documento conclui o seguinte:

- 1.- A espessura das sapatas angulares combinadas é determinada pela resistência à flexão e as sapatas isoladas são determinadas pela resistência à punção.
- 2.- O novo modelo não é limitado, enquanto o projeto atual considera que a pressão máxima em todos os pontos de contato, ou seja, a força resultante das cargas aplicadas coincide com a posição do centro geométrico da sapata.
- 3.- O novo modelo está mais ajustado às condições reais em relação ao desenho atual, pois o novo modelo leva em consideração a pressão linear do terreno e o desenho atual considera a pressão uniforme sobre toda a superfície de contato e esta é a pressão máxima.
- 4.- O novo modelo para o dimensionamento de sapatas de canto combinadas sujeitas a carregamento axial e dois momentos em direções ortogonais devido a cada pilar considera duas linhas de propriedade restritas, mas pode ser aplicado a três linhas de propriedade.

O novo modelo mostrado neste trabalho em termos de cargas aplicadas em cada pilar pode ser aplicado a: 1) Carga sem momentos, 2) Carga e um momento (flexão uniaxial), 3) Carga e dois momentos ortogonais (flexão biaxial).

Portanto, o modelo proposto é o mais adequado, pois gera um melhor controle de qualidade dos recursos utilizados.

As seguintes investigações podem ainda ser implementadas: 1) Uma continuação deste trabalho seria formular o custo mínimo para as sapatas de canto combinadas; 2) Quando as sapatas de canto combinadas suportam mais de dois pilares em cada direção; 3) O modelo proposto pode ser estendido para o projeto de lajes de fundação; 4) Quando a sapata é movida sobre outro tipo de solo, por exemplo em solos totalmente argilosos (solos coesos) ou em solos totalmente arenosos (solos granulares), o diagrama de pressão é diferente do linear e o diagrama pode ser parabólico (ver Figura 1).

6. REFERÊNCIAS

- Abdrabbo, F., Mahmoud, Z. I. and Ebrahim, M. (2016), *Structural design of isolated column footings*. Alexandria Engineering Journal. 55(3):2665-2678. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2016.06.016>
- ACI 318S-14 (2014), “*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, Committee 318”, New York, USA.
- Anil, Ö, Akbaş, S.O., Babagİray, S., Gel, A.C. and Durucan, C. (2017), *Experimental and finite element analyses of footings of varying shapes on sand*. Geomechanics and Engineering. 12(2):223-238. <https://doi.org/10.12989/gae.2017.12.2.223>
- Aydogdu, I. (2016), *New Iterative method to Calculate Base Stress of Footings under Biaxial Bending*. International Journal of Engineering & Applied Sciences (IJEAS). 8(4):40-48. <https://doi.org/10.24107/ijeas.281460>
- Balachandar, S. and Narendra Prasad, D. (2017), *Analysis and Design of Various Types of Isolated Footings*. International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. 6(3):3980-3986. http://www.ijirset.com/upload/2017/march/173_balachandar%20pmu.pdf
- Bowles, J. E. (2001), “*Foundation analysis and design*”. McGraw-Hill, New York, USA.
- Chen, W-R., Chen, C-S and Yu, S-Y. (2011), *Nonlinear vibration of hybrid composite plates on elastic foundations*. Structural Engineering & Mechanics. 37(4):367-383. <https://doi.org/10.12989/sem.2011.37.4.367>
- Das, B.M., Sordo-Zabay, E., Arrijoja-Juarez, R. (2006), “*Principios de ingeniería de cimentaciones*”, Cengage Learning Latín América, Distrito Federal, México.
- Dezhkam, B. and Yaghfoori, A. (2018), *Soil foundation effect on the vibration response of concrete foundations using mathematical model*. Computers and Concrete. 22(2):221-225. <https://doi.org/10.12989/cac.2018.22.2.221>
- El-kady, M. S. and Badrawi, E. F. (2017), *Performance of isolated and folded footings*. Journal of Computational Design and Engineering. 4:150-157. <https://doi.org/10.1016/j.jcde.2016.09.001>
- Sawwaf, M. and Nazir, A. K. (2010), *Behavior of repeatedly loaded rectangular footings resting on reinforced sand*. Alexandria Engineering Journal. 49:349-356. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2010.07.002>
- Fillo, L., Augustin, T. and Knapcová, V. (2016), *Influence of footings stiffness on punching resistance*. Perspectives in Science. 7:204-207. <https://doi.org/10.1016/j.pisc.2015.11.034>
- Ibrahim, A., Dif, A. and Othman, W. (2018), *Nonlinearity analysis in studying shallow grid foundation*. Alexandria Engineering Journal. 57:859-866. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2016.11.021>
- Khajehzadeh, M., Taha, M. R., El-Shafie, A. and Eslami, M. (2011), *Modified particle swarm optimization for optimum design of spread footing and retaining wall*. Journal of Zhejiang University-SCIENCE A. 12(6):415-427. <https://link.springer.com/article/10.1631/jzus.A1000252>
- Kurian, N. P. (2005), “*Design of foundation systems*”, Alpha Science Int'l Ltd., New Delhi, India.
- López-Chavarría, S., Luévanos Rojas, A. and Medina Elizondo, M. (2017), *Optimal dimensioning for the corner combined footings*. Advances in Computational Design. 2(2):169-183. <https://doi.org/10.12989/acd.2017.2.2.169>
- Luévanos-Rojas, A., Faudoa-Herrera, J. G., Andrade-Vallejo, R. A. and Cano-Alvarez M. A. (2013), *Design of Isolated Footings of Rectangular Form Using a New Model*. International Journal of Innovative Computing, Information and Control. 9(10):4001-4022. <http://www.ijcic.org/ijcic-12-10031.pdf>

- Luévanos-Rojas, A. (2014a), *Design of isolated footings of circular form using a new model*. Structural Engineering and Mechanics. 52(4):767-786. <https://doi.org/10.12989/sem.2014.52.4.767>
- Luévanos-Rojas, A. (2014b), *Design of boundary combined footings of rectangular shape using a new model*. Dyna-Colombia. 81(188):199-208. <http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v81n188.41800>
- Luévanos-Rojas, A. (2015), *Design of boundary combined footings of trapezoidal form using a new model*. Structural Engineering and Mechanics. 56(5):745-765. <https://doi.org/10.12989/sem.2015.56.5.745>
- Luévanos-Rojas, A. (2016a), *A comparative study for the design of rectangular and circular isolated footings using new models*. Dyna-Colombia. 83(196):149-158. <http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v83n196.51056>
- Luévanos-Rojas, A. (2016b), *A new model for the design of rectangular combined boundary footings with two restricted opposite sides*. Revista ALCONPAT. 6(2):172-187. <https://doi.org/10.21041/ra.v6i2.137>
- Luévanos-Rojas, A., López-Chavarría, S. and Medina-Elizondo, M. (2017a), *Optimal design for rectangular isolated footings using the real soil pressure*. Ingeniería e Investigación. 37(2):25-33. <http://dx.doi.org/10.15446/ing.investig.v37n2.61447>
- Luévanos-Rojas, A., Barquero-Cabrero, J. D., López-Chavarría, S. and Medina-Elizondo, M. (2017b), *A comparative study for design of boundary combined footings of trapezoidal and rectangular forms using new models*. Coupled Systems Mechanics. 6(4):417-437. <https://doi.org/10.12989/csm.2017.6.4.417>
- Luévanos-Rojas, A., López-Chavarría, S. & Medina-Elizondo, M. (2018), *A new model for T-shaped combined footings Part II: Mathematical model for design*. Geomechanics and Engineering. 14(1):61-69. <https://doi.org/10.12989/gae.2018.14.1.061>
- Magade, S. B. and Ingle, R. K. (2019), *Numerical method for analysis and design of isolated square footing under concentric loading*. International Journal of Advanced Structural Engineering. 11:9-20. <https://doi.org/10.1007/s40091-018-0211-3>
- Punmia, B. C., Kumar-Jain, A., Kumar-Jain, A. (2007), “*Limit state design of reinforced concrete*”, Laxmi Publications (P) Limited, New Delhi, India.
- Santos, D. F. A., Lima Neto, A. F. and Ferreira, M. P. (2018), *Punching shear resistance of reinforced concrete footings: evaluation of design codes*. IBRACON Structures and Materials Journal. 11(2):432-454. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952018000200011>
- Shahin M. A. and Cheung E. M. (2011), *Stochastic design charts for bearing capacity of strip footings*. Geomechanics and Engineering. 3(2):153-167. <http://hdl.handle.net/20.500.11937/6498>
- Tahmasebi poor, A., Barari, M., Behnia, M. and Najafi, T. (2015), *Determination of the ultimate limit states of shallow foundations using gene expression programming (GEP) approach*. Soils and Foundations. 55(3):650-659. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.04.015>
- Varghese, P. C. (2009), “*Design of reinforced concrete foundations*”, PHI Learning Pvt. Ltd., New Delhi, India.
- Yáñez-Palafox, J.A., Luévanos-Rojas, A., López-Chavarría, S. and Medina-Elizondo, M. (2019), *Modeling for the strap combined footings Part II: Mathematical model for design*. Steel and Composite Structures. 30(2):109-121. <https://doi.org/10.12989/scs.2019.30.2.109>

Controle do concreto de reforço de blocos de fundação sobre estacas metálicas – Estudo de caso

R. Boni^{1*}, P. Helene² 

* Autor de Contato: ricardo.boni@concretophd.com.br

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.467>

Recepção: 15/05/2020 | Aceitação: 11/08/2020 | Publicação: 01/09/2020

RESUMO

Este artigo apresenta um estudo de caso sobre os desafios, as engenhosidades e as boas práticas de construção envolvidas na execução de reforços estruturais de blocos de fundação de concreto armado sobre estacas metálicas. Os reforços estruturais em questão foram realizados em um empreendimento com 3 torres residenciais de aproximadamente 30 pavimentos tipo cada, localizado próximo da orla marítima. Como resultado, observou-se que um estudo prévio de dosagem para definição do tipo e características do concreto a ser utilizado, execução de evento protótipo de concretagem, particularidades do canteiro de obras, definição prévia dos procedimentos executivos empregados, bem como o acompanhamento e o controle sistemático dos eventos de concretagem e das demais etapas construtivas foram fatores determinantes para promover a segurança e a qualidade dos serviços de reforço em conformidade com as premissas de projeto.

Palavras-chave: reforço estrutural; blocos de fundação; concreto.

Citar como: Boni, R., Helene, P. (2020), "*Controle do concreto de reforço de blocos de fundação sobre estacas metálicas – Estudo de caso*", Revista ALCONPAT, 10 (3), pp. 336 – 349, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.467>

¹ PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

² Professor Titular da Escola Politécnica da USP, PhD Engenharia, São Paulo, Brasil.

Contribuição de cada autor

Neste trabalho, o autor R. Boni contribuiu com a coleta de dados, imagens e redação do texto, o autor P. Helene contribuiu com orientação e revisão final do texto. Ambos autores foram responsáveis pela ideia original, desenvolvimento e estruturação do artigo.

Licença Creative Commons

Este trabalho foi publicado sob os termos de uma Licença Internacional Creative Commons Attribution 4.0 International ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2021.

Control of reinforcement concrete in pile caps over steel piles – Case study

ABSTRACT

This paper presents a case study about the challenges and good building practices involved in the execution of structural reinforced concrete pile caps over steel piles. The structural reinforcements were carried out in a project with 3 residential towers of approximately 30 floors each, located on the seafront. As a result, it was observed that mix design to define the type and characteristics of concrete, prototype event, particularities of the construction site, executive procedures employed, as well as the systematic monitoring and control of concreting events and other constructive stages were determining factors to promote the safety and quality of reinforcement services in accordance with the assumptions and design requirements.

Keywords: structural reinforcement; pile caps; concrete.

Control del hormigón de refuerzo de encepados de fundación sobre pilotes metálicos – Estudio de caso

RESUMEN

Este artículo presenta un estudio de caso sobre los desafíos, el ingenio y las buenas prácticas de construcción involucradas en la ejecución de refuerzos estructurales de encepados de fundación de hormigón armado sobre pilotes metálicos. Los refuerzos estructurales en cuestión se llevaron a cabo en un proyecto con 3 edificios residenciales de aproximadamente 30 pisos cada uno, ubicados cerca del paseo marítimo. Como resultado, se observó que un estudio previo de dosificación para definir el tipo y las características del hormigón a ser utilizado, la ejecución de un hormigonado prototipo, las particularidades del sitio de construcción, la definición previa de los procedimientos de ejecución empleados, así como el monitoreo y el control sistemático de los hormigonados y otros procedimientos de construcción fueron factores determinantes para promover la seguridad y la calidad de los servicios de refuerzo de acuerdo con las premisas de diseño.

Palabras clave: refuerzo estructural; encepados de fundación; hormigón.

Informações legais

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.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

Localizado em um terreno com mais de 7.000 m², aproximadamente a 250 m da orla marítima da cidade de Vitória, ES, Brasil. O empreendimento é composto por 3 torres residenciais com um total de 166 unidades. A *Torre 1* possui 33 pavimentos e as *Torres 2 e 3* possuem 31 pavimentos cada. O complexo residencial, cuja construção foi concluída no final do ano de 2010, ainda possui dois pavimentos de garagem sob a projeção das torres e da área de uso comum, ambos localizados acima do nível d'água, ou seja, sem necessidade da utilização de laje subpressão. O reforço estrutural dos blocos de fundação das torres residenciais do empreendimento foi realizado no primeiro semestre do ano de 2018, entre os meses de janeiro e maio, em virtude de não conformidades observadas na estrutura do empreendimento, verificadas por ocasião do colapso parcial ocorrido na área de lazer do empreendimento.

Este artigo apresenta os estudos, os ensaios, as engenhosidades, as boas práticas de engenharia, os procedimentos empregados na execução desses reforços e as atividades desenvolvidas, com ênfase no controle de qualidade do concreto.

2. DADOS BÁSICOS DO PROJETO DE REFORÇO E DO TRAÇO DE CONCRETO

O projeto de reforço estrutural dos blocos de fundação das torres residenciais foi elaborado conforme recomendações da norma ABNT NBR 6118:2014. Este projeto contempla o reforço de 20 elementos estruturais, conforme destacado nas Figuras 1 e 2, que apresentam os reforços estruturais executados em planta e em perspectiva (destacados em vermelho), respectivamente.

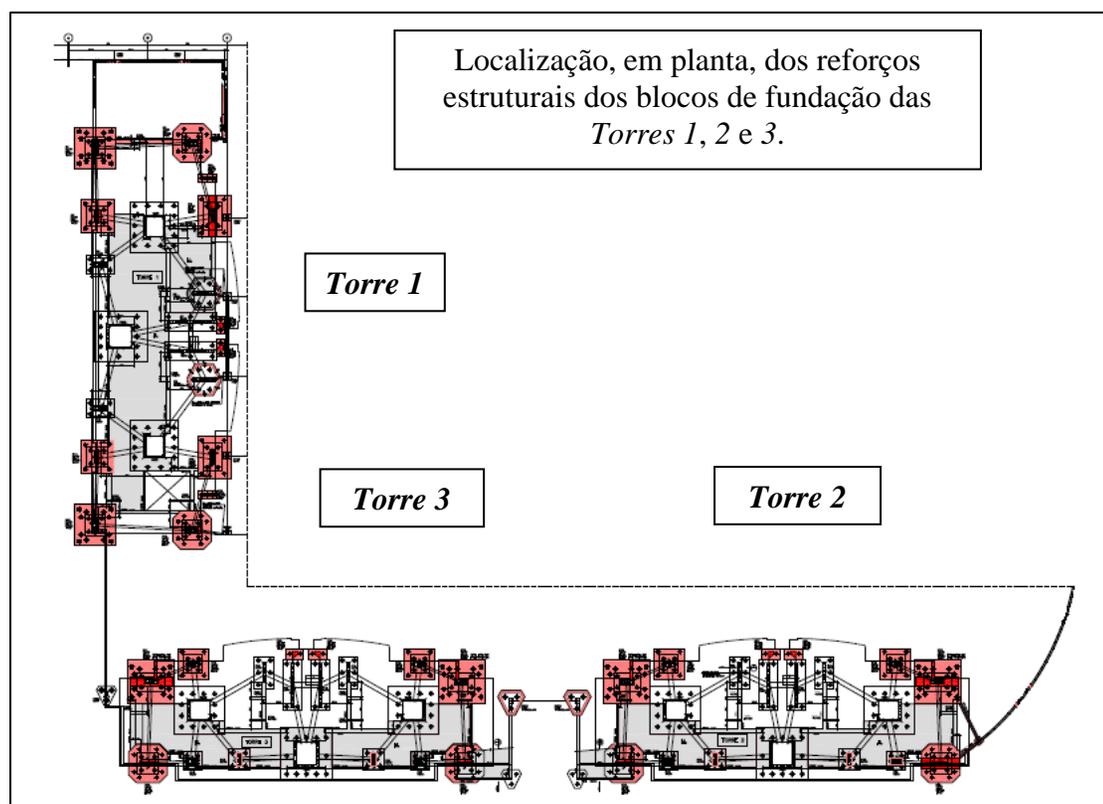


Figura 1. Detalhe, em planta, da localização dos reforços estruturais dos blocos de fundação das torres residenciais.

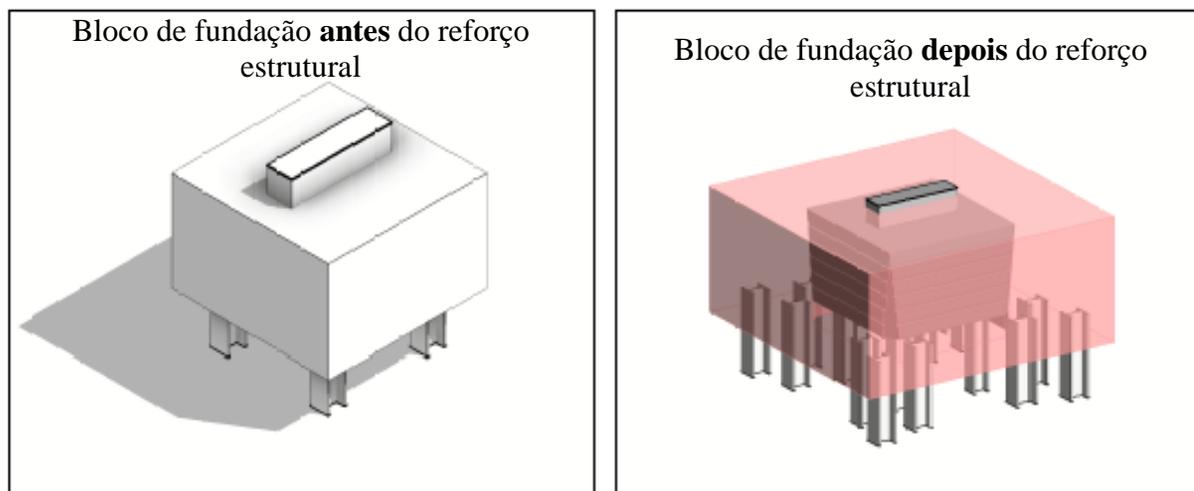


Figura 2. Detalhe genérico em perspectiva (antes e depois) do reforço estrutural dos blocos de fundação.

Na Figura 2, nota-se que foram cravadas estacas metálicas adicionais na periferia dos blocos existentes. No total foram cravadas 152 estacas tipo perfis W200x86 e W250x115, com carga de trabalho de 194tf e 258tf, respectivamente. Os comprimentos de execução variaram de 20 a 22 metros de profundidade. O projeto de reforço da fundação foi elaborado tendo como base as prescrições da norma ABNT NBR 6122:2010.

A resistência à compressão do concreto especificada para o reforço dos elementos foi de $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$, módulo de elasticidade $E_c \geq 32\text{GPa}$, para uma tensão correspondente a 14MPa (0,35 de f_{ck}), com relação a/c máxima de 0,50. Essa especificação atende a classe de agressividade ambiental forte (CAA III) requerida em projeto, conforme subitens 6.4 “Agressividade do ambiente” e 7.4 “Qualidade do concreto de cobertura” da norma ABNT NBR 6118:2014.

Dessa forma, com base nas premissas de projeto, disponibilidade de insumos na região, necessidades e particularidades do canteiro de obras foi desenvolvido um estudo de dosagem. Para esse estudo foram utilizadas as normas ABNT NBR 12655:2015 e ABNT NBR 15823:2017 Partes 1 a 6 relativas ao concreto autoadensável. Além dessas normas, também serviu como referência as diretrizes do método IBRACON (Tutikian, B.; Helene, P., 2011) para desenvolvimento de um concreto autoadensável, com classe de espalhamento SFII, o qual está apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Traço de concreto autoadensável, em materiais secos, $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$ aos 28 dias de idade para 1m^3 de concreto.

Traço de concreto autoadensável, classe de espalhamento SFII	Concebido para $f_{ck} 40\text{MPa}$
consumo de cimento por m^3 (CP III-40-RS)	425kg
relação água/(cimento+adição)	0,43
água	183kg
areia fina	329kg
areia média	494kg
brita 0	960kg
aditivo polifuncional	2,5kg
aditivo superplastificante ¹	1,5kg

(1) Adicionado totalmente na usina de concreto. Somente para o caso de eventuais correções de espalhamento, permitiu-se a utilização adicional desse aditivo em canteiro de obras, em pequenas quantidades, a depender da necessidade.

O aspecto visual do concreto em questão pode ser observado nas Figuras 3, 4 e 5, que evidenciam os ensaios de espalhamento, habilidade passante anel J e habilidade passante caixa L, realizados de acordo com as normas ABNT NBR 15823-2:2017, ABNT NBR 15823-3:2017 e ABNT NBR 15823-4:2017, respectivamente. Ainda, na Figura 3, também é possível observar o índice de estabilidade visual (IEV) do concreto que foi desenvolvido especialmente para o reforço estrutural dos blocos de fundação deste empreendimento.



Figura 3. Detalhe do ensaio de espalhamento realizado em laboratório durante o estudo de dosagem.



Figura 4. Detalhe do ensaio de habilidade passante através da caixa L, realizado em laboratório durante o estudo de dosagem.



Figura 5. Detalhe do ensaio de habilidade passante através do anel J, realizado em laboratório durante o estudo de dosagem.

Visando minimizar possíveis não conformidades relacionadas com a resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto, foi previamente acordado entre os envolvidos que, durante os eventos de concretagem do reforço estrutural, não seria adicionada água no balão do caminhão betoneira após este deixar a central dosadora (onde a quantidade de água de amassamento é devidamente controlada por hidrômetros).

Sendo assim, em canteiro de obras, após a realização dos ensaios de aceitação (espalhamento aferido por *slump flow test*), caso houvesse necessidade da correção do espalhamento do concreto, isto seria procedido somente por meio de aditivo, mediante acompanhamento técnico do consultor. Ainda, precedentemente às concretagens dos reforços dos blocos de fundação foi realizado um evento protótipo (simulação em caminhão betoneira) visando avaliar o comportamento do concreto estudado em laboratório nas condições de campo. Observou-se que o tempo de transporte do concreto da usina até a obra era de aproximadamente 25 minutos, distância de 9,6 km e que o tempo de lançamento do concreto era de, no máximo, 30 minutos, por caminhão betoneira.

Na oportunidade do evento de concretagem protótipo também foram moldados corpos de prova cilíndricos para ensaios de resistência à compressão aos 3, 7, 14, 28 e 45 dias de idade e módulo de elasticidade aos 28 dias, conforme evidenciado na Figura 6.



Figura 6. Detalhe da moldagem de corpos de prova cilíndricos no evento de concretagem protótipo para ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade.

Baseado nos resultados favoráveis de resistência à compressão e módulo de elasticidades obtidos no estudo de dosagem realizado em laboratório e no evento protótipo mencionado, iniciaram-se os serviços de concretagem do reforço estrutural dos blocos conforme etapas detalhadas adiante no subitem *Procedimentos Executivos*.

3. PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS

Os procedimentos executivos adotados neste estudo de caso estão baseados nas normalizações brasileiras vigentes, principalmente na norma ABNT NBR 14931:2004 e nas boas práticas de engenharia.

Os serviços tiveram início com a cravação de estacas metálicas nas regiões localizadas no entorno dos blocos de fundação a serem reforçados, como apresentado na perspectiva da Figura 2. Essas estacas possuem profundidade variando de 20 a 22 m e foram cravadas por bate estacas adaptados, posicionados entre lajes, como ilustrado na Figura 7.



Figura 7. Detalhe do bate estaca adaptado posicionado entre lajes para execução dos serviços de cravação das estacas de reforço estrutural.

Em virtude da dificuldade de acesso, das dimensões dos equipamentos de cravação e das interferências existentes no local, para a execução dessa etapa do reforço, foram necessários alguns serviços adicionais, dentre eles:

- ✓ escorar previamente a laje do pavimento térreo, sob a qual os equipamentos de cravação ficaram apoiados;
- ✓ adaptar todos os equipamentos de cravação, em virtude da altura da torre do bate estaca ser muito maior que a distância entre lajes (pé direito);
- ✓ executar demolições localizadas e furos na laje escorada do térreo para permitir a cravação das estacas metálicas;
- ✓ segmentar previamente as estacas metálicas (em comprimentos variando de 2 a 4 m) para permitir o posicionamento em prumo dos perfis no local de cravação;
- ✓ utilizar um suplemento (acima do capacete de proteção da cabeça da estaca) de forma a auxiliar a cravação dos perfis.

Dessa forma os segmentos metálicos das estacas eram cravados e imediatamente soldados aos segmentos subsequentes, na medida do avanço dos serviços. A Figura 8 ilustra a execução dos serviços e as estacas cravadas na periferia de um dos blocos de fundação. Neste último caso, para melhor visualização, o registro da imagem feito após a escavação do entorno do bloco.



Figura 8. Detalhe da execução dos serviços de cravação (à esquerda) e das estacas metálicas cravadas no entorno do bloco de fundação a ser reforçado (à direita).

Após cravação de todas as estacas de um determinado bloco de fundação foi realizada a escavação. Para tanto foi instalado um sistema com bombas de rebaixamento do nível d'água localizado na

região do entorno do bloco (este sistema seria desativado somente após a concretagem e reaterro). A escavação foi realizada com equipamento de pequeno porte ou, na maioria dos casos, manualmente, novamente em virtude de interferências e das condições de difícil acesso.

Na sequência foi executado o lastro de concreto magro com 5 cm de espessura, aferidas as dimensões dos blocos existentes e verificadas, por meio da topografia, possíveis excentricidades das estacas existentes (em carga), como evidenciado na Figura 9.



Figura 9. Detalhe da aferição das dimensões dos blocos existentes e das estacas metálicas, após escavação e execução do magro.

Concluída essa etapa, iniciaram-se os serviços de corte das estacas, cujo topo deveria ficar 35 cm acima da cota inferior do bloco de reforço, e preparação das superfícies laterais dos blocos de fundação, conforme apresentado na Figura 10. Nessa etapa eram realizados chanfros e sulcos nas arestas e superfícies laterais dos blocos, além do apicoamento de todas as faces, exceto a inferior, conforme exigências do projeto estrutural.



Figura 10. Detalhe da execução dos chanfros e sulcos nas arestas e superfícies laterais dos blocos de fundação.

A execução dos chanfros e sulcos nas laterais dos blocos existentes eram imprescindíveis e muito importantes, uma vez que visavam garantir a qualidade da junta de concretagem na interface concreto antigo/concreto novo (a ser lançado) e colaborar na transmissão dos esforços. A execução dos chanfros nas arestas laterais proporcionou uma geometria tipo cone (ou rolha) que dispensou a verificação da aderência entre o bloco existente e o reforço estrutural.

Registra-se que os sulcos foram executados com 3 cm de profundidade ao longo de todas as superfícies laterais e os chanfros das arestas laterais com dimensões variando de 0 cm (na face superior) a 15 cm (na face inferior do bloco), como evidenciado na Figura 11.

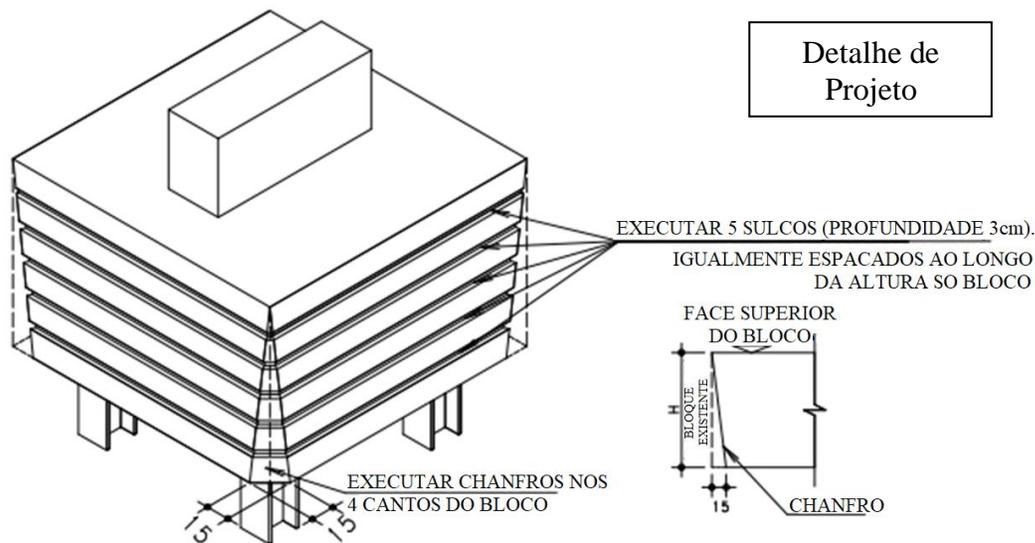


Figura 11. Detalhe de projeto indicando posicionamento dos sulcos e dos chanfros.

A Figura 12 evidencia o bloco de fundação após a conclusão dos serviços de tratamento da superfície do concreto.

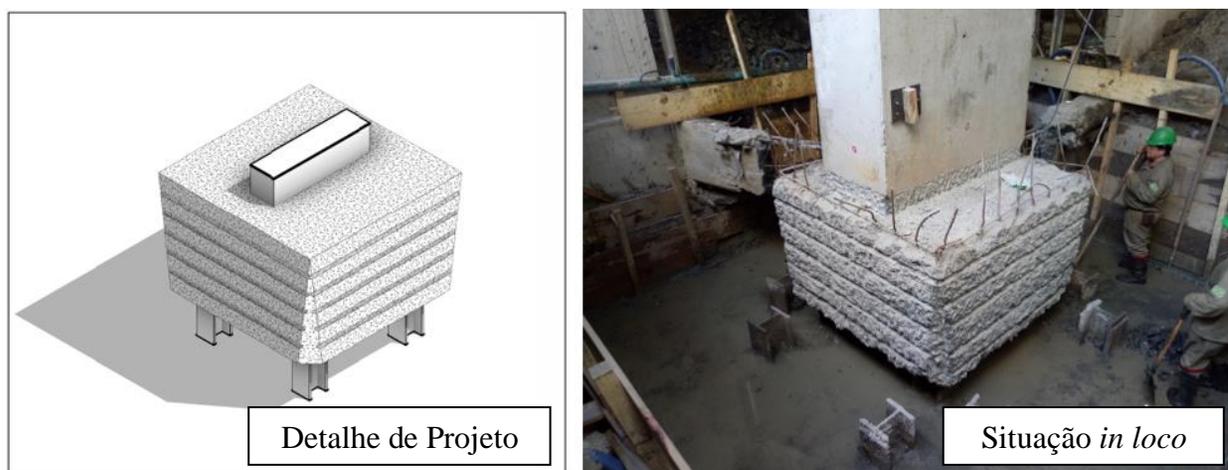


Figura 12. Detalhe do tratamento de superfície do bloco de fundação. Detalhe de projeto (à esquerda) e da situação *in loco* (à direita).

Após preparação da superfície, tiveram início os serviços de armação do reforço estrutural executado por empresa especializada e mão de obra certificada, mediante acompanhamento e verificação minuciosa dos serviços, no que se refere ao posicionamento, bitolas, quantidade de barras e demais etapas que envolvem o controle de qualidade, inclusive utilização de espaçadores tipo multiapoio nas laterais e no fundo do bloco, de forma a garantir o cobrimento especificado em projeto (40 mm).

Registra-se que as barras de aço utilizadas no reforço estrutural dos blocos (bitolas 25 mm, 20 mm, 16 mm e 12,5 mm) foram entregues em obra cortadas/dobradas e devidamente identificadas. A Figura 13 apresenta a execução dos serviços de armação de reforço dos blocos.



Figura 13. Detalhe da execução dos serviços de armação de reforço do bloco de fundação.

Após conferência da armação e liberação por parte da equipe de engenharia, iniciavam-se as montagens das fôrmas de madeira e do escoramento, como apresentado na Figura 14. Todos esses serviços também eram acompanhados e verificados quanto a planicidade, prumos, dimensões, travamentos e estanqueidade.



Figura 14. Detalhe das fôrmas do reforço estrutural dos blocos de fundação.

Finalizando os serviços de reforço estrutural foi realizada a concretagem do reforço do elemento estrutural, por meio da utilização de concreto autoadensável, bombeado, conforme traço detalhado no item 2 “*Dados Básicos de Projeto de Reforço e do Traço de Concreto*” deste artigo. A Figura 15 evidencia o aspecto visual do concreto observado em campo.



Figura 15. Aspecto visual do concreto autoadensável utilizado no reforço dos blocos estruturais.

Nessa etapa era imprescindível que o concreto fosse lançado em baixa velocidade para evitar o aprisionamento de ar na superfície inferior do bloco evitando, dessa forma, possíveis falhas de concretagens ocultas. Para evitar não conformidades dessa natureza, o concreto da porção inferior do bloco era lançado lentamente, em apenas um dos lados do bloco, e vibrado moderadamente com vibradores de imersão com agulha de diâmetro igual a 40 mm.

É importante registrar que a superfície tratada do bloco existente, região da interface com o concreto novo, foi previamente limpa com jato d'água pressurizada, de forma a remover toda a poeira, material pulverulento ou qualquer outro tipo de contaminante. O concreto autoadensável foi lançado sobre superfície limpa na condição saturada seca.

A Figura 16 evidencia o evento de concretagem do reforço de um dos blocos de fundação, realizado com concreto autoadensável, respeitando as premissas mencionadas no parágrafo anterior.



Figura 16. Detalhe da concretagem do reforço do bloco de fundação, realizado com concreto autoadensável.

Sobre o recebimento do concreto em obra foram realizados, em todos os caminhões betoneira, por laboratório especializado, ensaios de espalhamento (*slump flow test*) conforme recomendações da norma ABNT NBR 15823-2:2017. Nesses casos foram observados e analisados, como critério de aceitação do concreto no estado fresco, a classe de espalhamento, o índice de estabilidade visual obtidos, bem como o aspecto visual do concreto, que deveria se apresentar coeso, sem exsudação ou segregação aparente. Conforme registrado anteriormente, no caso da necessidade de correção do espalhamento era utilizado apenas aditivo superplastificante, em hipótese alguma o espalhamento foi corrigido mediante adição de água em canteiro de obras.

Além dos ensaios de recebimento mencionados no parágrafo anterior, sempre que possível, foram realizadas visitas técnicas à central dosadora de concreto, com o intuito de acompanhar os procedimentos de produção do concreto, no que se refere ao controle dos insumos, os ensaios de determinação do teor de umidade dos agregados miúdos, dosagem, mistura e demais etapas.

Visando minimizar o risco de fissuração, após concretagem, as fôrmas laterais foram mantidas por um período de 3 dias com o intuito de evitar a evaporação superficial da água. Além disso a face superior do bloco foi mantida sempre úmida, por meio da aspersão de água potável, de maneira a garantir as condições ideais de cura.

Na sequência, depois da retirada das fôrmas foram realizadas inspeções minuciosas em todas as superfícies do reforço executado e nas regiões da interface concreto novo/concreto antigo. Registra-se que não foram encontradas nenhum tipo de não conformidade relacionadas com falhas de concretagem, fissuras etc.

A Figura 17 apresenta o aspecto visual e o acabamento superficial do concreto no estado endurecido aplicado no reforço dos blocos de fundação.



Figura 17. Detalhe do aspecto visual e do acabamento superficial do concreto dos blocos de fundação reforçados.

Logo após a inspeção os blocos eram liberados para serem aterrados. Para tanto foi utilizado um compactador mecânico.

Com respeito ao controle tecnológico do concreto foram moldados 6 corpos de prova por caminhão betoneira para execução de ensaios de resistência à compressão nas idades de 7, 28 e 45 dias (2 por idade), utilizando o critério de amostragem total, conforme item 6.2.3.1 “*Controle do concreto por amostragem total (100%)*” da norma ABNT NBR 12655:2015.

Os corpos de prova eram moldados, armazenados e transportados de acordo com as exigências da norma ABNT NBR 5738:2015. Ressalta-se que os corpos de prova moldados para os 45 dias de idade só seriam ensaiados no caso da identificação de não conformidades relacionadas com a resistência à compressão aos 28 dias. Os resultados obtidos estão detalhados adiante.

4. RESULTADOS OBTIDOS

Considerando os procedimentos executivos descritos anteriormente e as boas práticas de engenharia adotadas, apresentam-se adiante os resultados obtidos, no que se refere a integridade e a qualidade do concreto empregado.

Após concretagem e realização das inspeções visuais em todos os reforços dos blocos de fundação, constatou-se que estes não apresentaram fissuras decorrentes do fenômeno de retração ou qualquer outro tipo de falha de concretagem relevante que pudesse comprometer sua integridade, sua durabilidade e vida útil da estrutura.

No que se refere ao controle tecnológico do concreto aplicado no reforço estrutural dos blocos das torres residenciais, a Figura 18 apresenta graficamente os resultados de resistência à compressão concreto aos 7 e 28 dias de idade dos 66 caminhões betoneira (amostragem a 100%), na forma de carta de valores individuais.

Como pode ser observado a resistência média obtida foi de 45,2 MPa, desvio padrão de 2,9 MPa, coeficiente de variação igual a 6,4% e com valores extremos variando de 40,7 MPa (mínimo) a 53,9 MPa (máximo). Considerando a resistência especificada em projeto, registra-se que todos resultados estão conformes.

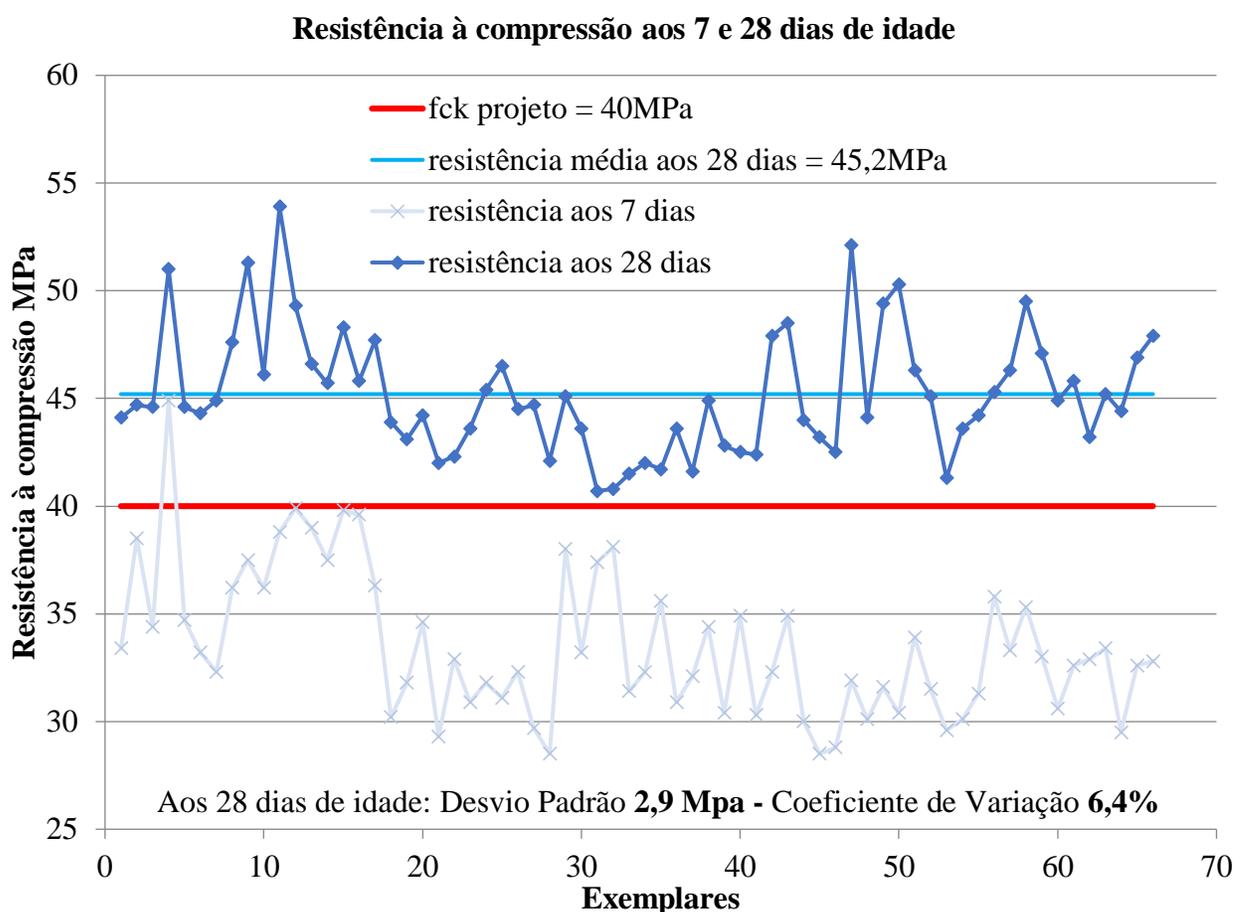


Figura 18. Carta de valores individuais concreto f_{ck} 40MPa, autoadensável utilizado no reforço estrutural dos blocos de fundação.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo visou ressaltar que simples recomendações coerentes com a normalização vigente e boas práticas construtivas, estudos prévios, bem como o controle e o acompanhamento técnico sistemático das atividades que antecederam e sucederam os eventos de concretagem, foram suficientes para promover um elemento estrutural íntegro e um resultado final satisfatório em conformidade com as exigências do projeto.

6. AGRADECIMENTOS

Registra-se agradecimentos especiais aos profissionais das empresas e escritórios responsáveis pela elaboração do projeto de fundação Geoconsult, pelo projeto estrutural de reforço França & Associados, pela construção Cyrela e pelo fornecimento do concreto Concrevit, que juntos com a consultoria da PhD Engenharia tornaram possível esta realização com qualidade.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2004). *NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento*. Rio de Janeiro.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2004). *NBR 14931: Execução de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2010). *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2015). *NBR 5738: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 15823-1: Concreto autoadensável. Parte 1: Classificação, controle e recebimento no estado fresco*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 15823-2: Concreto autoadensável. Parte 2: Determinação do espalhamento, do tempo de escoamento e do índice de estabilidade visual – Método do cone de Abrams*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 15823-3: Concreto autoadensável. Parte 3: Determinação da habilidade passante – Método do anel J*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 15823-4: Concreto autoadensável. Parte 4: Determinação da habilidade passante – Método da caixa L e da caixa U*. Rio de Janeiro.
- Helene, P., Terzian, P. (1993), “*Manual de dosagem e controle do concreto*”. PINI/SENAI, São Paulo, Brasil, p. 349.
- Tutikian, B., Helene, P. (2011), “*Dosagem dos Concretos de Cimento Portland*” In. Geraldo C. Isaia (Org.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. 1 ed. São Paulo: Ibracon, 2011, v. 1, p. 415-451.

Análise do melhor horário para a detecção de danos em pavimentos flexíveis usando termografia infravermelha

M. Pacara-Copa^{1*} , J. H. A. Rocha² , J. S. Ledezma-Pérez¹ 

* Autor de Contato: marinapacara@gmail.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.468>

Recepção: 15/05/2020 | Aceitação: 11/08/2020 | Publicação: 01/09/2020

RESUMO

En este trabajo se discute el rango horario para optimizar e interpretar los resultados de la termografía infrarroja cuando es utilizada en la detección de daños de pavimentos flexibles. Se realizó un seguimiento de 14 horas continuas (5:00 a.m. a 7:00 p.m.) para cuatro zonas de estudio en una avenida céntrica de la ciudad de Cochabamba, Bolivia. El seguimiento evidenció un rango horario óptimo para la toma de imágenes termográficas de 11:00 a.m. hasta las 4:00 p.m.; también se constató la visualización del deterioro mediante la colorimetría diferenciada en los termogramas a diferentes horas. Este ensayo permite localizar las áreas en las que se puede efectuar una inspección detallada. Como limitante se tiene su sensibilidad a cambios en las condiciones ambientales.

Palavras-chave: termografia infravermelha; pavimento flexível; inspeção.

Citar como: Pacara-Copa, M., Rocha, J. H. A., Ledezma-Pérez, J. S. (2020), “Análise do melhor horário para a detecção de danos em pavimentos flexíveis usando termografia infravermelha”, Revista ALCONPAT, 10 (3), pp. 350 – 363, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.468>

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias y Tecnología, Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia.

² Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Tecnología, Universidad Privada del Valle, Cochabamba, Bolivia.

Contribuição de cada autor

Neste trabalho o autor M. Pacara-Copa contribuiu com a ideia original, trabalho de campo e acompanhamento, coleta de dados, escolha e desenvolvimento da metodologia de trabalho, redação do trabalho e discussão dos resultados; O autor JHA Rocha contribuiu com a escolha e desenvolvimento da metodologia de trabalho, coleta de dados, discussão dos resultados e revisão da redação do trabalho, e o autor JS Ledezma P. contribuiu com a discussão dos resultados e revisão da redação do trabalho..

Licença Creative Commons

Este trabalho foi publicado sob os termos de uma Licença Internacional Creative Commons Attribution 4.0 International ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2021.

Time variability analysis for damage detection in flexible pavement using infrared thermography

ABSTRACT

This document discusses the time range to optimize and understand infrared thermography results when used on damage detection for flexible pavement. A monitoring activity was performed during 14 continuous hours (5:00 a.m. to 7:00 p.m.) for four study areas in a centrally located avenue in Cochabamba City, Bolivia. This activity evidenced an effective time range to take thermographic images from 11:00 a.m. to 4:00 p.m. Damage visualization by differential colorimetry in thermograms at different times was also verified. This test enables locating areas where a detailed inspection may be performed. As a limitation, its sensibility to changes under environmental conditions is evident.

Keywords: infrared thermography; flexible pavement; inspection.

Análisis de la variabilidad horaria para la detección de daños en pavimentos flexibles usando termografía infrarroja

RESUMEN

En este trabajo se discute el rango horario para optimizar e interpretar los resultados de la termografía infrarroja cuando es utilizada en la detección de daños de pavimentos flexibles. Se realizó un seguimiento de 14 horas continuas (5:00 a.m. a 7:00 p.m.) para cuatro zonas de estudio en una avenida céntrica de la ciudad de Cochabamba, Bolivia. El seguimiento evidenció un rango horario óptimo para la toma de imágenes termográficas de 11:00 a.m. hasta las 4:00 p.m.; también se constató la visualización del deterioro mediante la colorimetría diferenciada en los termogramas a diferentes horas. Este ensayo permite localizar las áreas en las que se puede efectuar una inspección detallada. Como limitante se tiene su sensibilidad a cambios en las condiciones ambientales.

Palabras clave: termografía infrarroja; pavimento flexible; inspección.

Informações legais

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.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

As obras de infraestrutura viária são importantes para o desenvolvimento socioeconômico de um país, pois permitem a mobilidade de pessoas e bens (Vyas et al., 2019). No entanto, essas obras sofrem danos (fissuras, deformações, desagregação, etc.), portanto, as atividades de fiscalização, manutenção e reabilitação são necessárias para garantir sua vida útil e proporcionar ótimas condições de serviço (Solla et al., 2014).

Na Bolívia, a história da manutenção e conservação de estradas começou com a criação do Serviço Cooperativo de Estradas Boliviano-Americano (SCBAC), fundado em 1955 (Lovera, 2017). Posteriormente, em 1961, foi criado o Serviço Nacional de Rodovias (SNC), entidade responsável pela administração e manutenção de estradas. Em 2006, a Administração Rodoviária Boliviana (ABC) foi instituída pela Lei 3507 (Bolívia, 2006a), cuja missão institucional é a integração nacional por meio do planejamento e gestão da Rede Rodoviária Fundamental (RFV) (Bolívia, 2006b). As atividades do ABC incluem: planejamento, administração, estudos e projetos, construção, manutenção, conservação e operação do RVF e seus acessos (ABC, 2011).

Apesar da existência de normas e instituições responsáveis pela conservação, na Bolívia uma grande porcentagem das estradas apresenta problemas visíveis, principalmente no pavimento flexível (Los tiempo, 2016, 2019; Parecer, 2018). A atenção oportuna para a manutenção e / ou reabilitação das estradas ultrapassa a capacidade dos órgãos responsáveis, como o ABC. Esta situação ocorre devido à falta de técnicas de fiscalização. Muitas estradas principais, especialmente nas cidades, não são inspecionadas adequadamente devido à redução do tráfego. Este último ponto impede uma correta avaliação e diagnóstico do estado atual do pavimento flexível, de forma que as ações tomadas para sua reabilitação são, em muitos casos, errôneas ou improvisadas.

Existem alguns métodos relatados na literatura para a inspeção de infraestrutura em pontes e estradas de pavimentação rígida e flexível (Rehman et al., 2016; Janků et al., 2019; Dong et al., 2016). Sendo o georadar o método mais utilizado (Khamzin et al., 2017; Fernandes e Pais, 2017; Tosti et al., 2018); entretanto, é necessário o contato direto com a infraestrutura e a interrupção do tráfego de veículos. Por isso, é necessário utilizar técnicas que permitam uma fiscalização que não interrompa o tráfego e seja eficiente à distância. Nesse sentido, a termografia infravermelha surge como uma alternativa para esse fim. Esta técnica não requer contato direto com o objeto inspecionado e pode ser realizada em diferentes distâncias (Baggathiappan et al., 2013; Rocha et al., 2017).

Embora existam estudos de inspeção de pavimentos com termografia infravermelha (Garrido et al., 2018; Golrokh e Lu, 2019), a literatura relacionada a pavimentos flexíveis é escassa (Solla et al., 2014; Lin et al., 2018; Vyas et al., 2019). Portanto, ainda é necessário avaliar suas capacidades e limitações como método de inspeção de pavimentos flexíveis, principalmente em campo, visto que as informações reportadas são experimentais e têm sido aplicadas em diferentes locais.

Nesse sentido, o presente trabalho tem como objetivo discutir o intervalo de tempo para otimizar e interpretar os resultados da termografia infravermelha quando é utilizada para detectar danos em pavimentos flexíveis, considerando como estudo de caso dois trechos da Avenida San Martín de la cidade de Cochabamba - Bolívia. O setor selecionado é caracterizado por alto tráfego e congestionamento de veículos, além de apresentar um pavimento flexível deteriorado (Los Tiempos, 2016).

2. TERMOGRAFIA IFRAVERMELHA

A radiação térmica é o tipo de radiação eletromagnética responsável pela transferência de calor e é emitida como consequência das transições de energia de moléculas, átomos e elétrons. A intensidade da radiação infravermelha emitida por um corpo vai depender da temperatura em que a superfície se encontra, desta forma, considera-se que todo corpo cuja temperatura está acima do zero absoluto (0 K) emite radiação infravermelha (Rocha et. al., 2017).

A energia térmica irradiada por um objeto será expressa em função da energia emitida por um radiador perfeito denominado corpo negro ou ideal (Cengel, 2003).

O olho humano pode ver a radiação no espectro eletromagnético entre 0,4 - 0,7 μm (espectro visível), a banda infravermelha varia de 0,9 - 14 μm , necessitando de equipamentos para sua detecção. Câmeras de imagem térmica destinadas a inspeção trabalham na faixa infravermelha. A relação entre radiação eletromagnética e temperatura é explicada através da lei de Stephan - Boltzmann, equação (1) (Baggathiappan et al., 2013).

$$W = \sigma * \epsilon * T^4 \quad (1)$$

Onde, W é a intensidade da radiação (w / m^2), σ é a constante de Stephan - Boltzmann ($5,67 * 10^{-8} \text{ W} / \text{m}^2 * \text{K}^4$), ϵ é a emissividade da superfície e T é a temperatura medida (K).

3. PROCEDIMENTO

Para atingir o objetivo deste artigo, foi realizado um monitoramento de 20 a 27 de julho de 2020 por 14 horas contínuas. As imagens termográficas foram realizadas a cada hora, considerando o meio-dia como eixo do tempo; ou seja, foi considerado 7 horas antes e 7 horas depois. O intervalo de tempo de monitoramento foi das 5:00 da manhã às 19h00.

Foram selecionadas duas seções de estudo: a primeira localizada na avenida San Martin, entre as ruas Jordán e Sucre, na qual se defronta o Palácio da Justiça e o mercado 25 de Mayo; e a segunda na Avenida San Martin entre a Avenida Heroínas e a Rua Colômbia, em cuja linha reta existem centros comerciais e óticas.

Cada seção de estudo foi dividida em duas áreas para a obtenção de termogramas. A Figura 1 mostra as áreas onde as imagens termográficas foram obtidas: a Zona 1 está localizada na Avenida San Martin, na esquina da calçada Jordán Sudeste, de onde são obtidas imagens panorâmicas de todo o quarteirão; A Zona 2 está localizada no meio do trecho 1, avenida San Martin, entre a rua Jordán e a zona leste de Sucre; A Zona 3 está localizada no cruzamento da Avenida San Martin com Heroínas no plantador central, e a Zona 4 está localizada no meio da Seção 2, Avenida San Martin, entre a Avenida Heroínas e a Calle Colômbia.

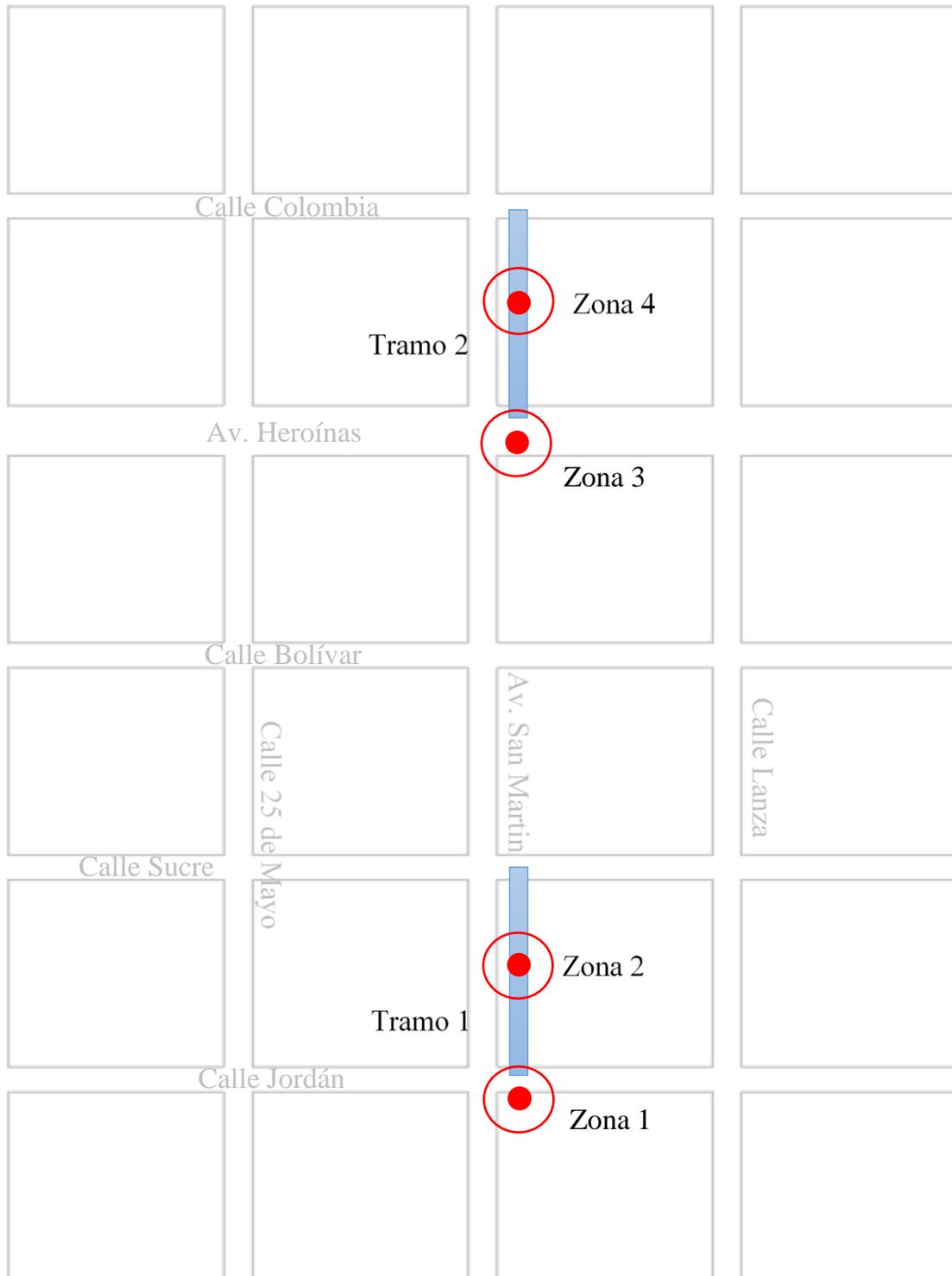


Figura 1. Zonas para obtenção de imagens termográficas.

O equipamento utilizado foi um CAT S60 equipado com câmera FLIR integrada cujas características são observadas na Tabela 1.

Tabela 1. Especificações MyFLIR de S60.

Câmera térmica e visual com MSX	
Sensor Térmico	Tamanho do pixel de 17 mm, faixa espectral de 8-14 mm.
Resolução térmica	80 x 60
Resolução visual	640 x 480
HFOV/VFOV	46° ± 1°/35°±1°
Frequência de imagem	8,7 Hz
Enfoque	Fijo 15 cm - Infinito
Integrado no Obturador	Automático/manual
Radiometria	
Faixa dinâmica da cena	-20°C - 120°C
Precisão	±5°C o ±5%
	Porcentagem da diferença entre a temperatura ambiente e a cena.
	60 s aplicável após a inicialização quando a unidade está entre 15°C e 35°C e o cenário está entre 10°C e 120°C.
Sensibilidade Térmica (MRDT)	150 mK

Fonte: FLIR (2016)

Os termogramas resultantes do monitoramento (com intervalo de 1 hora) foram processados e analisados no programa FLIRTools.

O FLIRTools além de ser uma ferramenta que facilita a criação de relatórios de fiscalização; permite editar e analisar imagens rapidamente, já que o programa possui a opção de ajustar e modificar os parâmetros; permite dimensionar a faixa de temperatura e / ou alterar a colorimetria de acordo com o cenário que for conveniente para o estudo.

4. RESULTADOS

Os resultados apresentados correspondem a 22 de julho de 2018, pois permitiu a detecção de gradientes térmicos e a repetibilidade dos dados. É importante mencionar que dada a sensibilidade da técnica às condições ambientais (nebulosidade intermitente e chuva) vários dias foram interrompidos e descartados para este trabalho.

Os termogramas das quatro zonas foram analisados visualmente em primeiro lugar, depois quantitativamente para determinar a faixa ótima de coleta de dados na detecção de defeitos em pavimentos flexíveis. Ao mesmo tempo, as qualidades do programa FLIRTools foram analisadas em benefício da técnica proposta.

4.1 Visibilidade de deterioração da camada de desgaste em imagens termográficas

Após monitoramento em campo, foi verificada a visibilidade da deterioração nas imagens termográficas. A Figura 2 mostra a Zona 4 e a Figura 3 o termograma.

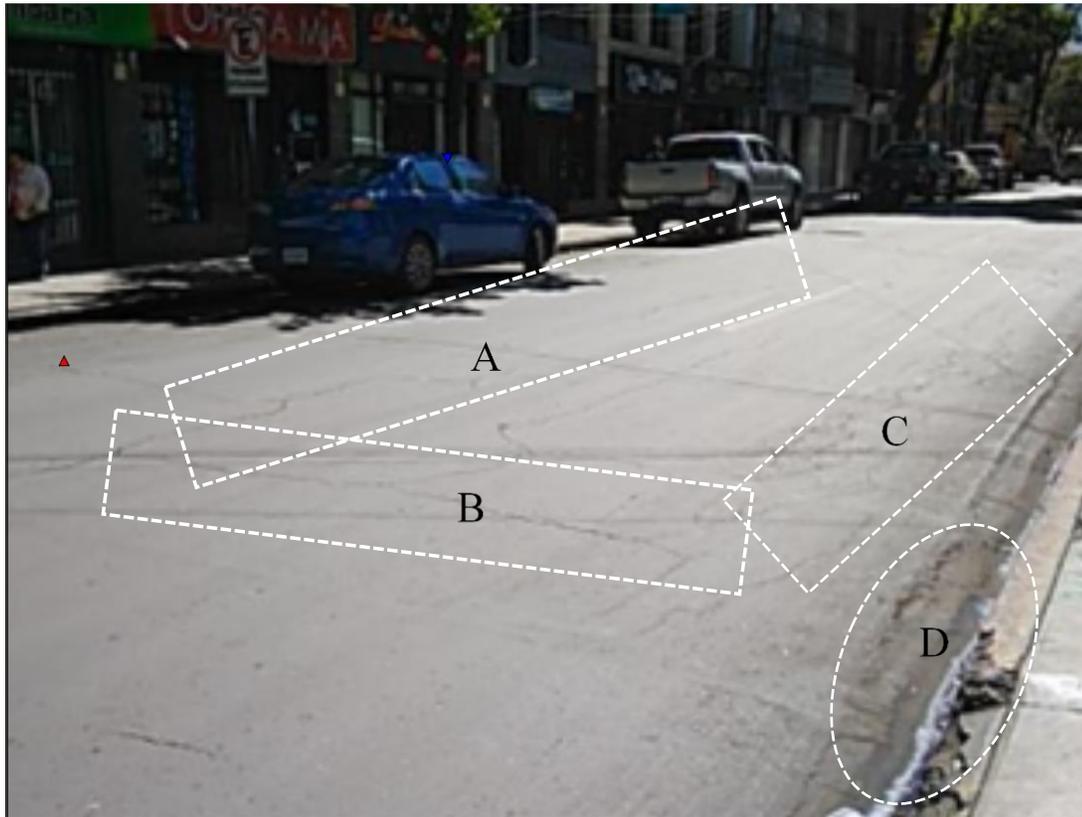


Figura 2. Imagem digital da Zona 4.

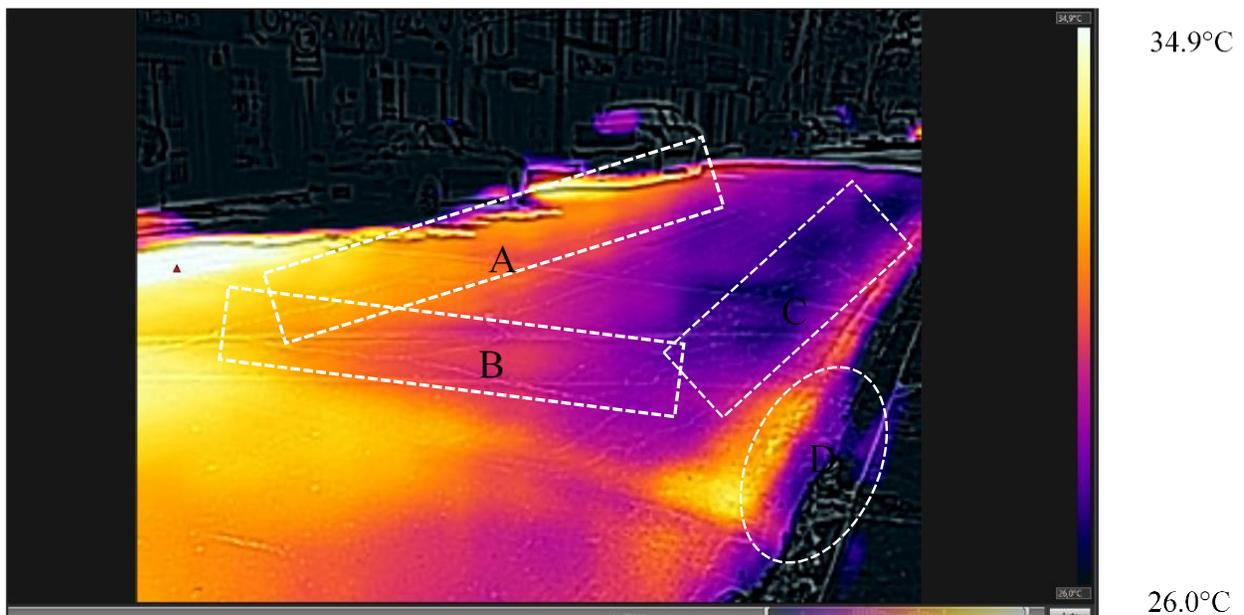


Figura 3. Imagem térmica da Zona 4.

A Figura 2 mostra fissuras transversais (B) e longitudinais (A), pele de crocodilo (C), desprendimento de agregados (D), entre outros defeitos. A Figura 3 mostra a imagem termográfica da área citada, onde é possível observar a variada colorimetria que preliminarmente revela uma relação com as falhas observadas na Figura 2.

Observe que a imagem termográfica da Figura 3 mostra a faixa de temperatura no lado direito, essa faixa varia de 26 °C a 34,9 °C. As áreas amarelas com tendência para o branco representam altas temperaturas e as áreas azuis com tendência para o preto representam baixas temperaturas. A paleta

de cores pode ser modificada de acordo com a conveniência do usuário. Porém, observa-se que não há uniformidade no pavimento asfáltico, visto que se diferenciam as áreas frias e quentes.

4.2 Variação de imagens termográficas em momentos diferentes

A colorimetria diferenciada da Zona 1 foi analisada visualmente em diferentes horários do dia na mesma faixa de temperatura com a ajuda do programa FLIRTools. Na Figura 4 as imagens termográficas da Zona 1 são apresentadas em três momentos diferentes e na mesma faixa de temperatura. A faixa de temperatura foi de 23 °C no máximo e 16 °C no mínimo. As Figuras 4a, 4b e 4c correspondem às 7h00, 13h00 e 18h00, respectivamente.

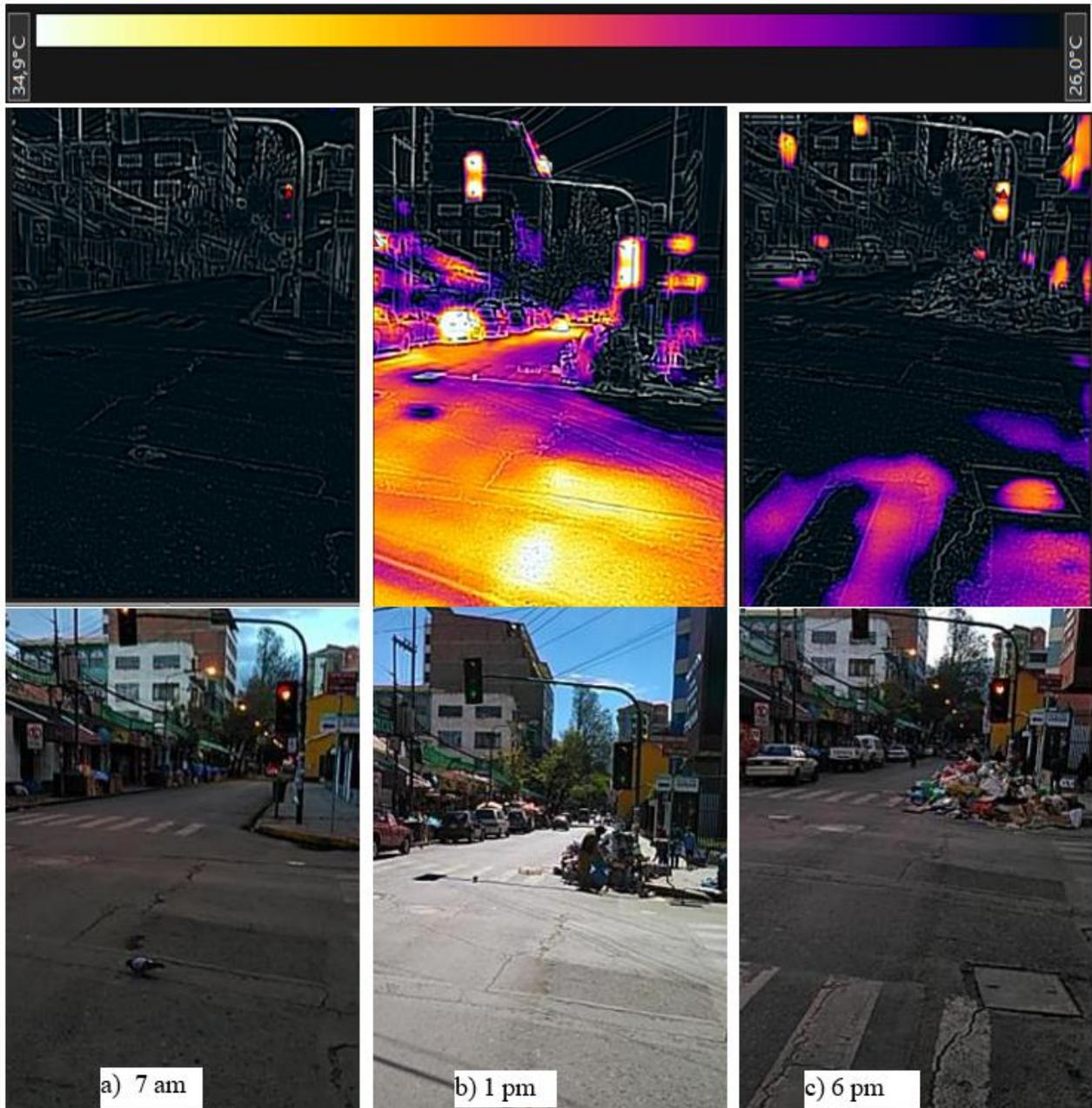


Figura 4. Visibilidade de imagens termográficas em diferentes momentos do dia na Zona 1.

Ao observar as imagens termográficas em relação às imagens digitais, pode-se notar que, na Figura 4b, correspondente às 13h, o asfalto flexível possui diferentes temperaturas em sua superfície, o mesmo não ocorre com a Figura 4a (7h00) que não apresenta diferença de temperatura no

pavimento. Na Figura 4c (18h00) pode-se observar que apenas alguns setores do pavimento apresentam temperaturas próximas ao valor máximo, de acordo com a faixa de temperatura utilizada.

4.2 Determinação do intervalo de tempo ideal durante o dia para a obtenção de imagens termográficas

Para determinar a faixa horária ótima para obtenção das imagens termográficas, foi utilizada a diferença de temperatura de dois setores com características diferentes, a fim de obter um diferencial que pode ser avaliado por meio de um gráfico.

Para obter a diferença de temperatura, foi utilizada a equação (2), expressão proposta na literatura para a análise qualitativa e quantitativa dos resultados (Washer et al., 2010; Farrag et al., 2016; Rocha et al., 2017).

$$\Delta T = T_c - T_f \quad (2)$$

Onde, ΔT é o diferencial ou gradiente térmico ($^{\circ}\text{C}$), T_c é a temperatura da área deteriorada em estudo ($^{\circ}\text{C}$) e T_f é a temperatura de uma área diferente da deteriorada ($^{\circ}\text{C}$)

As Figuras 5, 6, 7 e 8 mostram a variação da temperatura durante o tempo de monitoramento de dois pontos com características diferentes. Cada figura apresenta os resultados de uma das quatro áreas analisadas, para que seja apreciado o diferencial térmico ou gradiente de temperatura (ΔT).

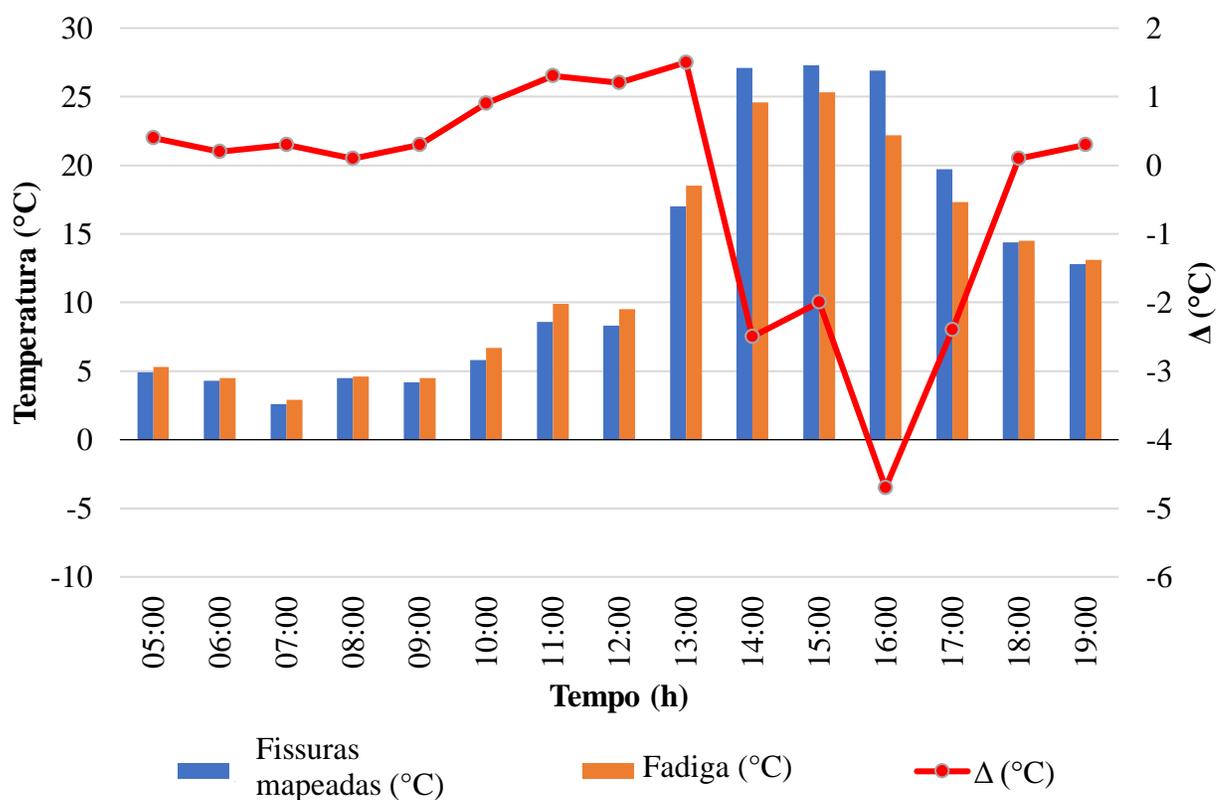


Figura 5. Temperaturas da Zona 1.

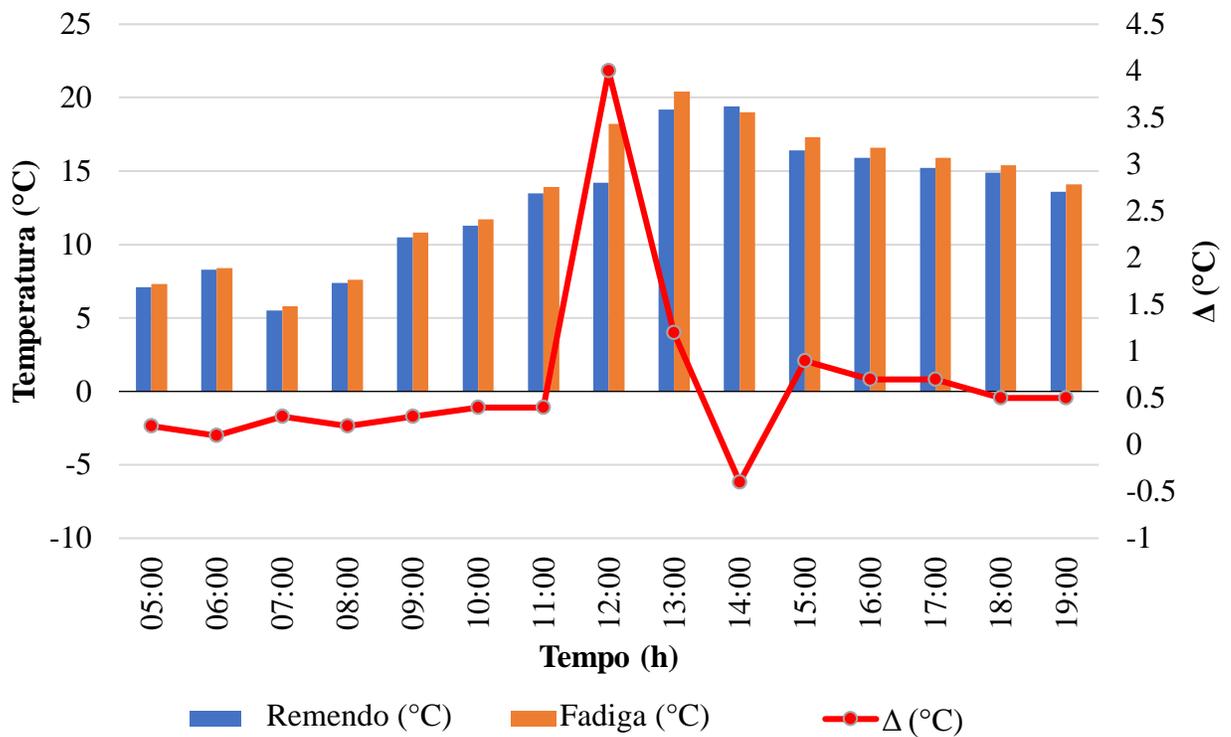


Figura 6. Temperaturas da Zona 2.

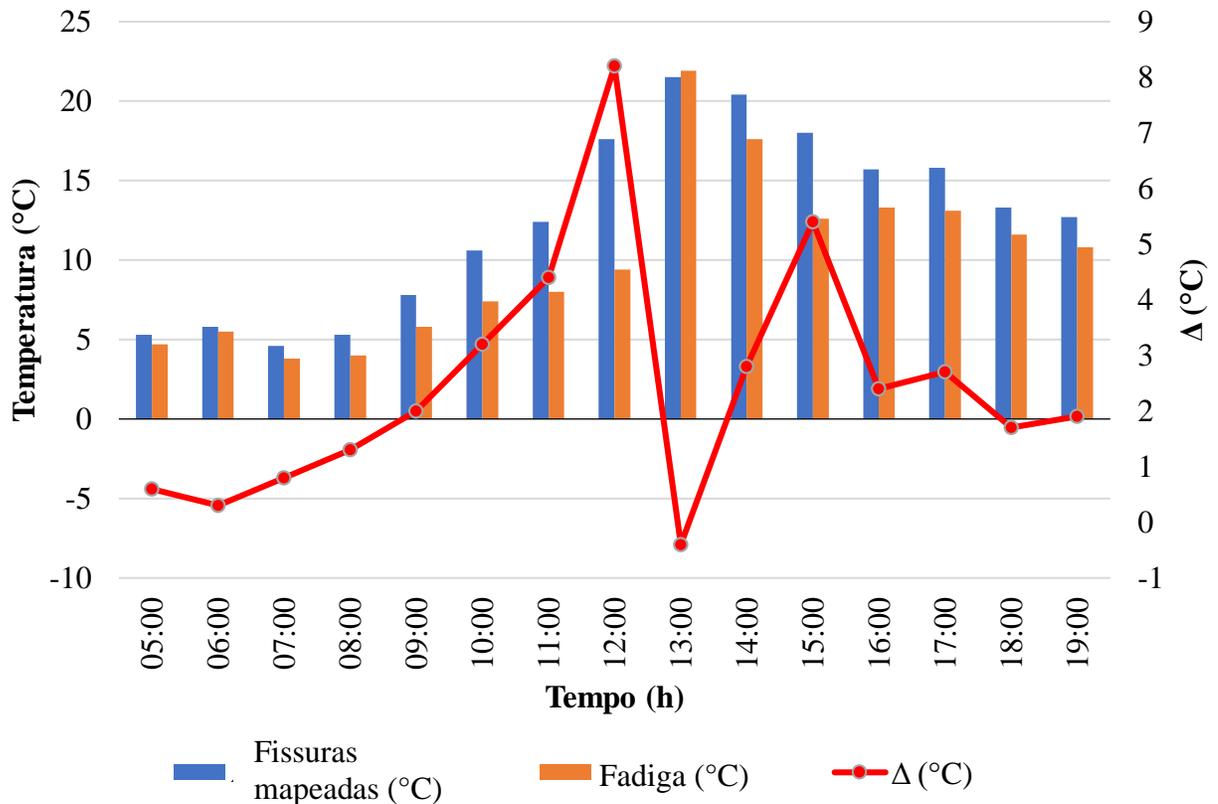


Figura 7. Temperaturas da Zona 3.

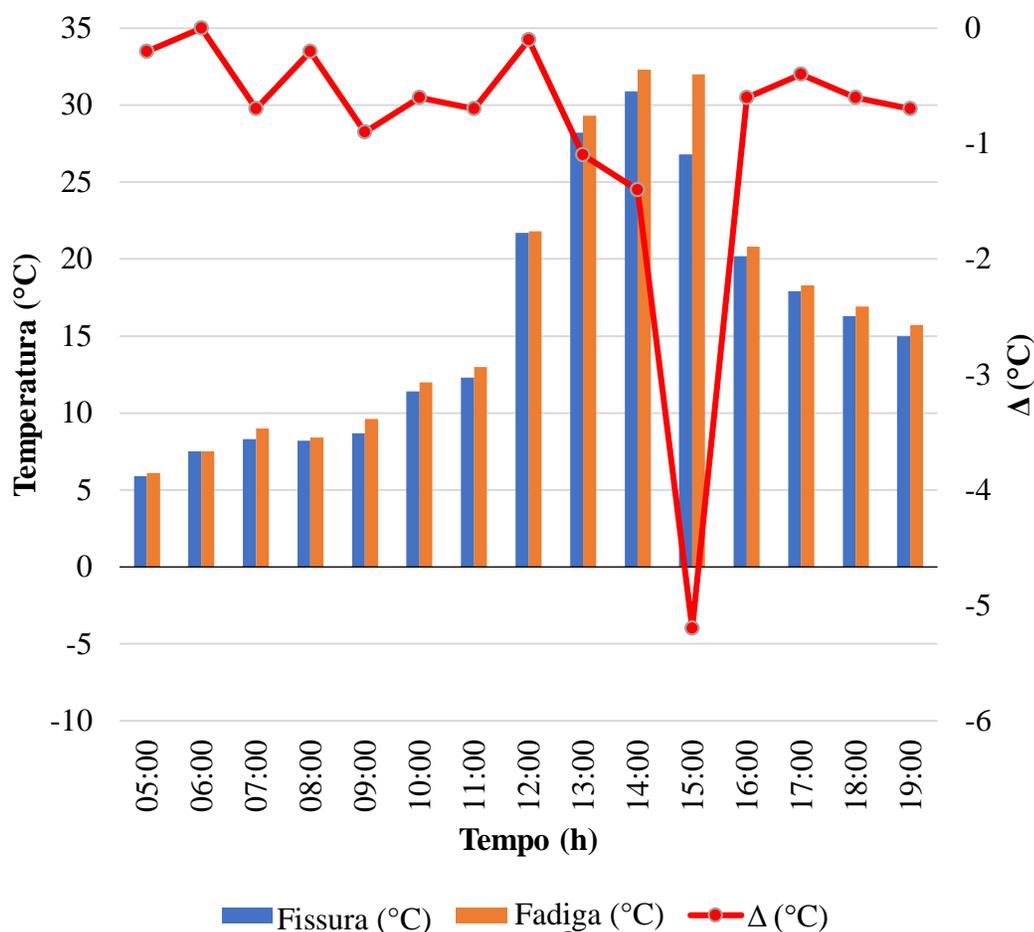


Figura 8. Temperaturas da Zona 4.

A Figura 9 mostra o diferencial de temperatura (ΔT) das quatro zonas em função do tempo, além da temperatura ambiente e da umidade relativa. Pode-se observar que os valores máximos dos gradientes térmicos ocorrem entre 11h00 e 16h00; Observa-se também que a partir das 5h00 às 8h00 os valores diferenciais são mínimos e este período não é adequado para uma análise correta. O período das 16h00 às 19h00 apresenta pequenos valores diferenciais, isso se deve ao processo de resfriamento (noturno), uma vez que a radiação solar não está presente, os setores aquecidos tendem a se equilibrar com o meio ambiente (Washer et al., 2010), Figura 4c. Percebe-se que o melhor período é das 11h00 às 16h00 porque há um maior diferencial de temperatura e permite a visualização de defeitos nos termogramas. Isso é consistente com outras pesquisas que indicam que quanto maiores os gradientes térmicos, mais facilmente os defeitos são detectados (Solla et al., 2014; Farrag et al., 2016; Rocha et al., 2017).

Em relação ao comportamento dos gradientes térmicos com a temperatura ambiente e a umidade relativa, pode-se observar que os gradientes máximos ocorrem quando a temperatura ambiente é elevada e a umidade relativa do ar baixa; pelo contrário, quando a temperatura ambiente é baixa e a umidade relativa do ar existem gradientes térmicos menores, 5:00 da manhã. às 8h00 Isso corrobora que a técnica é sensível às condições ambientais (Rocha e Póvoas, 2017).

Embora este artigo tenha sido aplicado apenas em uma época do ano, a técnica pode ser aplicada em qualquer época do ano. A exposição ao sol e uma alta temperatura ambiente são necessárias. No entanto, os períodos ideais de inspeção mudariam de acordo com a estação do ano, dependendo das horas de exposição à radiação solar e da temperatura ambiente (Washer et al., 2010).

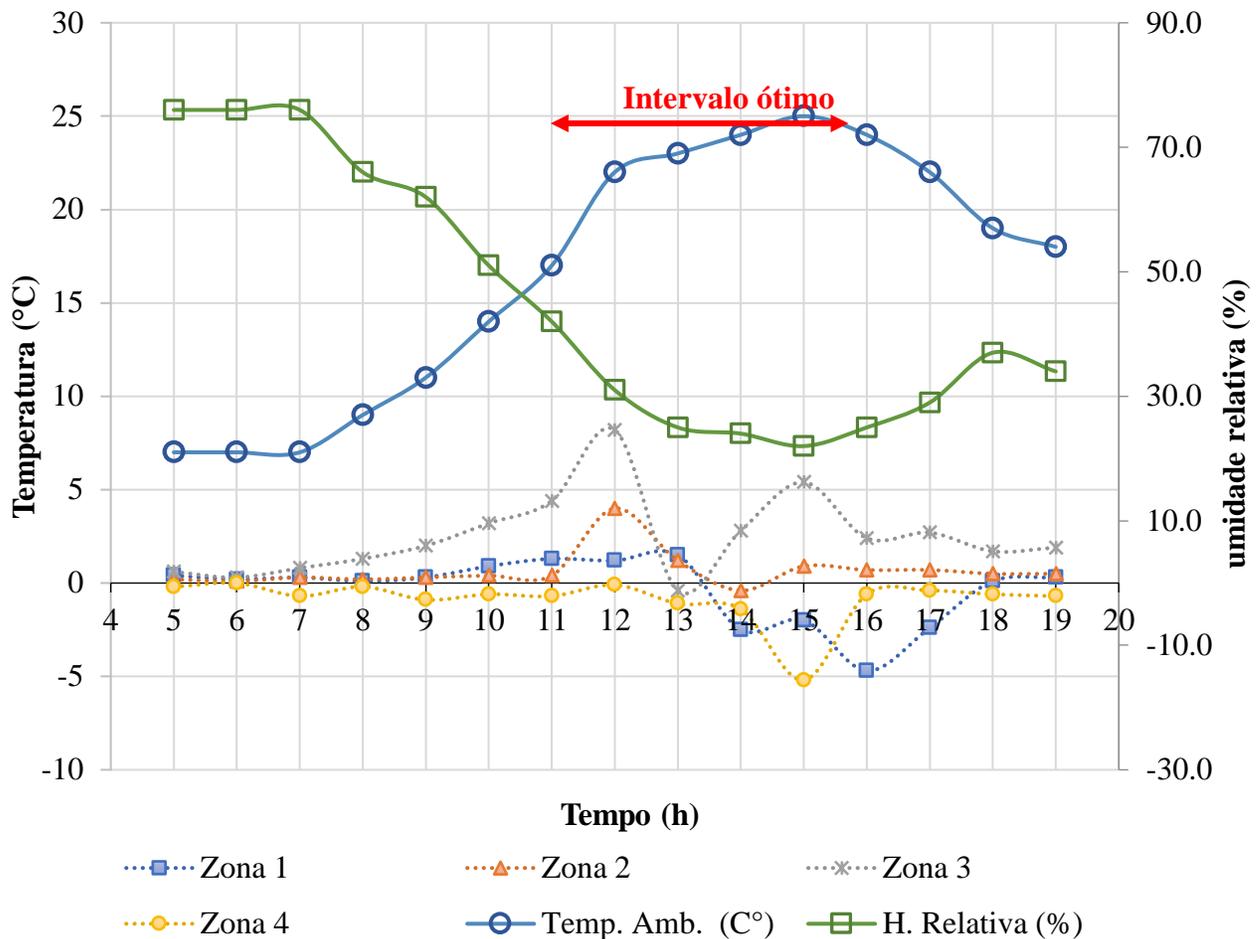


Figura 9. Gradiente de temperatura das 4 zonas em estudo.

5. CONCLUSÕES

Em suma, a aplicação da termografia infravermelha na detecção de danos em pavimentos flexíveis apresenta resultados positivos. O ensaio pode ser considerado como um método de inspeção preliminar não destrutivo, pois é capaz de analisar grandes áreas em pequenos intervalos de tempo; no entanto, esses períodos são limitados às horas da tarde. O intervalo de inspeção ideal encontrado foi das 11h00 da manhã, às 16h00.

A técnica pode detectar anomalias não visíveis, indicando o setor afetado, mas não o tipo e a magnitude do dano. Este aspecto requer uma inspeção detalhada onde, com outros estudos e ensaios, o tipo e a natureza do dano refletido pela colorimetria do termograma podem ser determinados com precisão.

A técnica mostra gradientes térmicos baixos em dias nublados em oposição a dias ensolarados com altas temperaturas. Mudanças repentinas na temperatura ambiente durante o monitoramento geram dados descontínuos que prejudicam a análise do comportamento de deterioração em pavimentos flexíveis, especialmente no caso de inspeções preliminares. A aplicação de termografia infravermelha ativa e outros ensaios não destrutivos podem reduzir essas incertezas e gerar resultados mais objetivos.

6. REFERÊNCIAS

- ABC – Administradora Boliviana de Carreteras (2011), “*Manual de diseño de conservación vial*”. ABC, La Paz, Bolivia, p. 365. Last access on May 30, 2019. Available at: http://www.abc.gob.bo/wp-content/uploads/2018/09/manual_de_diseño_de_conservación_vial_abc.pdf
- Bagavathiappan, S., Lahiri, B., Saravanan, T., Philip, J. (2013), *Infrared thermography for condition monitoring - A review*. Infrared Physics & Technology. 60(1):35-55. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.infrared.2013.03.006>
- Bolivia (2006a), *Ley N°3507*, 27 de octubre de 2006. Último acceso 30 de mayo de 2019. Disponible en: http://www.abc.gob.bo/wp-content/uploads/2018/07/Ley_3507.pdf
- Bolivia (2006b), *Decreto Supremo N°28946*, 25 de noviembre de 2006. Last access on May 30, 2019. Available at: http://www.abc.gob.bo/wp-content/uploads/2018/07/Decreto_Supremo_N%C2%BA_28946.pdf
- Cengel, Y. (2003), “*Heat Transfer, a practical approach*”. McGraw-Hill, Segunda Edición, p. 932.
- Farrag, S., Yehia, S., Qaddoumi, N. (2016). *Investigation of Mix-Variation Effect on Defect-Detection Ability Using Infrared Thermography as a Nondestructive Evaluation Technique*. Journal of Bridge Engineering, 21(3):1-15. Doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000779](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000779)
- Fernandes, F. M., Pais, J. C. (2017), *Laboratory observation of cracks in road pavements with GPR*. Construction and Building Materials, 154:1130-1138. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.022>
- FLIR (2016), “*Smartphone S60 de Cat® Manual del usuario*”. Last access on May 28, 2019. Available at: <https://www.catphones.com/download/User-Manuals/S60-Smartphone/S60-Manual-del-usario-Espa%C3%B1ol.pdf>
- Garrido, I., Lagüela, S., Arias, P. (2018), Infrared Thermography’s Application to Infrastructure Inspections. *Infrastructures*, 3(3):1-19. Doi: <https://doi.org/10.3390/infrastructures3030035>
- Golrokh, A. J., Lu, Y. (2019), *An experimental study of the effects of climate conditions on thermography and pavement assessment*. International Journal of Pavement Engineering, 1-12. Doi: <https://doi.org/10.1080/10298436.2019.1656809>
- Janků, M., Cikrle, P., Grošek, J., Anton, O., Stryk, J. (2019), *Comparison of infrared thermography, ground-penetrating radar and ultrasonic pulse echo for detecting delaminations in concrete bridges*. Construction and Building Materials, 225:1098–1111. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.320>
- Khamzin, A. K., Varnavina, A. V., Torgashov, E. V., Anderson, N. L., Sneed, L. H. (2017), *Utilization of air-launched ground penetrating radar (GPR) for pavement condition assessment*. Construction and Building Materials, 141:130-139. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.105>
- Lin, S., Ashlock, J., Williams, R. C., Lee, H. D., Wang, Y. (2018), *Evaluation of three nondestructive testing techniques for quality assessment of asphalt pavements*. Nondestructive Testing and Evaluation, 33(4):361-375. Doi: <https://doi.org/10.1080/10589759.2018.1484921>
- Los Tiempos (2016), “*Caos de tráfico vehicular en la ciudad de Cochabamba*”. Last access on May 30, 2019. Available at: <http://www.lostiempos.com/actualidad/opinion/20161221/columna/caos-trafico-vehicular-ciudad-cochabamba>
- Los Tiempos (2016), “*Población protesta por el mal estado de las calles en Cochabamba*”. Last access on June 25, 2019. Available at: <https://www.lostiempos.com/actualidad/local/20160420/poblacion-protesta-mal-estado-calles-cochabamba>

- Los Tiempos (2019), “Cochabamba: ciudad de baches y eternas fallas en el asfalto”. Último acceso 25 de junio de 2020. Disponible en: <https://www.lostiempos.com/especial-multimedia/20190408/cochabamba-ciudad-baches-eternas-fallas-asfalto>
- Lovera, G. C. (2017), “La política caminera del modelo de capitalismo de Estado de 1952 – 1985”, Tesis de licenciatura, Universidad Mayor de San Andrés, p. 126.
- Muñoz-Potosi, A., Pencue-Fierro, L., León-Téllez, J. (2009), *Análisis Termográfico Para La Determinación De Puntos Críticos En Equipos Mecánicos Y Eléctricos*. Bistua: Revista de la Facultad de Ciencias Básicas, 7(1):1-4. Available at: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=90312171013>
- Opinión (2018), *Alcaldía inicia reparación de baches en las calles*. Último acceso 25 de junio de 2020. Disponible en: <https://www.opinion.com.bo/articulo/cochabamba/alcald-iacute-inicia-reparaci-oacute-n-baches-calles/20180220000500605048.html>
- Rehman, S., Ibrahim, Z., Memon, S. A., Jameel, M. (2016), *Nondestructive test methods for concrete bridges: A review*. Construction and Building Materials. 107(15):58-86. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.011>
- Revillas, S. (2011), “Guía de la termografía infrarroja, aplicaciones en ahorro y eficiencia energética”. eBuilding, Madrid, España, p. 189. Available at: <https://www.fenercom.com/pdf/publicaciones/Guia-de-la-Termografia-Infrarroja-fenercom-2011.pdf>
- Rocha, J., Póvoas, Y. (2017), *Infrared thermography as a non-destructive test for the inspection of reinforced concrete bridges: A review of the state of the art*. Revista ALCONPAT, 7(3):200-214. Doi: <https://dx.doi.org/10.21041/ra.v7i3.223>
- Rocha, J., Póvoas, Y., Silva, M., Monteiro, E. (2017), *Análise da Profundidade de Fissuras em Concreto com Termografia Infravermelha*. Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada, 2(3): 58-65. Doi: <https://doi.org/10.25286/rep.v2i3.688>
- Solla, M., Lagüela, S., González-Jorge, H., Arias, P. (2014), *Approach to identify cracking in asphalt pavement using GPR and infrared thermographic methods: Preliminary findings*. Ndt & E International, 62:55-65. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2013.11.006>
- Tosti, F., Ciampoli, L. B., D'Amico, F., Alani, A. M., Benedetto, A. (2018), *An experimental-based model for the assessment of the mechanical properties of road pavements using ground-penetrating radar*. Construction and Building Materials, 165: 966-974. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.179>
- Vyas, V., Patil, V. J., Singh, A. P., Srivastava, A. (2019), *Application of infrared thermography for debonding detection in asphalt pavements*. Journal of Civil Structural Health Monitoring, 9:325-337. Doi: <https://doi.org/10.1007/s13349-019-00337-8>
- Washer, G., Fenwick, R., Bolleni, N. (2010), *Effects of Solar Loading on Infrared Imaging of Subsurface Features in Concrete*. Journal of Bridge Engineering, 15(4): 384-390. Doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000117](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000117)

Análise crítica e proposições de inovação ao método de ensaio de ação de calor e choque térmico à luz da ABNT NBR 15575 (2013)

L. S. Lorenzi¹ * , K. J. Stein¹ , L. C. P. Silva Filho¹ 

* Autor de Contato: luciani.lorenzi@ufrgs.br

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.390>

Recepção: 24/01/2019 | Aceitação: 12/12/2019 | Publicação: 31/08/2020

RESUMO

Os ensaios da ABNT NBR 15575:2013 fazem parte do conhecimento do setor da construção civil, mas o ensaio de ação de calor e choque térmico é inovador e não possui um histórico consolidado. O objetivo da pesquisa é analisar o ensaio criticamente e apresentar proposições. O método de pesquisa é a meta-análise de dados. Os resultados demonstraram que o ensaio é bastante impreciso na descrição do procedimento e do equipamento. Foram propostos ajustes e inovações no ensaio para proporcionar resultados mais fidedignos, porém não foram realizadas proposições quanto à inspeção visual e aos números de ciclos. Conclui-se que a falta de informação do ensaio tem responsabilidade direta nos resultados e que as proposições sugeridas têm potencial para serem incorporadas.

Palavras-chave: ação de calor e choque térmico; durabilidade; avaliação de desempenho de edificação.

Citar como: Lorenzi, L. S., Stein, K. J., Silva Filho, L. C. P. (2020), “Análise crítica e proposições de inovação ao método de ensaio de ação de calor e choque térmico à luz da ABNT NBR 15575 (2013)”, Revista ALCONPAT, 10 (3), pp. 364 – 376, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.390>

¹ Civil Engineering Department, School of Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, Brazil.

Editor associado responsável por este artigo: Pedro Garcés Terradillos

Contribuição de cada autor

Neste trabalho, a autora L. S. Lorenzi contribuiu com a ideia original, experimentação, desenvolvimento de um modelo, coleta de dados, redação do trabalho e discussão dos resultados. O autor K. J. Stein contribuiu com a experimentação, coleta de dados, redação do trabalho e discussão dos resultados. O autor L. C. P. Silva Filho contribuiu com a ideia original e discussão dos resultados.

Licença Creative Commons

Este trabalho foi publicado sob os termos de uma Licença Internacional Creative Commons Attribution 4.0 International ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2021.

Critical analysis and innovation propositions to the heat and thermal shock test method of the Brazilian Standard NBR 15575 (2013)

ABSTRACT

The tests of Brazilian Standard NBR 15575: 2013 are part of the knowledge of the civil construction industry, but the heat and thermal shock test is innovative and does not have a consolidated history. The research objective is to analyze the testing critically and present proposals based on data meta-analysis. Results showed that the test is very inaccurate in describing the procedure and equipment. This study proposed adjustments and innovations in the test to provide more reliable results, but it does not make propositions regarding visual inspection and the number of cycles. The study concluded that the lack of information on the testing has direct responsibility for the results and that the suggested proposals have the potential to be incorporated. **Keywords:** heat action and thermal shock; durability; evaluation of building performance.

Análisis crítico y propuestas de innovación al método de ensayo de acción de calor y choque térmico a luz de la ABNT NBR 15575 (2013)

RESUMEN

Los ensayos de la ABNT NBR 15575:2013 hacen parte del conocimiento del sector de la construcción civil, pero el ensayo de acción de calor y choque térmico es innovador, y no posee un histórico consolidado. El objetivo de la pesquisa es analizar el ensayo críticamente y presentar propuestas. El método de pesquisa es meta-análisis de datos. Los resultados demostraron que el ensayo es bastante impreciso en la descripción del procedimiento y equipos. Fueron propuestos ajustes e innovaciones al ensayo para proporcionar resultados más fidedignos, sin embargo, no fueron realizadas propuestas en cuanto a la inspección visual y a los números de ciclos. Se concluye que la falta de información del ensayo tiene responsabilidad directa en los resultados y que las propuestas sugeridas tienen potencial para ser incorporadas. **Palabras clave:** acción de calor y choque térmico; durabilidad; evaluación de desempeño de edificación.

Informações legais

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.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

A construção civil brasileira encontra-se em um período de grandes transformações na área tecnológica. O aumento da incorporação de novos materiais, em especial às edificações habitacionais, e a ABNT NBR 15575 (2013), doravante NBR 15575, está promovendo mudanças positivas e significativas no setor. Há um aumento do interesse do mercado da construção civil em conhecer o comportamento em uso dos sistemas construtivos das edificações. Isso proporciona uma demanda por ensaios e análise dos resultados, refletindo em um aumento na demanda de serviços para os laboratórios e instituições de avaliações técnicas, bem como na análise das normas envolvidas.

As normas não são absolutas, tampouco perfeitas, por isso precisam de atualizações para acompanhar a velocidade das mudanças tecnológicas (Borges, 2012). Os métodos de avaliação e parâmetros estabelecidos em normas, principalmente na NBR 15575, devem ser ajustados com passar do tempo (Thomaz, 2012 e 2013). Em função da pouca experiência nacional em ensaios experimentais de desempenho para caracterizar o comportamento de sistemas construtivos, foram utilizados métodos importados de países com maior volume de pesquisas realizadas no tema. Ressalta-se que, embora o método seja adequado, as condições desses países são distintas da realidade brasileira, na qual se observa a falta de infraestrutura para a realização de ensaios. Esse fato já era alertado por Mitidieri Filho (1998) ao expor que metodologias para avaliação de desempenho foram trazidas de experiências dos países desenvolvidos, onde as condições são bem diferentes, originando critérios muito rigorosos para a realidade existente. Outro fator que o autor chama atenção diz respeito aos ensaios e parâmetros estabelecidos no Brasil, na década de 1980, direcionados a sistemas construtivos com tecnologia convencional, excluindo, de certa forma, os sistemas construtivos inovadores.

A utilização de sistemas convencionais como referência e por comparação para julgar sistemas inovadores é uma prática normal, todavia não é uma prática correta (Mitidieri Filho, 2007). A NBR 15575 tem alguns parâmetros que podem estar dissociados da realidade brasileira e que tornam necessária a realização de ajustes na norma. Contudo, é fundamental começar a implantar a norma, mesmo que sejam utilizados parâmetros limitantes aquém dos mínimos internacionais (Thomaz, 2013).

A falta de um volume expressivo de ensaios e de estudos sobre a representabilidade de parâmetros quanto aos resultados obtidos, correlações entre procedimentos de ensaio e faixas esperadas de resultados são fatores que colocam em dúvida os ensaios e parâmetros estabelecidos na NBR 15575. O Brasil não tem ensaios suficientes para caracterização de sistemas construtivos, sejam eles inovadores ou não. Diante desse contexto, várias instituições desenvolveram ou adaptaram procedimentos de ensaio para avaliação de desempenho, especificamente o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e alguns laboratórios de universidades. Essa atitude é incentivada por Thomaz (2013) e Villas Boas (2013) quando expressam que há muito a ser melhorado nos requisitos, critérios, métodos de avaliação e parâmetros estabelecidos na NBR 15575, visto que muitos sistemas construtivos ainda não estão contemplados.

Uma análise crítica dos ensaios para avaliação do desempenho de edificações, tendo como base a NBR 15575, concluiu que ensaios da área de segurança quanto ao desempenho estrutural possuem um histórico consistente, mas precisam de aprimoramento. Os demais ensaios de desempenho quanto à segurança, desempenho contra incêndio e de uso e operação se encontram em uma fase de maturação, na qual começam a ter o destaque merecido. Os ensaios relativos a área de habitabilidade, os ensaios de desempenho acústico e de estanqueidade à água são realizados em maior número e possuem um histórico importante para avaliação de desempenho de edificações. Quanto aos demais ensaios de desempenho de edificações preconizados na NBR 15575, não existe um histórico significativo que se destaque, principalmente, quando utilizados para avaliar os

elementos que compõem os sistemas construtivos. Entre esses ensaios, o ensaio de ação de calor e choque térmico é considerado novo e, portanto, não possui histórico consistente (Lorenzi, 2013). Com a intenção de aproveitar a experiência, relativa aos ensaios de desempenho de edificações, acumulada ao longo dos anos pelo LEME/UFRGS (Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais da Universidade Federal do Rio Grande do Sul), este trabalho realizou uma avaliação do procedimento e dos parâmetros do ensaio de ação de calor e choque térmico para SVVE (sistemas de vedações verticais externos).

A ideia era identificar possíveis ajustes e inovações que poderiam ser aplicadas ao mesmo, incorporando avanços nos procedimentos e permitindo resultados mais precisos referentes ao comportamento em uso das edificações. O ajuste de alguns parâmetros de aceitabilidade também propiciou uma avaliação mais coerente e justa dos sistemas.

Tendo por base o exposto foi estabelecido como objetivo principal deste trabalho realizar uma análise crítica do ensaio de ação de calor e choque térmico, estabelecido e recomendado na NBR 15575 para SVVE para avaliar o comportamento quanto a durabilidade durante a vida útil e apresentar proposições de avanço ao procedimento e parâmetros de aceitabilidade.

2. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE EDIFICAÇÕES

A proposta de avaliação de desempenho da NBR 15575 está baseada em um conjunto de diferentes instrumentos: análises teóricas, simulações, ensaios experimentais e inspeções técnicas. Cada um deles contribui de alguma forma para avaliar se os requisitos estabelecidos para cada critério de desempenho estão sendo atendidos.

A mudança de cultura da cadeia da construção civil em utilizar métodos de avaliação, mais precisamente ensaios para caracterizar o comportamento dos sistemas construtivos, pode ocorrer em dois momentos distintos: o primeiro diz respeito à utilização de ensaios em edificações prontas para solucionar situações de conflito entre incorporador/construtor e usuário. Já o segundo se refere aos ensaios realizados para caracterizar o comportamento em uso dos sistemas construtivos que são e/ou serão aplicados nas edificações (Borges, 2008). A experiência europeia na área indica que a cultura do conceito de desempenho de edificações provoca a prática da realização de ensaios e que esse cenário é projetado para o Brasil nos próximos anos, tendo como consequência o aumento da demanda por este tipo de ensaio. Entretanto, pode ocorrer atrasos significativos nesse cenário em decorrência da limitação da capacidade laboratorial instalada no país (Lorenzi, 2013).

A avaliação de desempenho de um sistema construtivo visa identificar se o sistema pode ser usado para produzir edifícios e se é capaz de atender às exigências de desempenho. Isso só é possível quando se trabalha com uma equipe multidisciplinar e de experiência na área e se há disponível uma infraestrutura para a realização desta avaliação. Esse conjunto viabiliza, quando necessário, ajustar ou criar novos padrões de desempenho para os sistemas construtivos (Becker, 2001).

Outro aspecto a ter destaque diz respeito aos métodos e procedimentos padronizados que permitem a reprodutibilidade e a verificação quanto ao atendimento dos requisitos de desempenho de edificações. Isso é extremamente relevante quando se trata da análise da viabilidade da utilização de um sistema construtivo (Mitidieri Filho, 2007).

O Brasil está na fase de expectativa quanto à evolução e aperfeiçoamento dos ensaios recomendados na NBR 15575 e, para auxiliar nessa tarefa, é necessário efetuar análises críticas sobre a prática dos mesmos, identificando lacunas e promovendo ajustes que permitam avanços nos métodos e procedimentos de ensaios. O momento é de consolidação de práticas e discussões de métodos e procedimentos de avaliação de desempenho de edificações, com especial atenção aos ensaios e aos parâmetros de aceitabilidade.

2.1 Ensaio de ação de calor e choque térmico

O ensaio de ação de calor e choque térmico para avaliar o requisito de durabilidade é apresentado NBR 15575-4, sistemas de vedações verticais internas e externas (SVVIE) de edificações habitacionais. O objetivo desse ensaio é analisar o comportamento do SVVE quanto aos danos quando submetido a ciclos sucessivos de aquecimento por fonte de calor e resfriamento por jatos de água. A ideia é simular o estresse que as edificações sofrem durante sua vida útil por meio da variação de temperatura e umidade associada à ação das chuvas sobre o elemento (parede) aquecido. O ensaio de ação de calor e choque térmico é um dos ensaios acelerados de envelhecimentos utilizados para avaliar o potencial comportamento do SVVE em uso. O ensaio promove o aumento da frequência da ocorrência de agentes que induzem a deterioração. Nesse caso o agente deteriorante é a variação brusca de temperatura na superfície do elemento, quando há o choque térmico. Essa situação acontece quando, por exemplo, a fachada da edificação é atingida por uma chuva repentina, após um dia de bastante incidência solar (Fontenelle, 2012).

Um dos aspectos importantes para o estudo da durabilidade de fachadas é seu comportamento frente a ciclos de aquecimento e resfriamentos bruscos. A diferença de temperatura entre a superfície e seu interior pode provocar tensões de elevada magnitude, deteriorando sistemas de fachadas, em particular os sistemas leves (com pequena inércia térmica) e aqueles compostos de várias camadas, com elementos não homogêneos (Oliveira et al., 2014). Quando a variação de temperatura é repentina, a taxa de carregamento no elemento é alta, porém a propagação das deformações de origem térmica no elemento depende da velocidade de resposta do mesmo, até atingir o equilíbrio (Esquivel, 2009).

O ensaio de ação de calor e choque térmico estabelecido na NBR 15575-4 consiste em aplicar dez ciclos sucessivos de aquecimento e resfriamento para cada corpo de prova representativo do SVVE. A superfície exposta à ação do calor deve ficar com temperaturas entre $80^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$, durante uma hora. Após esse período, é realizada a aspersion de água na superfície aquecida até se atingir temperaturas na faixa de $20 \pm 5^{\circ}\text{C}$. O procedimento de ensaio requer um corpo de prova com extensão variável (largura) entre 1 metro a 1,40 metros e altura de uma parede. O corpo de prova é colocado em um dispositivo de fixação que deixa o elemento simplesmente apoiado no bordo inferior e superior.

As recomendações da NBR 15575 quanto à avaliação do desempenho do SVVE levam em consideração a degradação causada pelo choque térmico, como: fissuras, falhas, descolamento, empolamento, deterioração, entre outros, decorrentes da dilatação térmica, retração e expansão. Também é considerado nessa avaliação o parâmetro de deslocamento horizontal máximo ($h/300$), onde h é a altura do elemento. Para medir o deslocamento horizontal do elemento é posicionado no centro do elemento, na face oposta a aquecida e resfriada, um deflectômetro.

Entre a norma nacional e internacionais, referente ao choque térmico em SVVE, constatou-se que há divergências quanto a categorias e parâmetros. Por exemplo, a temperatura de aquecimento para a superfície exposta do SVVE recomendada pela NBR 15575-4 difere da diretriz ETAG 0004 (2008) que estabelece uma temperatura de $70 \pm 5^{\circ}\text{C}$ e das normas ISO 8336 (2009) e ASTM C1185-8 (2012) que estabelecem a temperatura de $60 \pm 5^{\circ}\text{C}$. Outro ponto divergente é quanto à medição das temperaturas na superfície. Na norma nacional (NBR 15575), a medição é realizada por termopares acoplados diretamente na superfície do corpo de prova, já na norma americana (ASTM C1185-8) os termopares são fixados em pequenas placas metálicas pintadas de preto, onde as placas é que são fixadas na superfície do corpo de prova (Oliveira et al., 2014).

A Tabela 1 resume as diferenças de parâmetros adotados nos métodos de ensaios de normas estrangeiras e brasileiras com relação a alguns desses aspectos anteriormente explicitados.

Tabela 1. Diferenças de parâmetros adotados entre os métodos de ensaios de normas estrangeiras e brasileira.

Categoria	Parâmetros	Detalhamento dos parâmetros		
		NBR 15575-4 (ABNT, 2013b)	C1185-8 (ASTM, 2012) e ISO 8336 (ISO, 2009)	ETAG 004 (ETAG, 2008)
Aquecimento	Método de medição da temperatura do ensaio	Medição direta, feita por meio de termopares posicionados sobre a superfície aquecida do corpo de prova	Medição indireta, medida em corpo de prova de referência/placa metálica preta	Medição direta, feita por meio de termopares posicionados sobre a superfície aquecida do corpo de prova
	Tempo para atingir a temperatura de aquecimento máxima	Não estabelecido	Não estabelecido	1 h
	Temperatura máxima do ensaio	$80 \pm 3^{\circ}\text{C}$	$60 \pm 5^{\circ}\text{C}$	$70 \pm 5^{\circ}\text{C}$
	Tempo de permanência na fase aquecida	1 h	2 h 55 min	2 h
	Variação admitida da temperatura entre centro e bordas do corpo de prova	$\pm 3^{\circ}\text{C}$	Não estabelecido	Não estabelecido
Resfriamento com água	Temperatura da água	Indefinida, porém até atingir a temperatura superficial do corpo de prova de $20 \pm 5^{\circ}\text{C}$	$\leq 30^{\circ}\text{C}$	$15 \pm 5^{\circ}\text{C}$
	Quantidade de água	Indefinida	3,79 l/min	$\geq 1,0 \text{ l/m}^2 \text{ min}$, o que equivale a aproximadamente 6 l/min
	Tempo de aspersão	Indefinido, mas até atingir a temperatura superficial de $20 \pm 5^{\circ}\text{C}$	2 h 55 min	1 h
	Distribuição sobre a superfície	Uniforme	Uniforme	Uniforme
	Temperatura após resfriamento do corpo de prova	$20 \pm 5^{\circ}\text{C}$	Não estabelecido	Não estabelecido
Ciclos	Tempo de cada ciclo	Aproximadamente 6 h, porém depende da composição da parede	6 h	6 h
	Quantidade de ciclos	10	25	80

	Intervalo entre ciclos	Não estabelecido	5 min.	2 h
Corpos de prova	Dimensão	$\geq 3,0 \text{ m}^2$ (1,2 m x 2,5 m)	$\geq 3,5 \text{ m}^2$	$\geq 6,0 \text{ m}^2$
	Restrição de movimentação das bordas	Sem restrição	Com restrição	Sem restrição
	Cor da superfície	Não estabelecido	Não estabelecido	Não estabelecido

Fonte: Oliveira et al. (2014)

A análise interpretativa dos ensaios de desempenho de edificações estabelecidos na NBR 15575 realizado por Lorenzi (2013) originou um mapeamento com “ensaios x edificações x critérios de análise interpretativa” servindo de base para identificar os ensaios a serem analisados criticamente tanto em relação à interpretação, quanto aos procedimentos, equipamentos e parâmetros. O resultado do mapeamento identificou que um dos ensaios que precisa ser aprimorado é o ensaio de ação de calor e choque térmico.

Em estudo realizado por Oliveira et al (2014) também foram propostas melhorias para o ensaio de ação de calor e choque térmico quando aplicado a SVVE constituído de elementos leves ($\leq 60\text{kg/m}^2$), considerando novos parâmetros, procedimentos ou condições para a realização do referido ensaio. A Tabela 2 apresenta um resumo das proposições de avanço ao ensaio de ação de calor e choque térmicos.

Tabela 2. Proposições de avanço para o ensaio de ação de calor e choque térmico.

Categoria	Lorenzi (2013)	(Oliveira et al., 2014)
Aquecimento	-	80 \pm 3°C SVVE condições usuais 60 \pm 3°C SVVE condições especiais
	Tempo variável de acordo com a composição do SVVE	Tempo mínimo de 1h para o SVVE atingir a temperatura máxima
	-	Aumento de exposição de 1h para 2h de aquecimento
	Toda a área do corpo de prova deve ser exposta ao calor	Identificar distorções entre o centro e as bordas do corpo de prova
	Temperatura homogênea no corpo de prova	Controle de W/m ²
Resfriamento com água	Manter a água resfriada na temperatura de 20 \pm 5°C	Controlar a temperatura da água de resfriamento
	Tempo de resfriamento, aspersão e velocidade com que ocorre a variação de temperatura.	Tempo de aspersão, resfriamento e velocidade em que a variação de temperatura ocorre
	Água de resfriamento em temperatura constante	Forma de medição
	Aspersão de jatos de água constante e uniforme para atingir o corpo de prova, controlando a pressão da água	Distribuição superficial
	Reuso da água do ensaio	-
Ciclos	Ciclos sucessivos sem intervalo	Tempo entre ciclos para estabilização da temperatura
Corpo de Prova	Largura mínima 1,0 m a 1,40m	Largura mínima 2,40m
	Altura 2,50 m	Altura 2,50m

	Com todos os detalhes do SVVE	Com todos os detalhes do SVVE
	Restrição lateral	Vinculação lateral
	Apoiado no inferior e restringido no superior	Apoiado no inferior e articulado no topo
	-	Cor da face externa: absorvância $\geq 0,5$ para atingir 80°C em menor tempo
Equipamento do painel radiante e aspersão de água	Radiação por resistências elétricas	Radiação lâmpadas ou resistências elétricas
	Área do painel radiante = área do corpo de prova	-
	Possibilidade de inspeção a cada ciclo	-
Parâmetro de deslocamento horizontal	Diminuir em 50% o limite para o deslocamento horizontal	-
	Acrescentar o deslocamento horizontal residual (d_{hr})	-
Ensaio de Estanqueidade à água da chuva	Antes e depois do ensaio de ação de calor e choque térmico	Antes e depois do ensaio de ação de calor e choque térmico

Um dos pontos importantes a ser incorporado ao ensaio é referente à fixação do corpo de prova para a realização do ensaio em ambiente de laboratório. A contenção do corpo de prova deve restringir a expansão ou a contração do corpo de prova no sentido do comprimento, permitindo a livre movimentação vertical e o deslocamento transversal, ou seja, não oferecer nenhuma restrição à formação da flecha decorrente do gradiente de temperatura na seção da parede. Essas considerações estão direcionadas para os sistemas que podem apresentar deslocamentos significativos em razão de variações dimensionais por efeito de temperatura e umidade, em casos como estes é indicado fazer as contenções (Fontenelle and Meditidieri Filho, 2016).

O ensaio não apresenta um resultado único para todos os sistemas construtivos. A resposta do elemento ao choque térmico é condicionada às suas condições de contorno. Se houver restrições externas à livre deformação do sólido, o estado de tensões é agravado; e caso a exposição ao fluxo de calor é simétrica em toda a superfície do sólido, a transferência de calor ocorrerá até se atingir o equilíbrio térmico, isto é, a temperatura será a mesma em todo o sólido (Esquivel, 2009).

3. METODOLOGIA

A estratégia experimental foi realizada com base nas proposições de avanço recomendadas por Lorenzi (2013). Foram ensaiados 12 corpos de prova (sistema construtivos convencionais e inovadores, leves e pesados, rígidos e flexíveis) totalizando 280 ciclos, dos quais 220 ciclos são correspondente a 10 corpos de prova e 60 ciclos a 2 corpos de prova. A estratégia experimental buscou atender a demanda básica do trabalho: analisar criticamente as proposições de avanço para melhoria dos resultados dos ensaios.

As proposições de avanço incorporados foram:

- Tempo de aquecimento de acordo com o sistema construtivo;
- Manter a água em reservatório a $20 \pm 5^{\circ}\text{C}$;
- Tempo de resfriamento de acordo com o sistema construtivo;
- Água para resfriamento sempre com a temperatura no intervalo de $20 \pm 5^{\circ}\text{C}$;
- Aspersão de água uniforme ($3 \text{ l/m}^2/\text{min.}$), constante e com pressão sem interferência no

- sistema construtivo;
- Reuso da água do ensaio;
- Ciclos sucessivos, sem intervalo;
- Inspeção visual a cada ciclo;
- Largura do corpo de prova 1,20 m;
- Altura do corpo de prova 2,50 m;
- Radiação por resistências elétricas;
- Aplicação do ensaio de estanqueidade à água da chuva antes e depois do ensaio de choque térmico.

As proposições foram analisadas de acordo com os seguintes critérios para o procedimento:

- **Aplicabilidade:** este critério diz respeito à aplicabilidade do ensaio quanto as dimensões mínimas e posição do corpo de prova, como também quanto a posição exata da instrumentação no corpo de prova ou protótipo;
- **Exequibilidade:** este critério diz respeito à execução do ensaio e a possibilidade de reprodução das proposições;
- **Fidedignidade e representabilidade dos resultados:** este critério tem como preceito reconhecer que as proposições reproduzem da melhor forma a situação real ao qual estão sujeitos os sistemas;
- **Adequabilidade:** este critério está associado à adequação do método do ensaio aos distintos sistemas construtivos.

4. RESULTADOS

Os resultados estão compilados na Tabela 3, que apresenta como cada proposição de avanço ao ensaio de ação de calor e choque térmico foi incorporada ao ensaio realizado, atingindo assim as expectativas.

Tabela 3. Resultado da incorporação das proposições para melhoria do ensaio de ação de calor e choque térmico.

Categoria	Proposições	Aplicabilidade	Exequibilidade	Fidedignidade e representabilidade dos resultados	Adequabilidade
Aquecimento	Tempo de aquecimento de acordo com o sistema construtivo	OK	OK	1*	1*
Resfriamento	Manter a água em reservatório a $20 \pm 5^{\circ}\text{C}$.	OK	OK	OK	OK
	Tempo de resfriamento de acordo com o sistema construtivo	OK	OK	2*	2*
	Água para resfriamento sempre com a temperatura no intervalo de $15 \pm 5^{\circ}\text{C}$	OK	OK	OK	OK
	Aspersão de água uniforme ($3\text{l/m}^2/\text{min.}$) constante e com	OK	OK	OK	OK

	pressão sem interferência no sistema construtivo				
	Reuso da água do ensaio	OK	OK	OK	OK
Ciclos	Ciclos sucessivos, sem intervalo	OK	OK	OK	OK
	Inspeção visual a cada ciclo	3*	3*	3*	3*
Corpo de prova	Largura do corpo de prova 1,20 m	OK	OK	OK	OK
	Altura do corpo de prova 2,50 m	OK	OK	OK	OK
Equipamento	Radiação por resistências elétricas	OK	OK	OK	OK
Estanqueidade	Aplicação do ensaio de estanqueidade à água da chuva antes e depois do ensaio de choque térmico	OK	OK	OK	OK

1*, 2* e 3* - Novas proposições de avanço ao ensaio

Com a experiência acumulada na aplicação do ensaio de ação de calor e choque térmico realizado com equipamento de painel radiante, observou-se que a convecção do ar quente imprimiu temperaturas muito elevadas na parte superior do sistema de vedação.

Com a radiação apenas na parte inferior, a convecção do ar ajudou a homogeneizar às temperaturas no corpo de prova, como mostra a Figura 1.

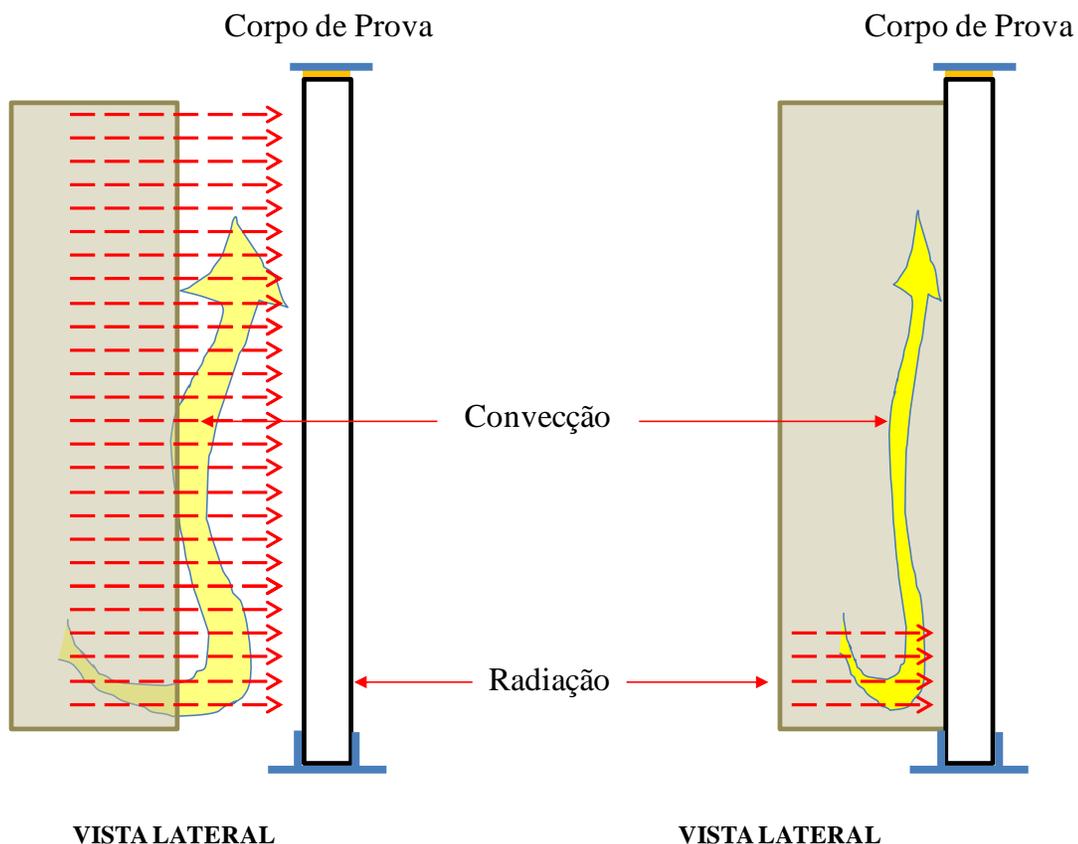


Figura 1. Exemplos de radiação e convecção para ação de calor e choque térmico em SVVE.

Observa-se que, em função das distintas composições dos SVVE e espessuras do corpo de prova, o aquecimento e o resfriamento apresentam comportamentos diferentes para atingir tanto a temperatura de superfície ($80 \pm 3^\circ\text{C}$), quanto a temperatura do choque térmico ($25 \pm 5^\circ\text{C}$), sendo

necessário o ajuste da fonte de calor. Os jatos d'água foram padronizados para proporcionar uma simulação de chuva intensa, constante e uniforme, e tiveram uma pressão que não exerceu a influência no deslocamento horizontal (d_h) no corpo de prova.

A água utilizada foi mantida em temperatura controlada ($15^\circ \pm 5^\circ\text{C}$). A temperatura controlada da água permitiu que os jatos d'água tivessem sempre a mesma temperatura ao atingir a superfície aquecida, fazendo com que a temperatura da superfície aquecida diminuísse mais rapidamente para $20^\circ\text{C} \pm 5^\circ\text{C}$.

O reuso da água utilizada para o resfriamento do corpo de prova foi importante para a economia do ensaio. Cada ensaio foi composto por 10 ciclos de aquecimento e resfriamento, tendo como estimativa um consumo de 300 litros de água/ciclo/corpo de prova, o sistema vertical tinha $1,20 \pm 0,20\text{m}$ de largura por 2,50 m de altura, totalizando consumo de 3.000 litros d'água por ensaio. A Figura 2 apresenta o esquema do fluxo da água para o resfriamento do corpo de prova, utilizando uma bomba de recalque e filtro, utilizado para evitar o entupimento dos bicos de aspersão d'água.

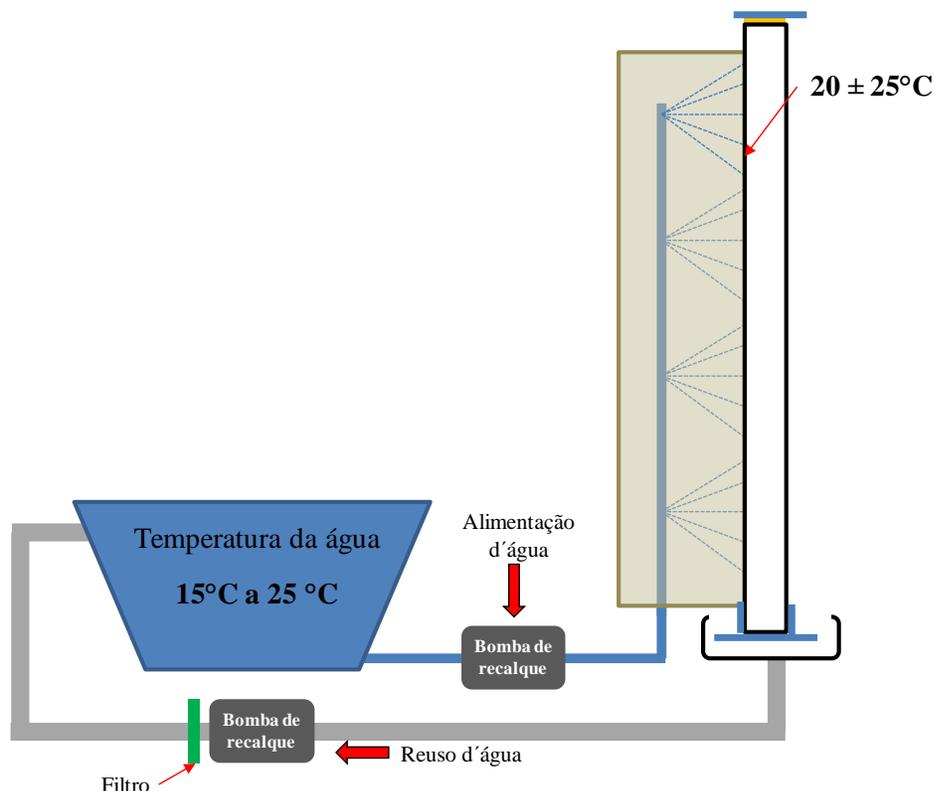


Figura 2. Desenho esquemático do reuso da água; desenho esquemático do confinamento do corpo de prova com auxílio de um quadro de apoio e a fixação do suporte do deflectômetro para ensaio de ação de calor e choque térmico em SVVE.

A inspeção visual nem sempre é suficiente para uma avaliação precisa quanto à degradação sofrida pelo corpo de prova. Os ensaios de ação de calor e choque térmico foram precedidos do ensaio de estanqueidade à água da chuva. Após a finalização dos 10 ciclos foi realizado novamente o ensaio de estanqueidade. O ensaio de estanqueidade à água a chuva seguiu o estabelecido na NBR 15575-4 (2013).

Identificou-se ainda a necessidade de ajustes e inovações no procedimento que promovam a reprodutibilidade das condições de exposição, a fim de permitir e proporcionar resultados mais fidedignos com o real comportamento em uso dos sistemas. A Tabela 4 apresenta novas proposições para o ensaio de ação de calor e choque térmico.

Tabela 4. Novas proposições de avanço ao ensaio de ação de calor e choque térmico

Ensaio	Novas Proposições
Corpo de Prova	Restringir a parte superior - representar fielmente o sistema construtivo em uso
Aquecimento	Tempo de aquecimento 15 – 20 min SVVE leve e flexível Tempo de aquecimento 35 – 40 min SVVE pesado e rígido
Resfriamento a água	Manter a água resfriada na temperatura de $15 \pm 5^{\circ}\text{C}$
	Tempo de resfriamento 3min SVVE leve e flexível Tempo de resfriamento 6 min SVVE pesado e rígido
Ciclos	Manter ciclos sucessivos
Equipamento do painel radiante e aspersão de água	Radiação com resistências elétricas e lâmpadas ultravioleta UVA

5. CONCLUSÕES

A consolidação do conceito de desempenho, o estabelecimento de requisitos claros, objetivos e bem definidos e a incorporação de ensaios para o conhecimento do potencial desempenho de sistemas são exemplos de uma verdadeira revolução no setor da construção civil, que impacta diretamente na concepção de edificações. Os ensaios de desempenho de edificações se constituem em um meio rápido, preciso e confiável de prever o comportamento potencial em uso de SVVE e é relevante para a avaliação de desempenho de edificações.

A realização e os resultados obtidos possibilitaram compreender melhor o que esperar como resultado em relação ao comportamento em uso de sistemas construtivos, inovadores ou não, submetidos a temperaturas ambientais extremas e resfriamentos bruscos de temperatura. Constatou-se, como esperado, que em virtude do ensaio não possuir um histórico consistente de utilização e de disseminação de resultados, é bastante impreciso na descrição do procedimento de ensaio e no detalhamento do equipamento.

Embora não se tenha feito proposições quanto à inspeção visual e aos números de ciclos estabelecidos a que um corpo de prova é submetido, observou-se a necessidade de ter critérios, parâmetros e limites, para uma avaliação mais objetiva, evitando a subjetividade da inspeção visual. Em relação às proposições de avanço no método do ensaio de ação de calor e choque térmico foi possível comprovar que são pertinentes e contribuem significativamente para uma melhor estimativa de comportamento em uso do SVVE, inovador ou não.

Desta forma, conclui-se que as proposições estudadas têm potencial para serem incorporadas ao procedimento do ensaio de ação de calor e choque térmico, promovendo um resultado mais próximo da situação real.

6. AGRADECIMENTOS

Agradecimentos ao Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS pela excelente estrutura disponibilizada durante a realização dos ensaios e pela disposição dos técnicos antes, durante e depois dos experimentos.

7. REFERÊNCIAS

ASTM International. (2012). *ASTM C 1185-8 Standard test methods for sampling and testing non-asbestos fiber-cement flat sheet, roofing and siding shingles, and clapboards.*

<https://doi.org/10.1520/C1185-99>

Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2013). *NBR 15575: Edifícios Habitacionais – Desempenho – Parte 1: Requisitos Gerais*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2013). *NBR 15575: edifícios habitacionais – desempenho – parte 2: requisitos para os sistemas de estruturais*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2013). *NBR 15575: edifícios habitacionais – desempenho – parte 4: requisitos para os sistemas de vedação verticais Internas e Externas – SVVIE*. Rio de Janeiro.

Becker, R. (2001), *An Integrated Approach to the Development of Performance Test Methods and their Application to Evaluation and Design*. The RILEM Journal Materials and Structures. 34:467 – 474.

Borges, C. A. (2012), *Desempenho Revisado*. Revista Técnica, 192:42 – 49.

Borges, C. A. M. (2008), “*O conceito de desempenho de edificações e a sua importância para o setor da construção civil no Brasil*”, Masters Thesis, Universidade de São Paulo. <https://doi.org/10.11606/D.3.2008.tde-25092008-094741>

Esquivel, J. F. T. (2009), “*Avaliação da Influência do Choque Térmico na Aderência dos Revestimentos de Argamassa*”, Doctoral Thesis, Universidade de São Paulo, p. 262.

European Organization for Technical Approvals. (2008) *ETAG 004: Guideline for European Technical Approval of External Thermal Insulation Composite Systems With Rendering*. Brussels.

Fontenelle, J. H. (2012), “*Sistema de fixação e juntas em vedações verticais constituídas por placas cimentícias: estado da arte, desenvolvimento de um sistema e avaliação experimental*”, Masters Thesis, Universidade de São Paulo, p. 219.

Fontenelle, J. H. e Mitidieri Filho, C. V. (2016), “*Condições de contorno lateral dos corpos de prova submetidos ao ensaio de ação de calor e choque térmico*”. In: XVI Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, São Paulo.

International Organization for Standardization (2009). *ISO 8336: Fibre-cement flat sheets*. Geneva.

Lorenzi, L. S. (2013), “*Análise Crítica e Proposições de Avanço nas Metodologias de Ensaio Experimentais de Desempenho à Luz da ABNT NBR 15575 (2013) para Edificações Habitacionais de Interesse Social Térreas*”, Doctoral Thesis, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 222.

Mitidieri Filho, C. V. (1998), “*Avaliação de desempenho de componentes e elementos construtivos inovadores destinados a habitações: proposições específicas à avaliação do desempenho estrutural*”, Doctoral Thesis, Universidade de São Paulo.

Mitidieri Filho, C. V. (2007), *Qualidade e Desempenho na Construção Civil*. In: Isaia, G. C. “*Materiais de Construção Civil e os Princípios de Ciência e Engenharia dos Materiais*”, São Paulo, IBRACON, cap. 23, pp. 37 – 73.

Oliveira, L. A.; Fontenelle, J. H. e Mitidieri Filho, C. V. (2014), *Durabilidade de fachadas: método de ensaio para verificação da resistência à ação de calor e choque térmico*. Ambiente Construído. 14(4):53- 67. <https://doi.org/10.1590/S1678-86212014000400005>

Silva, M. A. C. (2001), “*Desafios da Aplicação Prática do Conceito de Desempenho e seu Impacto na Qualidade das construções*”. In: 4º Seminário de Patologia das Construções, São Leopoldo.

Silva, M. A. C. (2013) “*Especificação por desempenho e os dados de caracterização de desempenho disponibilizados pelos fabricantes*”. In: Seminário: Projeto, Especificações e Controle de Execução para Atender a Norma de Desempenho, São Paulo.

Thomaz, E. (2012) “*Tendências de Materiais, Tecnologias e Processos de Construção de Edifícios*”. In: Seminário: Tecnologia, Desempenho e Sustentabilidade na Construção Civil, Manaus.

Thomaz, E. (2013) “*O que é preciso fazer para atender a norma quanto ao desempenho de pisos*”. In: Seminário: Projeto, Especificações e Controle de Execução para Atender a Norma de Desempenho, São Paulo.

As manifestações patológicas e os riscos dos protetores de aparelhos de ar condicionado em edificações

W. W. Silva^{1*} , E. C. B. Monteiro¹ 

*Autor de Contato: wildsonws@gmail.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.410>

Recepção: 25/04/2019 | Aceitação: 22/07/2019 | Publicação: 31/08/2020

RESUMO

Diante do grande número de colapsos parciais ou totais em edificações, tem-se neste estudo a identificação das manifestações patológicas e os riscos dos suportes para aparelhos de ar condicionado de concreto armado nas edificações, os dados foram coletados por software 3D e consolidados em campo. Das 61 edificações analisadas, 48% são do modelo tipo janela, que em uma situação de degradação e queda, podem chegar ao solo com um impacto da ordem de toneladas. Em regiões litorâneas, somam-se os efeitos aceleradores da corrosão da armadura, como umidade elevada, poluição por veículos automotores e região marinha. Conclui-se que esses suportes não possuem projetos estruturais adequados, aliados a baixa qualidade e efeitos aceleradores da corrosão da armadura, tornando-os não passíveis de recuperação.

Palavras-chave: patologia; corrosão; ar condicionado; concreto, riscos.

Citar como: W. W. Silva, E. C. B. Monteiro (2019), "*As manifestações patológicas e os riscos dos protetores de aparelhos de ar condicionado em edificações*", Revista ALCONPAT, Volume (Número), pp. 377 – 393, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i3.410>

¹ Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.

Editor associado responsável por este artigo: Andrés Antonio Torres Acosta

Contribuição de cada autor

Neste trabalho, o autor Wildson Wellington Silva contribuiu para a atividade de desenvolvimento do manuscrito, recoletar dados, analisar e interpretar os dados, revisão crítica do conteúdo e discutir os resultados, o autor B contribuiu para a atividade de desenvolvimento do manuscrito, análise e interpretação de los datos, revisión crítica del contenido y discusión de los resultados.

Licença Creative Commons

Este trabalho foi publicado sob os termos de uma Licença Internacional Creative Commons Attribution 4.0 International ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2021.

The pathological manifestations and risks of the protectors of air conditioners in buildings

ABSTRACT

Faced with the large number of partial or total collapses in buildings, this study has the identification of the pathological manifestations and the risks of the supports for air conditioners of reinforced concrete in the buildings, the data were collected by 3D software and consolidated in the field. Of the 61 buildings analyzed, 48% are of the window model, which in a situation of degradation and fall, can reach the ground with an impact of the order of tons. In coastal regions, we add the accelerating effects of the corrosion of the reinforcement, such as high humidity, pollution by automotive vehicles and marine region. It is concluded that these supports do not have adequate structural designs, allied to the low quality and accelerating effects of the corrosion of the armature, rendering them not recoverable.

Keywords: pathology; corrosion; air conditioning; concrete; risks.

Las manifestaciones patológicas y los riesgos de los protectores de aparatos de aire acondicionado en edificaciones

RESUMEN

Ante el gran número de colapsos parciales o totales en edificaciones, se tiene en este estudio la identificación de las manifestaciones patológicas y los riesgos de los soportes para aparatos de aire acondicionado de hormigón armado en las edificaciones, los datos fueron recolectados por software 3D y consolidados en campo. De las 61 edificaciones analizadas, 48% son del modelo tipo ventana, que en una situación de degradación y caída, pueden llegar al suelo con un impacto del orden de toneladas. En regiones costeras, se suman los efectos aceleradores de la corrosión de la armadura, como humedad elevada, contaminación por vehículos automotores y región marina. Se concluye que estos soportes no poseen proyectos estructurales adecuados, aliados a baja calidad y efectos aceleradores de la corrosión de la armadura, haciéndolos no pasibles de recuperación.

Palabras clave: patología; corrosión; aire acondicionado; concreto, riesgos.

Informações legais

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.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

Os avanços tecnológicos dos aparelhos para ar condicionado, favoreceram a eficiência energética, associadas ao aprimoramento das normas técnicas para projetos e construção das edificações e da necessidade constante por sistemas de refrigeração com menor consumo de energia (Larsena, et.al., 2015) e maior consciência ambiental (Perinia, et.al., 2017).

Tem-se atualmente um passivo de sistemas de refrigeração que não se mostraram eficientes ao longo dos anos, pois foram negligenciados por fazerem parte das etapas finais da construção, onde o fluxo de caixa financeiro das construtoras, já não comportam gastos excessivos nesta fase de entrega dos imóveis, portanto, adotando materiais de baixa qualidade, apesar de serem estruturas expostas e externas, como é o caso das fachadas.

Esses suportes podem ser de vários modelos e materiais, os quais podem ser de concreto armado, muito comum no Brasil, metálicos como é o caso de EUA (Estados Unidos da América), Reino Unido e Espanha, não sendo restrito apenas em lugares onde não há um controle urbano adequado, como em bairros carentes, em países da África, Ásia e América Latina (Desai e Potter, 2014), mas nos bairros de classe média e até de alto padrão, pode-se concluir então, que faz parte de um cenário global muito extenso.

Nos serviços de manutenção das edificações é muito comum a troca dos suportes de concreto armado, pela condição de deterioração da estrutura do suporte ou por incidentes já ocorridos na área comum da edificação, o que levanta a necessidade de estudar o tema. Se a presença de manifestações patológicas é tão intensa, somadas com o agravante destes suportes estarem em um ambiente externo e em alturas elevadas, como seriam os impactos destes suportes e/ou equipamentos sobre o solo? Qual o grau de risco para pessoas, veículos e estruturas impactadas?

Durante a fase de pesquisa de referências bibliográficas, não foi possível identificar estudos similares, relativo aos suportes para aparelhos de ar condicionado em edificações, que pudessem servir de base para este trabalho, os quais ampliou ainda mais o interesse pelo tema, porém foram utilizados todos os aspectos inerentes as manifestações patológicas, condições ambientais e climáticas, estatísticas e técnicas.

Os mecanismos de corrosão não são simples e novos, visto a gama de possibilidades para sua ocorrência, de acordo com (Johnson, 1965) há um efeito de expansão na massa de concreto, provocando as fissuras e conseqüente fragmentação do concreto, a corrosão está atrelada preponderantemente ao processo eletroquímico, vinculado ao meio úmido e sendo agravado pelo meio agressivo, variações na espessura do revestimento do concreto, conforme comentado por (Cánovas, 1984), erros de projeto, assim como a adoção de materiais inadequados, são procedimentos que favorecem em grande parte o aparecimento das manifestações patológicas. Na ABNT NBR 6118:2014, esta define como durabilidade a capacidade da estrutura em resistir aos requisitos de projeto, conservando a segurança e estabilidade, enquanto durar o período de sua vida útil, um ponto bastante importante, visto que mesmo as estruturas não são eternamente duráveis e necessitam constantemente serem revisadas e reparadas.

De acordo com a Norma ABNT NBR 6118:2014, para que se tenha uma vida útil mais longa, faz-se necessário o cumprimento de algumas diretrizes no sentido de retardar os mecanismos de deterioração do concreto, ocorridos através da lixiviação, expansão por sulfatos, reação álcali-agregados e quanto a deterioração da armadura no tocante a carbonatação, ação de cloretos e dos mecanismos da própria estrutura em si, para essas condicionantes, tem-se uma relação quanto a classes de agressividade ambiental (CAA), os quais foram classificados de acordo com a região e as condições de microclima, de acordo com (Bertolini, 2010) e (Almeida e Sales, 2018), tem-se alguns aspectos relacionados aos tipos de atmosfera e exposição e foi analisada em três partes principais: Umidade relativa do ar crítica (superior a 65% e até 85%); Atmosfera marinha, ataque por íons cloretos e sulfatos (proximidade com água do mar); Centros populacionais maiores

(agentes agressivos), em complemento foi estudada a influência dos ventos em uma edificação, tomada como exemplo, pois alguns aspectos inerentes a corrosão da armadura são influenciados pela ação de chuvas e ventos.

Esse estudo objetiva identificar os modelos de suportes dos aparelhos de ar condicionado das edificações pesquisadas, os tipos de manifestações patológicas mais encontradas, além de fatores aceleradores, os riscos que estes representam para pessoas, automóveis e estruturas, na situação de queda parcial ou total do suporte e/ou do próprio aparelho de ar condicionado e se existe a possibilidade concreta de recuperá-las.

2. METODOLOGIA

Esta pesquisa trata-se de um Estudo de Caso, delimitado na cidade do Recife, capital do estado de Pernambuco, país Brasil, com as coordenadas geográficas de Latitude: -8.05428, Longitude: -34.8813, que detém uma área territorial de 218,843km² e população estimada em 1.637.834 pessoas (IBGE, 2018), com densidade demográfica de 7.039,64 hab/km² e IDHM – Índice de Desenvolvimento Humano de 0,772 (IBGE, 2010), PIB per capita de US\$ 7.916,29 (IBGE, 2016), de clima Tropical, quente e úmido, com 3 meses secos e temperatura média acima de 18°C em todos os meses do ano (IBGE, 2002).

Foi adotada a região da zona norte do Recife, entre os bairros de Parnamirim, Tamarineira e Casa Amarela, conforme linhas divisórias em amarelo, definiu-se um círculo azul de raio = 300m de cor verde, utilizando-se do programa de computador Google Earth Pro, Figura 1.

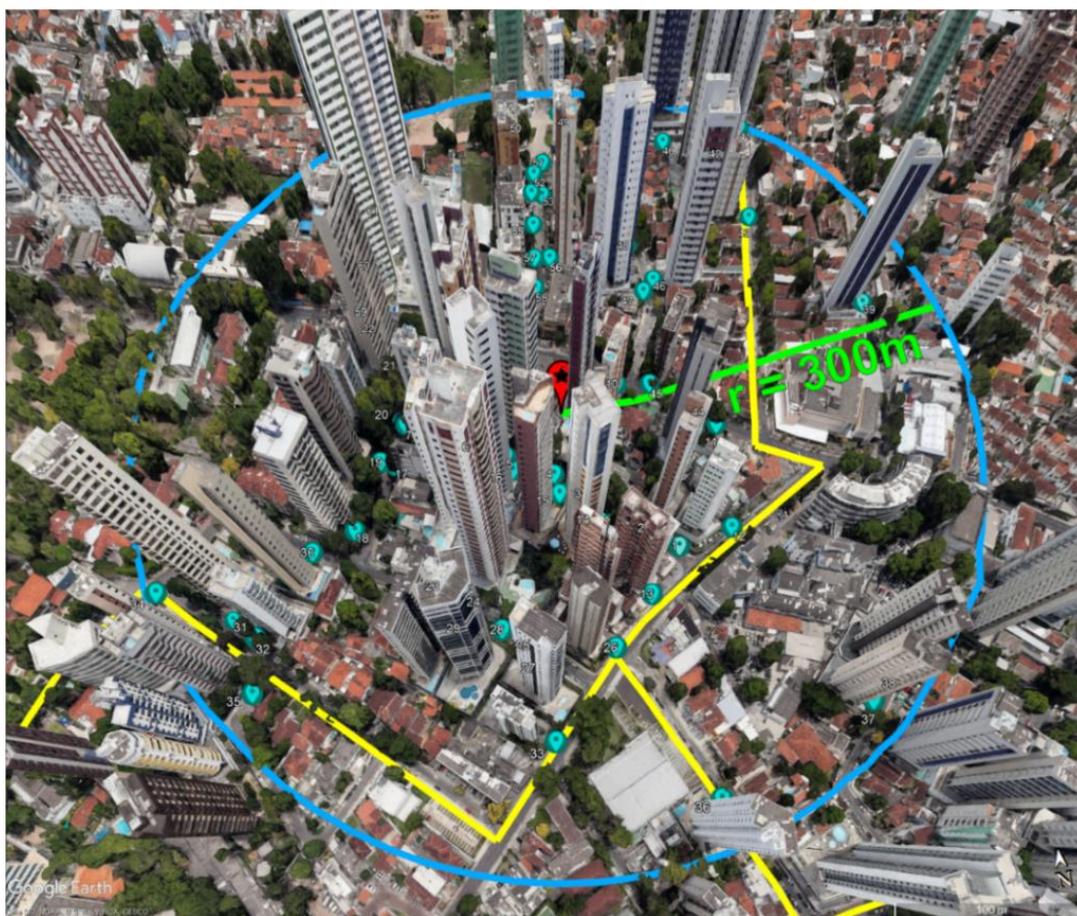


Figura 1. Localização das edificações pesquisadas

Inicialmente foi criada uma planilha do MS-Excel, com as informações a serem coletadas: nome e endereço do edifício, coordenadas geográficas, elevação entre a base e o topo do edifício, número de pavimentos, altura estimada, tipo de suporte para aparelho de ar condicionado, condição dos suportes (vistoria), quanto as manifestações patológicas (ruim, regular e bom) e o modelo da caixa se é do tipo aberta ou fechada e se as mesmas já foram substituídas.

Em seguida foi definido incluir apenas edifícios acima de 3 pavimentos, pois casas e imóveis baixos são mais difíceis de verificação, devido aos muros elevados, não contemplando prédios públicos, os quais foram representados por pontos e uma numeração na cor azul, no sentido de ficar mais fácil a catalogação das informações, essas amostras foram coletadas durante um período de 4 meses pelo computador e após essa fase, foi realizada uma visita a campo, para verificar alguns dados não esclarecidos durante a primeira fase de coleta e conseqüentemente concluir o preenchimento da planilha com os dados de manifestações patológicas identificadas e se após a construção da edificação já houveram substituições.

3. ANÁLISE DAS EDIFICAÇÕES

3.1. Tipos de suportes para aparelhos de ar condicionado

Após a coleta de informações, foi possível identificar 3 tipos de sistemas de suporte para os aparelhos de refrigeração, os quais são eles: caixa protetoras de concreto armado (tipo janela), outras apoiadas nas janelas ou vãos (adotado como modelo oculto) e as que usam estruturas já incorporadas a edificação (modelo *split*), dessa forma chegou-se a um total de 61 edificações analisadas, Figura 2.

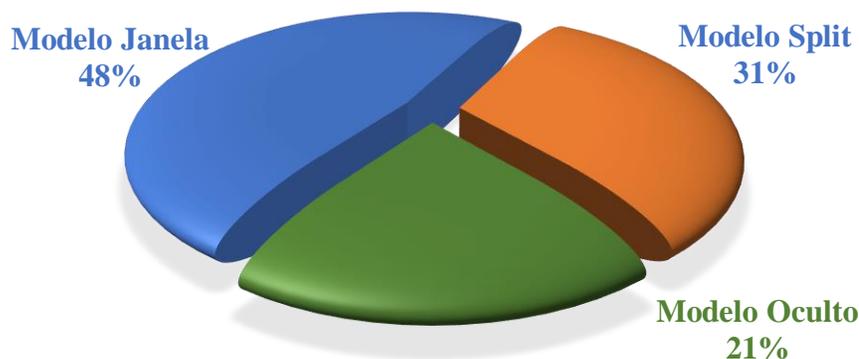


Figura 2. Sistemas de suportes dos aparelhos de refrigeração das edificações

Deste modo, constatou-se que 48% das edificações utilizam modelos tipo janela, 21% com o modelo oculto e por fim, com apenas 31% os modelos que se integram as estruturas das edificações (aparelhos *split*), estas por sinal são advindas de projetos mais recentes.

O que pode-se destacar dos dados coletados, se deve a existência de dois modelos de protetores de concreto armado do tipo janela, do total de 29, tem-se 20 para o modelo aberto e 9 para o modelo fechado, pelas suas características e dimensões, pode-se considerar o modelo aberto mais frágil, ou seja, quase 70% dos edifícios que possuem protetor de concreto armado do tipo janela estão com o modelo mais simples e que portanto geram maior risco de desgaste prematuro, tem-se os modelos representados nas Figuras 3 e 4.



Figura 3. Suporte de concreto armado, tipo janela: a) modelo aberto; b) modelo fechado



Figura 4. Outros modelos de suporte: c) modelo “oculto”; d) modelo para *split*

3.2. Projeto estrutural dos suportes tipo janela

Abaixo tem-se a representação esquemática dos modelos tipo aberto e fechado, Figura 5.

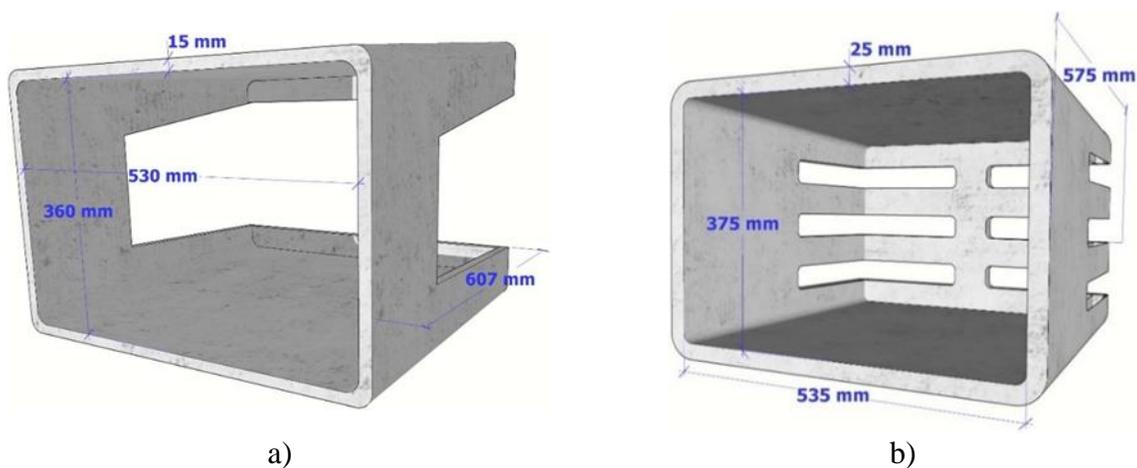


Figura 5. Estrutura dos modelos tipo janela: a) aberta; b) fechada

Devido as dimensões do modelo aberto serem bastantes simples, a confecção se torna mais fácil, porém a fragilidade do modelo estrutural se torna visível.

Tem-se o detalhamento de um corte deste modelo, onde irá identificar a posição da armadura, na parede do suporte, que neste caso utiliza-se do fio CA-60 de 4,2 mm, consideração esta, conforme exposta na ABNT NBR 7480:2007. De acordo com (Oswaldo e Helene, 2001), o aço CA-60 possui uma resistência maior a corrosão do que o aço CA-50, devido ao seu maior teor de carbono e manganês, associada a menores tensões internas da estrutura, detalhe do corte na Figura 6.

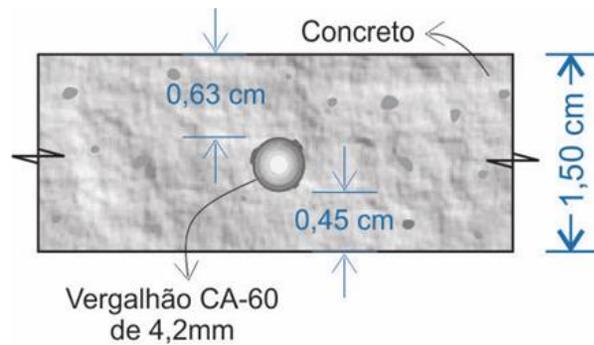


Figura 6. Detalhe da armadura do modelo janela, aberta

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Umidade relativa do ar / Condições atmosféricas

Para esta análise foi coletada através do INMET - Instituto Nacional de Meteorologia, pelo Normal Climatológica do Brasil 1981-2010 (INMET, 2018) e separou-se a cidade de Recife neste período, com base no Mapa de Umidade Relativa do Ar Compensada e as duas Planilhas de Umidade Relativa do Ar Compensada Mensal e Anual, constatou-se que as umidades, com base na média, variaram dentro da faixa de 65% até 85% ao longo de todo o ano, indicando uma umidade dentro dos padrões que aceleram os processos de corrosão da armadura, Figura 7.

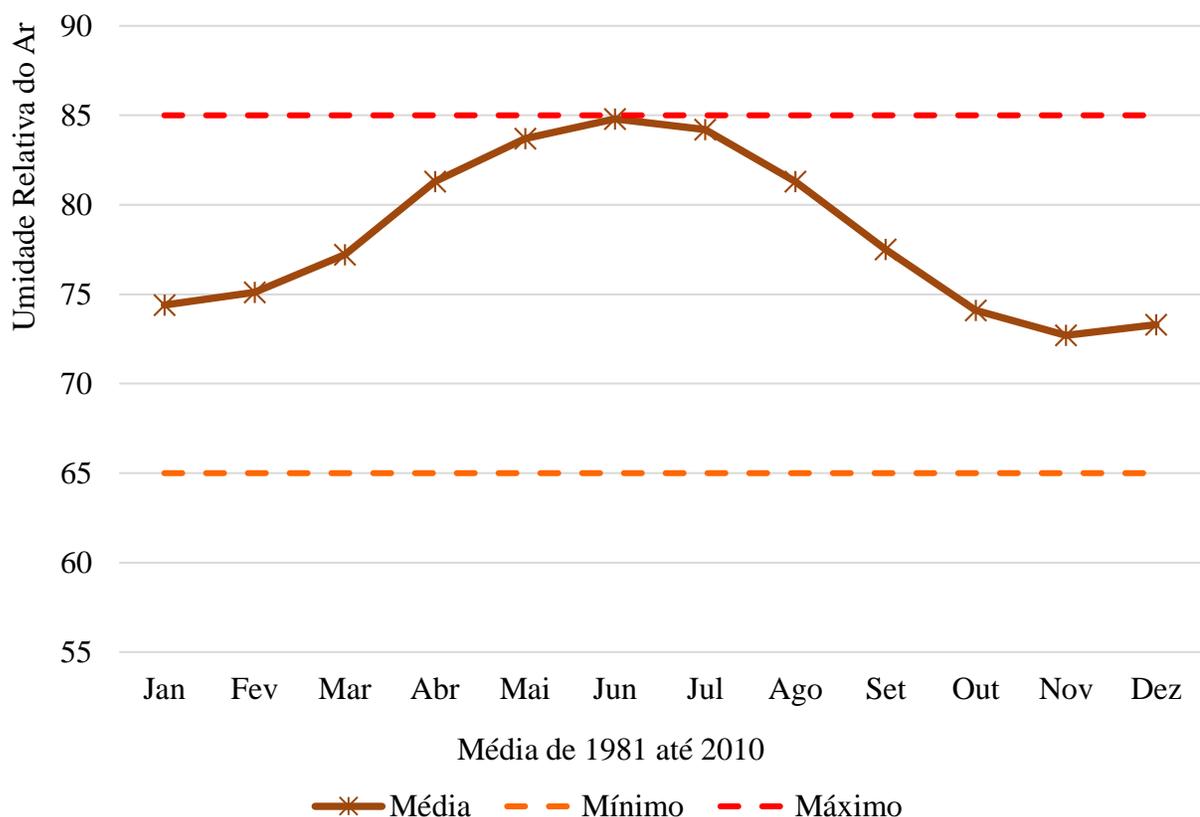


Figura 7. Variação da Umidade Relativa do Ar (1981-2010), fonte: INMET

De acordo com o Normais Climatológicas do Brasil 1981-2010 (INMET, 2018), com base no Mapa da Direção Predominante do Vento (Pontos cardeais e colaterais), tem-se a direção predominante dos ventos para a cidade do Recife, na direção SE (sudeste) em praticamente todos os meses do ano, com exceção do mês de novembro, na direção E (leste) e julho para a direção S (sul).

Utilizando-se um edifício residencial como exemplo, foi utilizado o aplicativo de GPS para smartphones Commander Compass Go 3.9.9, através da bússola giroscópica e a direção da coordenada geográfica inserida no mapa do Google, foi possível visualizar a direção dos ventos atuantes nas fachadas, durante todo o ano, Figura 8a.

Esta edificação, possui os protetores de concreto armado do modelo fechado, em todas as fachadas, porém constata-se que nas fachadas Norte (N) e Oeste (W), essas estruturas tendem a apresentar mais degradação, Figura 8b.

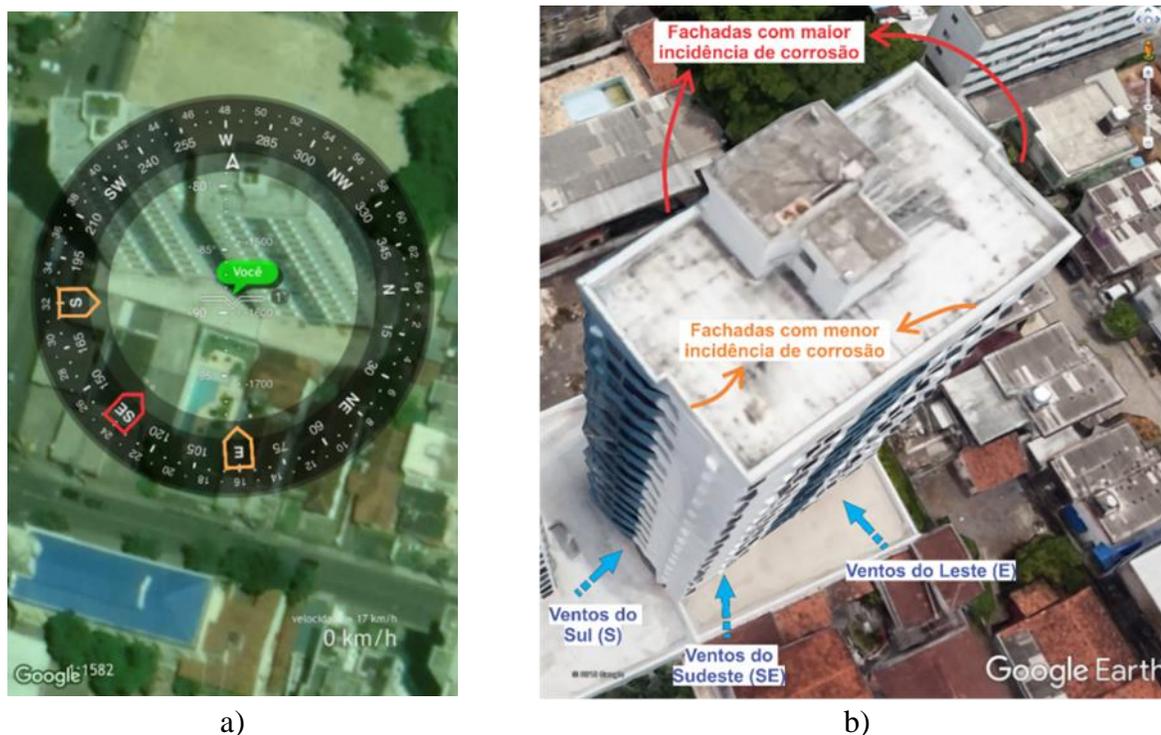


Figura 8. Direção dos ventos em edificação: a) direção dos ventos no ano; b) ventos na edificação

Alguns estudos indicam que a velocidade do vento, sendo superiores a 3m/s, podem distribuir os íons cloretos por regiões mais afastadas da costa, sendo influenciados também pela altitude, com uma maior concentração de íons cloretos em altitudes menores, até 10m, porém em algumas regiões, como é o caso do Havaí, nos EUA, podem chegar até 30m, acima destas altitudes, há uma redução drástica destes materiais salinos, (Meira, 2017), mesmo em locais de arrebatamento das ondas marítimas, chegou-se a identificar que o vento apresenta um fator mais decisivo no transporte de cloretos para o interior do concreto, do que a altitude, (Balestra, 2019) e que é maior até os 100m de distância da costa, (Moreno, et.al., 2018).

Com base em dados do BDMEP - Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa, Velocidade do Vento Média (mps) do INMET (INMET, 2018), pode-se verificar que ao longo de 5 anos, a velocidade do vento em Recife, não ultrapassou 2,75m/s, portanto, um local de ventos mais brandos, Figura 9.

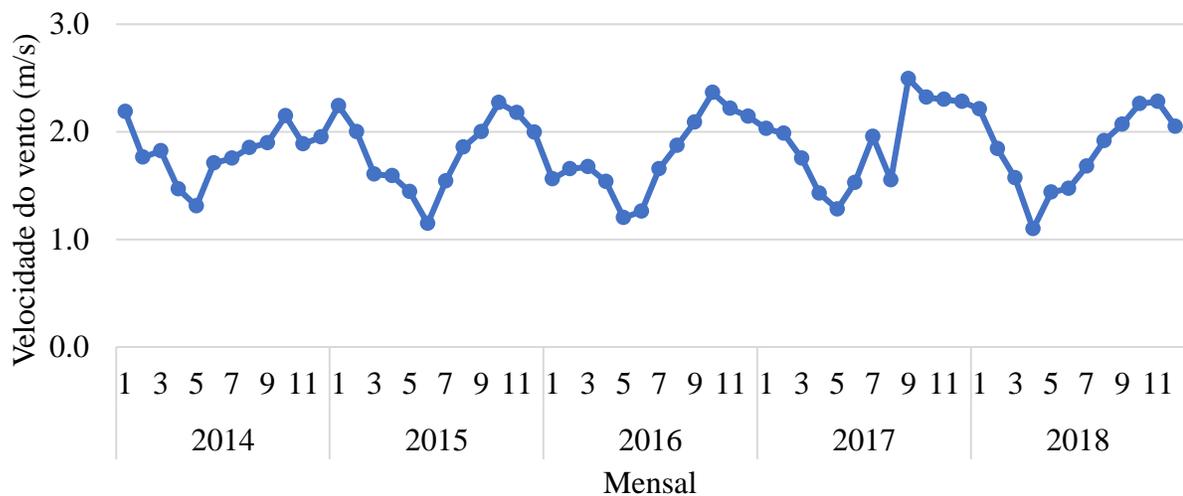


Figura 9. Velocidade do vento (media), fonte INMET

4.2. Atmosfera marinha

Devido a Recife estar em uma região litorânea, fato este próximo ao mar, foi demonstrada a distância entre a região pesquisada e o arrebatamento das ondas do mar, os quais pode indicar um ataque de íons cloreto (névoa marinha), Figura 10.

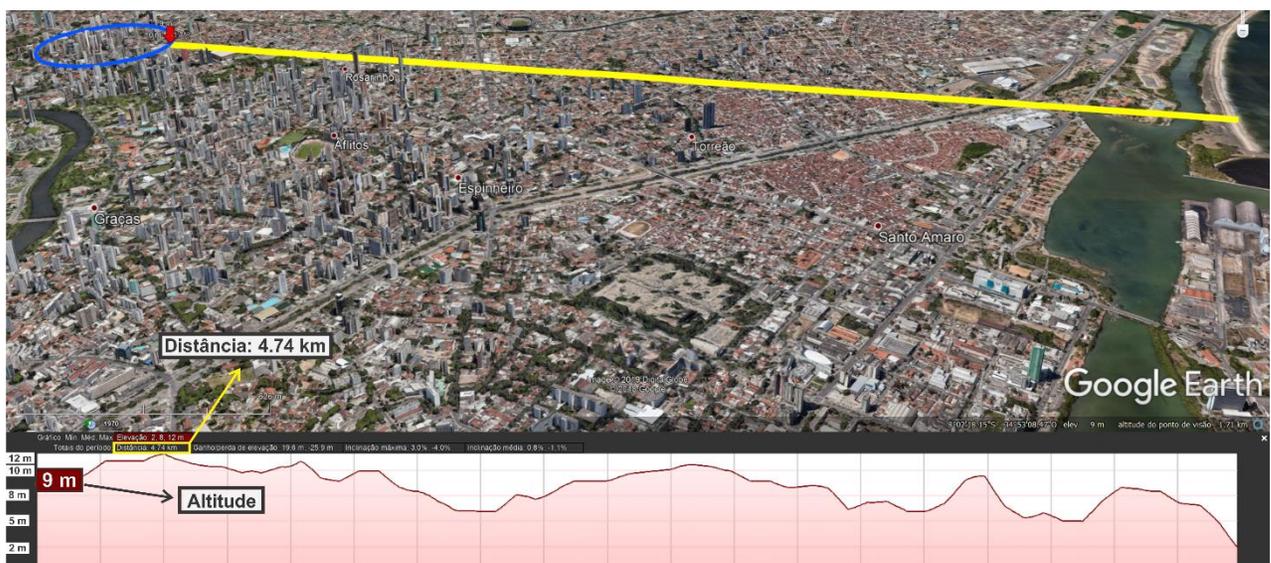


Figura 10. Distância da região analisada para o mar

Como pode-se constatar, a distância do arrebatamento das ondas do mar até o ponto em estudo, figura em torno de 4,74 km, de acordo com (Pontes, 2006), após analisar a beira mar do bairro de Boa Viagem em Recife/PE, com medições através do método do aparato de vela úmida para distâncias de 7 m até 320 m da costa, onde constatou-se através de um modelo adotado, que a partir de 400 m há uma redução significativa na deposição de cloretos e se resume a valores ínfimos aos 700 m.

Em outro estudo realizado por (Luna, 2008), sobre o Mapeamento da Corrosividade Atmosférica do Estado do Ceará, nele chegou-se à conclusão de que essa influência atinge distâncias de até 30 km da costa, ou seja, existem locais com maior ou menor ataque de íons cloretos e podem ser bem agressivos e com diversas morfologias (Moreno, et.al., 2015).

Em análise de campo, realizado por (Meira, et.al., 2014), demonstrou que o aumento da porosidade do concreto, ocasionados pela relação a/c, causa uma diminuição na quantidade de íons cloretos dentro do concreto armado.

4.3. Grandes Centros populacionais (poluição por agentes agressivos)

A cidade do Recife concentra uma densidade populacional elevada, conforme o Censo Demográfico 2010 do IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2010), acima de 500 hab/km², Figura 11, com isso tem-se um dos problemas das metrópoles ao redor do mundo, as poluições por material particulado fino PM_{2.5}, formado por partículas de material sólido ou líquidas suspensas no ar, (Ventura, et.al., 2017).

Essa mostrou encontrar-se dentro dos parâmetros adequados da OMS – Organização Mundial da Saúde, que seria de até 400ppm de dióxido de carbono em ambiente aberto, provavelmente por estar relacionado ao sistema meteorológico da linha de região costeira, favorecendo a dispersão destas partículas pelo ar, de acordo com (Santos, et.al., 2014), tendo apenas uma maior concentração no período chuvoso.

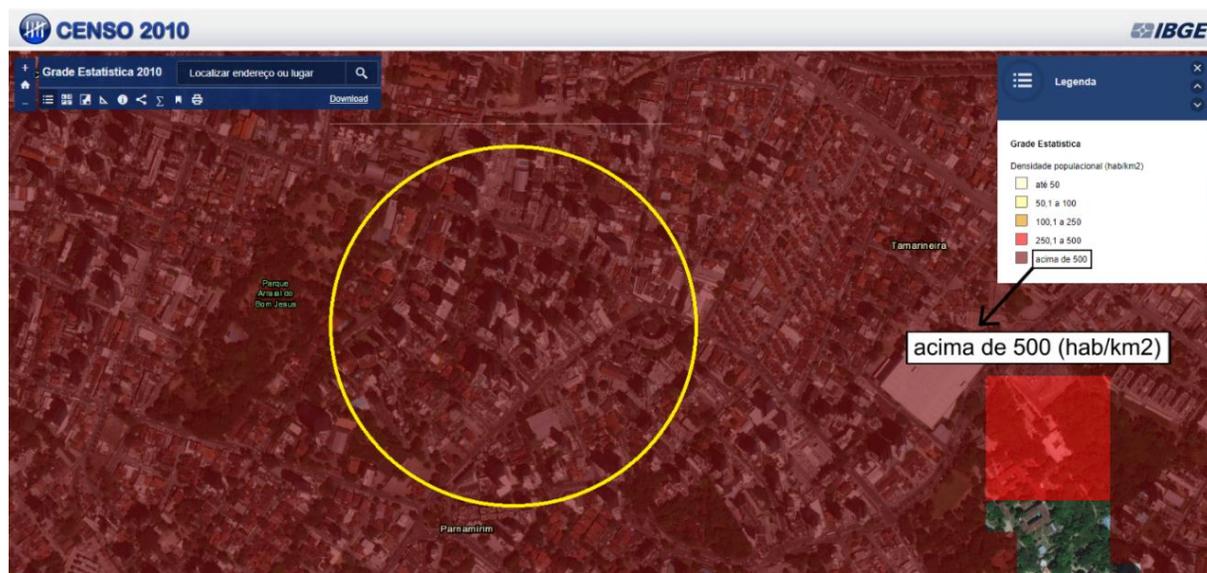


Figura 11. Intensidade da urbanização, densidade populacional em Recife/PE

5. IDENTIFICAÇÃO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Preliminarmente foi constatado, em visita a fornecedores de artefatos de cimento, que os traços do concreto eram realizados de forma empírica, dessa forma não tendo controle de qualidade sobre a relação água-cimento e consequentemente influenciando o volume total de vazios e as dimensões dos poros, facilitando o transporte de água, de íons cloreto e de CO₂ nos concretos.

Foi realizado uma visita a campo, no sentido de identificar as manifestações patológicas mais recorrentes, através de uma vistoria e registrando através de imagens e dados.

Na primeira análise, tem-se a visualização de fissuras e corrosão da armadura, possivelmente causada pela carbonatação ou ataques de cloretos, Figura 12, assim como o estado mais avançado de degradação, quando a estrutura destacou, em razão da expansão provocada pelo aumento de volume da armadura e consequente expulsão do concreto pela força de tração, (Choi, et.al., 2014), Figura 13.



Figura 12. Corrosão da armadura em modelo tipo janela: a) fissuras; b) destacamento do concreto



Figura 13. Quebra parcial em modelo tipo janela, aberta: a) ausência de laje inferior; b) ausência da laje superior

Outro ponto a se destacar e não menos agravante, se deve a utilização inadequada desses suportes, situações estas criadas pelos próprios usuários ou técnicos de refrigeração, que por desconhecimento ou inabilidade, aproveitam esses suportes para realizarem modificações com o acréscimo de outro sistema de refrigeração, os quais geram esforços não dimensionados, favorecerem as infiltrações na fachada, sobrecarregando os suportes existentes, já em processo de degradação intensa, por vezes, Figura 14.

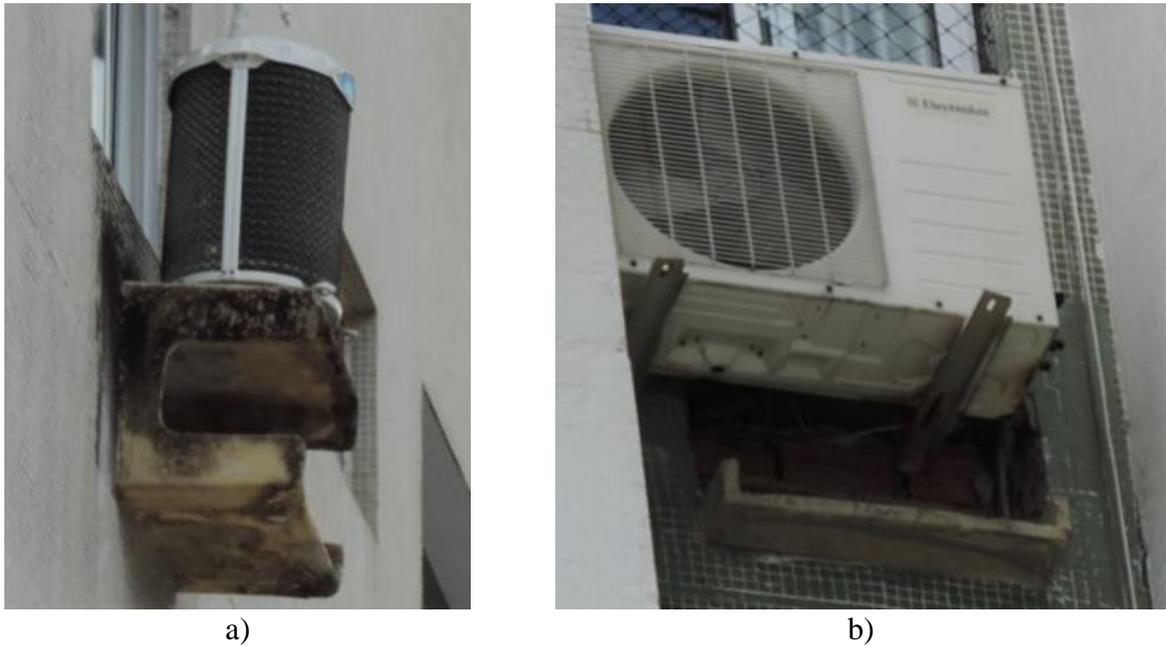


Figura 14. Utilização inadequada: a) esforços não dimensionados; b) infiltração na fachada

Para os edifícios que possuem os suportes de concreto armado, foram identificados visualmente em campo as principais manifestações patológicas, como: bolor, eflorescência, corrosão da armadura e destacamento do concreto, Figura 15, do total de 29 edifícios pesquisados, 11 tiveram histórico de substituição destes suportes, dos quais 9 já apresentavam reincidência de algumas manifestações patológicas, inclusive de destacamento do concreto.

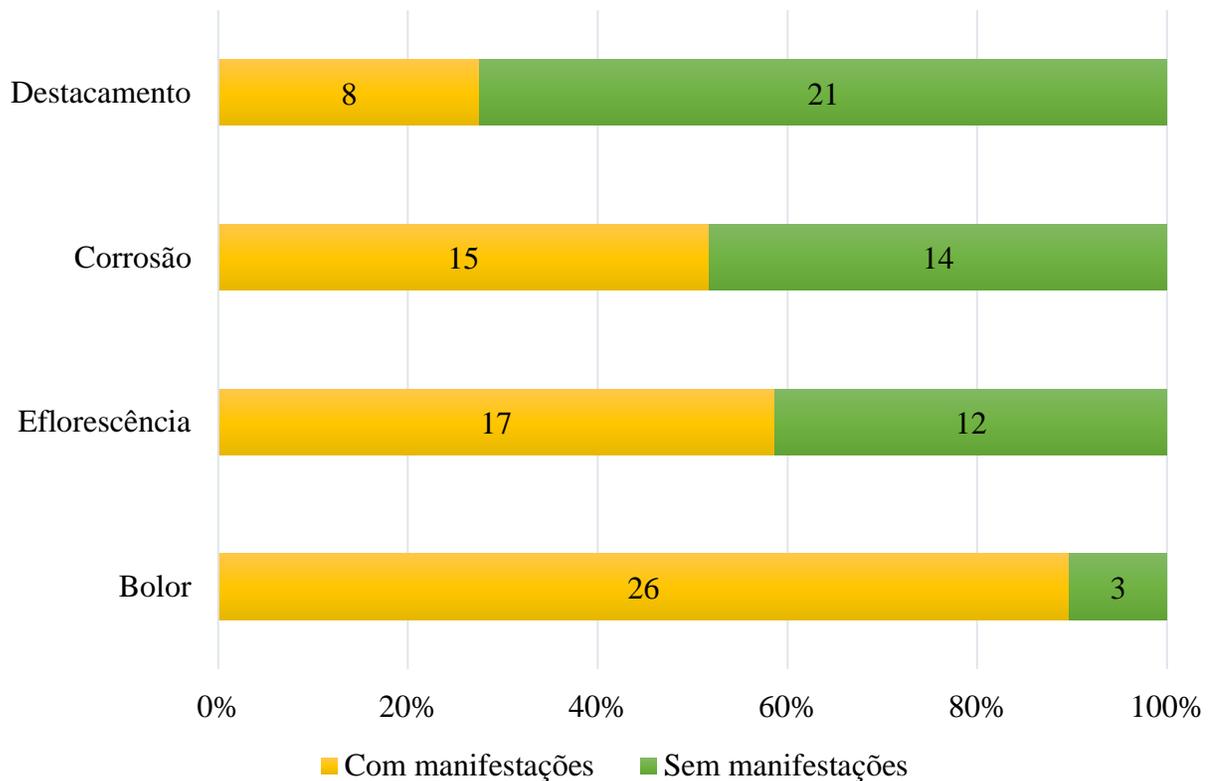


Figura 15. Manifestações patológicas dos suportes de concreto armado

Ao se analisar os modelos do tipo fechado, não é de fácil identificação pelo meio exterior das fachadas o seu estado de degradação, visto que as manifestações patológicas tendem a serem mais propícias na sua face interna, deixando uma margem de dúvida quanto a sua real condição.

6. ANÁLISE DE RISCO

Após todos os agravantes que aceleram as manifestações patológicas, foram analisadas as questões inerentes ao risco desse tipo de protetor, pois em face da fragilidade gerada pelas degradações, o mesmo ao se desprender da fachada (todo ou em parte), poderá provocar um impacto altamente destrutivo no solo.

Aproveitando o cálculo demonstrado por (Silveira, 2011), adotou-se para um objeto de 1kg, considerando a quebra parcial de um suporte e outro com peso estimado em 25kg para um completo, em uma situação de desprendimento das fachadas dos edifícios pesquisados e suas respectivas alturas.

Adotando-se a Equação (1):

$$F = \frac{M \cdot g \cdot H}{D} \quad (1)$$

Os quais tem-se: F – força; M – massa do corpo; g – aceleração da gravidade; H – altura; D – dureza de um piso de concreto.

Para isso tem-se na Figura 16, as informações para o objeto de 1kg na cor azul e para o de 25kg na cor laranja.

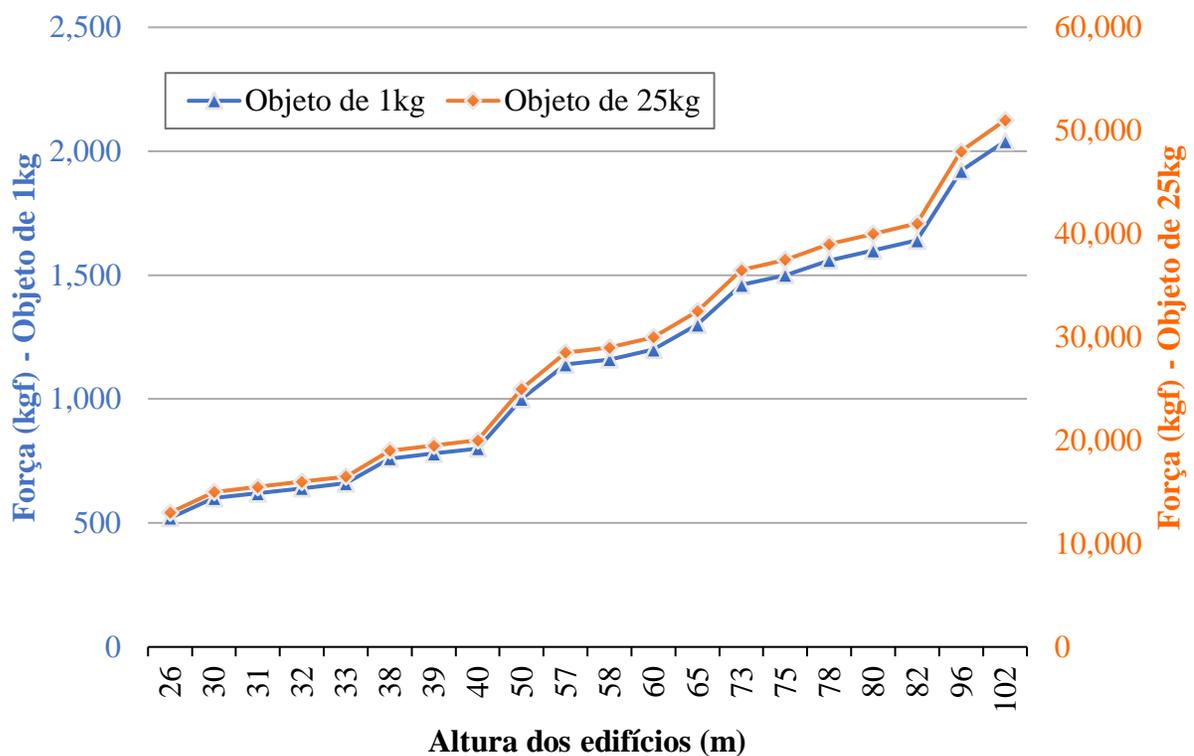


Figura 16. Força aplicada pelo objeto em contato com o solo

7. RECUPERAÇÃO

Essa análise tem o intuito de verificar a viabilidade de recuperação desses suportes, no sentido de aumentar a sua vida útil, relacionado principalmente aos casos de corrosão da armadura, pois esses tem maior poder destrutivo, não menosprezando as demais manifestações patológicas de: bolor, crescimento de vegetação, eflorescência, partindo da premissa de que não serão gastos recursos, sem que haja uma justificativa mais robusta, ou seja, não deverão ocorrer manutenções da fachada apenas para limpeza e pintura desses suportes.

Para que a recuperação seja executada da forma correta, tem-se de acordo com (Souza e Ripper, 1998), a necessidade de remoção do concreto que envolve a armadura, sendo considerado espessuras de 2 cm além das armaduras, no sentido de garantir a remoção total do concreto degradado e repor as barras da armadura para a condição alcalina, para que em seguida seja realizada a limpeza e posterior aplicação do graute.

É notável que a espessura da parede da caixa modelo aberta, impede essa execução, visto que a própria possui apenas 1,5 cm de espessura, deixando essa possibilidade de recuperação inviável, para a caixa modelo fechada, apesar das dimensões serem maiores, também não permitem uma recuperação adequada, mesmo adotando uma condição de remover apenas 1 cm do concreto (sem atendimento mínimo as normas e recomendações e com dificuldade de execução), a possibilidade de trincas e quebra da parte superior são muito grandes, pois a estrutura em si já encontra-se comprometida, ou seja, no caso deste modelo, pode-se considerar a possibilidade de recuperação também inviável, conforme Figura 17.

Vale salientar, que no mercado existem modelos com espessuras bem mais robustas de 4,5 cm a 6 cm de espessura da parede, tendo conseqüentemente um controle mais rigoroso do concreto, estas poderiam estar atendendo as recomendações para uma maior durabilidade.

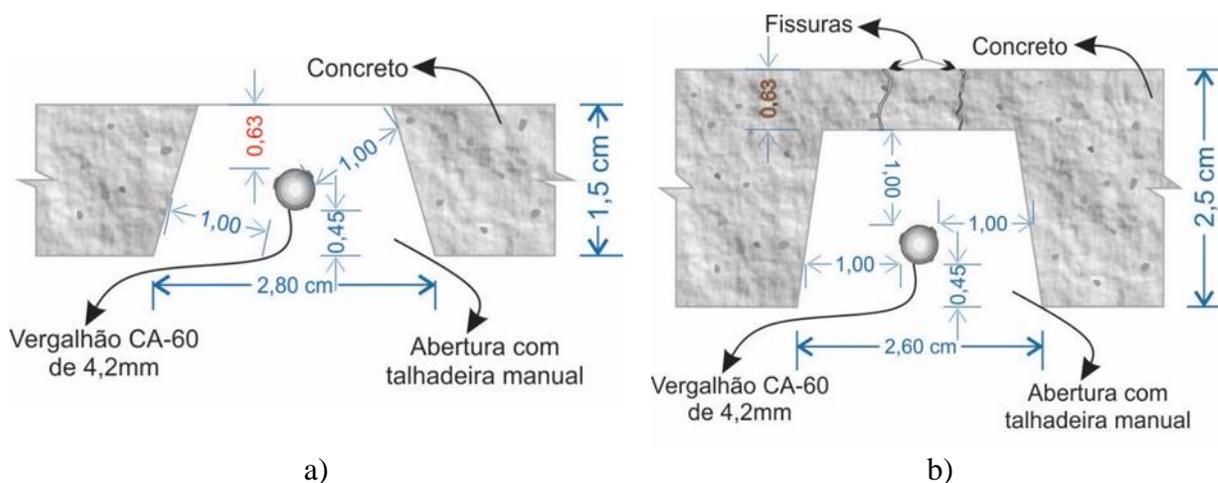


Figura 17. Detalhe de possível recuperação: a) modelo aberto; b) modelo fechado

8. CONCLUSÕES

Levando-se em conta o que foi observado, entende-se que a quantidade de edificações com suportes de concreto armado são elevadas, em torno de quase 50%, e que estes apresentam manifestações patológicas em quase sua totalidade.

Alguns fatores se mostraram mais impactantes quanto aos aspectos de degradação, como a baixa qualidade do concreto, a umidade elevada durante todo o ano e o baixo recobrimento do concreto, favorecendo a aceleração da carbonatação, no caso do dióxido de carbono, este se mostrou dentro dos padrões aceitáveis em ambiente aberto.

Apesar do ataque por íons cloretos serem bastante agressivos, este se mostrou não contribuinte, visto a distância para o mar ser superior aos 100m e os ventos serem inferiores a 3m/s.

As manifestações patológicas mais encontradas foram: bolor, eflorescência, corrosão da armadura e destacamento do concreto, respectivamente.

Foram identificados substituições dos suportes de concreto armado em 38% das edificações que utilizam deste modelo e que no levantamento, 27% apresentam sinais de destacamento do concreto, este é um fator decisivo, visto que, o impacto de objetos em alturas elevadas, podem impactar ao solo na ordem de toneladas-força.

Quanto a possibilidade de recuperação, foi constatado que os suportes não oferecem as mínimas condições de reparo aceitáveis, pois não possuem dimensões próprias para tal procedimento.

9. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil - (CAPES) - Código de Financiamento 001.

10. REFERÊNCIAS

Almeida, F. C. R., Sales A. (2018), Ação do meio ambiente sobre as estruturas de concreto. In: Ribeiro D. V. et. al. “*Corrosão e degradação em estruturas de concreto: teoria, controle e técnicas de análise e intervenção*”. 2. ed. Elsevier, Rio de Janeiro, Brasil.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007), *NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação*. Rio de Janeiro, Brasil.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, Brasil.

Balestra, C. E. T., et.al. (2019), “*Contribution for durability studies based on chloride profiles analysis of real marine structures in different marine aggressive zones*”. Construction and Building Materials 206:140–150. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.067>

Bertolini, L. (2010), “*Materiais de construção: patologia, reabilitação e prevenção*”. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

Fernández Cánovas, M. (1984), “*Patología y terapéutica del hormigón armado*”. Editorial Dossat, Madrid, España.

Choi, Y. S., et.al. (2014), “*Effect of corrosion method of the reinforcing bar on bond characteristics in reinforced concrete specimens*”. Construction and Building Materials 54:180–189. Elsevier. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.065>

Meira, G. R., et.al. (2014), “*Analysis of chloride threshold from laboratory and field experiments in marine atmosphere zone*”. Construction and Building Materials 55:289–298. Elsevier. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.052>

Meira, G. R., et.al. (2017), “*Vertical distribution of marine aerosol salinity in a Brazilian coastal area – The influence of wind speed and the impact on chloride accumulation into concrete*”. Construction and Building Materials 135:287–296. Elsevier. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.181>

Moreno, J. D., et.al. (2015), “*Determining corrosion levels in the reinforcement rebars of buildings in coastal areas. A case study in the Mediterranean coastline*”. Building Engineering 15:109–121. Elsevier. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.09.059>

Moreno, J. D., et.al. (2018), “*Exposure of RC building structures to the marine environment of the Valencia coast*”. Construction and Building Materials 100:11–21. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/j.job.2017.11.016>

- IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2018). “*Cidades e Estados: Recife (PE)*”. Brasília, Brasil. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/pe/recife.html>. Acesso em: 13/06/2019.
- IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2016). “*Cidades e Estados: Recife (PE)*”. Brasília, Brasil. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/pe/recife.html>. Acesso em: 13/06/2019.
- IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2010). “*Cidades e Estados: Recife (PE)*”. Brasília, Brasil. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/pe/recife.html>. Acesso em: 13/06/2019.
- IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2010). “*Censo Demográfico 2010, Grade Estatística 2010*”. Brasília, Brasil. Disponível em: <http://mapasinterativos.ibge.gov.br/grade/default.html>. Acesso em: 20/03/2019.
- IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2002). “*Mapa de clima do Brasil 1:5 000 000*”. Brasília, Brasil. Disponível em: http://geoftp.ibge.gov.br/informacoes_ambientais/climatologia/mapas/brasil/Map_BR_clima_200_2.pdf. Acesso em: 13/06/2019.
- INMET - Instituto Nacional de Meteorologia (2018). “*Normais Climatológicas do Brasil (1981-2010) – Direção Predominante do Vento (Pontos cardeais e colaterais)*”. Brasília. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/normaisclimatologicas>. Acesso em: 18/06/2019.
- INMET - Instituto Nacional de Meteorologia (2018). “*Normais Climatológicas do Brasil (1981-2010) – Umidade Relativa do Ar Compensada*”. Brasília. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/normaisclimatologicas>. Acesso em: 13/02/2019.
- INMET - Instituto Nacional de Meteorologia (2018). “*BDMEP - Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa - Série Histórica - Dados Mensais – Velocidade do Vento Média (mps)*”. Brasília. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep>. Acesso em: 24/06/2019.
- Johnson, S. M. (1965), “*Deterioration, maintenance, and repair of structures*”. McGraw-Hill, New York, USA.
- Luna, A. M., et.al. (2008), “*Mapeamento da Corrosividade Atmosférica do Estado do Ceará*”. INTERCORR 2008. Recife, Brasil.
- Cascudo, O., Helene P. R. L. (2001), “*Resistência à corrosão no concreto dos tipos de armaduras brasileiras para concreto armado*”. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, EPUSP, São Paulo, Brasil.
- Pontes, R. B. (2006), “*Disseminação de íons cloreto na orla marítima do Bairro de Boa Viagem, Recife/PE*”, Dissertação Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, Brasil.
- Santos, L. H. M., et.al. (2014), “*Analysis of atmospheric aerosol (PM_{2.5}) in Recife city, Brazil*”. Journal of the Air & Waste Management Association, 64:5, 519-528. <https://doi.org/10.1080/10962247.2013.854282>
- Flores Larsena, S., Rengifob, L., Filippín, C. (2015), “*Double skin glazed fac, ades in sunny Mediterranean climates*”. Energy and Buildings 102:18–31. Elsevier. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enbuild.2015.05.019>
- Silveira, F. L. (2011), “*Qual o peso equivalente que uma pedra de massa igual a 1 kg chega ao solo, jogada do 6 andar de um edifício?*”. Centro de Referência para o Ensino de Física - CREF, UFRGS. 01 jun. 2011. Disponível em: <https://www.if.ufrgs.br/novocref/?contact-pergunta=qual-o-peso-equivalente-que-uma-pedra-de-massa-igual-a-1-kg-chega-ao-solo-jogada-do-6-andar-de-um-edificio>. Acesso em: 14 fev. 2019.

- Souza, V. C., Ripper, T. (1998), “*Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*”. Pini, São Paulo, Brasil.
- Perinia, K., Bazzocchib, F., Crocib, L., Maglioccoa, A., Cattaneo, E. (2017), “*The use of vertical greening systems to reduce the energy demand for air conditioning. Field monitoring in Mediterranean climate*”. *Energy and Buildings* 143:35–42. Elsevier. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enbuild.2017.03.036>
- Desai, V., Potter, R. (2014), “*The Companion to Development Studies*”. Routledge. Paignton. United Kingdom.
- Ventura, L. M. B., et.al. (2017), “*Chemical composition of fine particles (PM2.5): water-soluble organic fraction and trace metals*”. *Air Qual Atmos Health*. Springer Science. <http://dx.doi.org/10.1007/s11869-017-0474-z>