

Revista **ALCONPAT**

Revista Latinoamericana de Controle de Qualidade, Patologia e
Recuperação da Construção

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2>
editorial.revista.alconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volume 10

Maior – Agosto 2020

Número 2



Revista Latinoamericana de Controle de Qualidade,
Patologia e Recuperação da Construção

<http://www.revistaalconpat.org>



ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

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

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Presidente

Carmen Andrade Perdrix, **España**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Iván Escalante García, **México**

Vicepresidente Técnico

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

Vicepresidente Administrativo Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

Gestor

Paulo Helene, **Brasil**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

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

Co-Editor en Jefe:

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 estudos de caso no âmbito da Associação, nomeadamente controle de qualidade, patologia e recuperação de construções, incluindo pesquisa básica e aplicada, revisões e pesquisa documental.

Esta edição apresenta nossa oitava edição especial, desta vez dedicada aos avanços científicos e tecnológicos do concreto para celebrar as extensas trajetórias acadêmicas do Dr. Ravindra Gettu e do Dr. Venkatesh Kodur, que foram homenageados durante a 3ª Conferência Internacional RN Raikar Memorial, realizada em Mumbai, Índia, em dezembro de 2018.

Esta edição do V10N2 começa com um trabalho da **Índia**, onde Ravindra Gettu e colegas apresentam uma revisão sobre uma década de pesquisa realizada no IIT Madras em sistemas cimentícios. Demonstrou que a substituição parcial do cimento portland por materiais cimentícios suplementares (SCMs) traz benefícios significativos, além de limitações. Os SCMs não afetam adversamente a resistência à compressão a longo prazo e o encolhimento por secagem dos concretos, embora possa haver algum comprometimento na trabalhabilidade e na resistência contra trincas por encolhimento do plástico. Através da avaliação da taxa de entrada de cloreto no concreto e no limiar de aço do cloreto, é evidente que o uso de SCMs poderia melhorar significativamente a vida útil sob ataque de cloreto, embora haja uma redução da resistência à carbonatação. Mais importante, os SCMs podem levar a uma redução significativa da pegada de carbono do concreto e, portanto, são essenciais para alcançar a sustentabilidade.

No segundo trabalho, da **Espanha**, Carmen Andrade apresenta uma revisão sobre as limitações dos modelos de iniciação à corrosão, com indicações para superá-los. O design de durabilidade baseado no desempenho é atualmente uma tendência considerada no código do modelo fib (MC2010). No entanto, ainda estamos longe de prever com precisão o desempenho de uma estrutura em um ambiente específico, apesar dos requisitos baseados em desempenho serem introduzidos nas especificações concretas de grandes infraestruturas que exigem 100 anos ou mais de vida útil. A etapa de despassivação e o período de propagação com considerações sobre seu tratamento probabilístico também são comentados. Propõe-se considerar o início da corrosão como um "estado limite de deterioração ou iniciação" (DLS ou ILS). Um exemplo de cálculo é o tempo de corrosão induzida por trincas na cobertura.

O terceiro trabalho desta edição é da **Turquia**, onde B.Y. Pekmezci e E.Y. Tuncel apresentam um estudo experimental que foi planejado e executado para a aplicação de Phase Change Materials (PCM) contendo painéis cimentícios reforçados com fibra em edifícios. O objetivo de suas pesquisas foi melhorar o desempenho térmico dos painéis.

Os compósitos contendo PCM apresentaram maior capacidade de calor latente e menor condutividade térmica. O reforço com fibras cortadas compensou a perda de força devido ao PCM em painéis cimentícios. A energia de fratura específica dos painéis aumentou com o aumento da razão PCM. Os painéis cimentícios reforçados com fibra de PCM mostraram grande potencial para edifícios com eficiência energética, com propriedades térmicas e mecânicas aprimoradas.

No quarto artigo, do **Canadá**, M. Aqel e D. K. Panesar dissociam os efeitos físicos e químicos da carga de calcário (LF), quando utilizados como substitutos do cimento. Os efeitos foram dissociados usando LF e um material quimicamente inerte (brucita Mg (OH) 2). Os espécimes de pasta e argamassa foram curados a vapor por 16 horas a 55 ° C. O calor de hidratação, a análise térmica, a difração de raios-x e a resistência à compressão foram avaliados às 16 horas e aos 28 dias. O LF pode afetar adversamente as propriedades através do efeito de diluição. No entanto, a nucleação heterogênea compensa o efeito de diluição em 16 horas, enquanto a produção de mono-carboaluminato compensa o efeito de diluição em 16 horas e 28 dias. O estudo pode ser ampliado considerando uma faixa de temperatura mais ampla. A originalidade reside no método de dissociar os efeitos físicos e químicos. Efeitos mensuráveis da contribuição física e química da LF são evidentes nas propriedades mecânicas e do material de transporte.

O quinto trabalho, de Alejandro Durán-Herrera e colegas, do **México**, discute o efeito sinérgico de um polímero superabsorvente em combinação com um inibidor de corrosão do nitrito de cálcio que foi avaliado como uma tecnologia combinada para melhorar a durabilidade do concreto no concreto de alto desempenho. O efeito dessas tecnologias foi avaliado através da medição dos seguintes parâmetros: retração autógena e por secagem, resistividade elétrica da superfície e coeficiente de migração do cloreto no estado estacionário. Os resultados indicaram que o efeito sinérgico do SAP + CNI melhora o encolhimento autógeno e a resistividade elétrica da superfície.

O sexto trabalho nesta edição foi escrito por A. H. Akca e N. Özyurt, da **Turquia**. A relação entre o crescimento de trincas e a redução da resistência à compressão após exposição a altas temperaturas e após a cura do ar foi investigada neste estudo. As amostras de concreto foram aquecidas a 1000°C e submetidas a uma nova cura de ar por 28 dias. Durante o período de cura, suas superfícies aquecidas foram monitoradas usando uma câmera reflex digital de lente única e as imagens foram analisadas usando um software de análise de imagens. Após o resfriamento, a redução máxima na resistência à compressão do concreto foi de 49,5% e a do concreto recurado a ar foi de 66,8%. As análises de imagem mostraram altas correlações entre o crescimento de trincas e a redução da resistência à compressão. Este método não destrutivo tem o potencial de representar a extensão dos danos no concreto após a exposição a altas temperaturas.

No sétimo trabalho, dos **EUA**, V. K. R. Kodur e A. Agrawal apresentam uma abordagem para avaliar a capacidade residual de estruturas de concreto danificadas pelo fogo. A abordagem de análise avançada envolve a captura de resposta em três estágios; ou seja, resposta estrutural em condições ambientais (antes da exposição ao fogo), resposta termomecânica durante a exposição ao fogo e resposta residual pós-incêndio após o resfriamento do membro

estrutural. A abordagem proposta é implementada em um modelo numérico abrangente desenvolvido no programa computacional ABAQUS de elementos finitos para avaliar especificamente a capacidade residual de um feixe RC após exposição a diferentes cenários de incêndio. As previsões do modelo numérico são utilizadas para destacar a importância de cada estágio da análise na avaliação da capacidade residual realista de elementos de concreto danificados pelo fogo.

No oitavo trabalho, do **México**, Pedro Castro e colegas discutem a qualidade do processo de passivação considerando a periodicidade da polarização, os parâmetros de consolidação da passivação e o tratamento dos dados. A qualidade do processo de passivação no reforço de aço afeta a vida útil futura planejada de uma estrutura. Algumas pesquisas abordaram esse fenômeno, mas seu estudo é complicado pelos limites dos dados da era analógica, dispersão nos dados da taxa de corrosão e sua interpretação. Duas séries de pequenas vigas de concreto armado foram construídas usando duas relações água / cimento e duas combinações de cura / armazenamento e expostas ao ambiente marinho. A periodicidade da polarização não teve efeito na passivação / despassivação durante a passivação, mas no tratamento dos dados. O processo de cura e armazenamento influenciou a tendência de despassivação. O tipo de armazenamento pós-cura afetou a taxa de corrosão acumulada de $1 \text{ a } 5 \mu\text{A} \cdot \text{dia}/\text{cm}^2$; isso é equivalente à margem de incerteza na interpretação.

O artigo que encerra esta edição é escrito por S. S. Bhongre e colegas da **Índia**, que descrevem a necessidade de uma metodologia de reabilitação para a avaliação da angústia e uma proposta de prováveis medidas corretivas para uma ponte de aço de 100 anos no rio Ulhas, no km 1 / 800 na estrada de Bhiwandi, Kalyan, perto de Mumbai. A ponte foi construída em 1914 durante a era britânica, tornando-a uma ponte histórica por engenheiros britânicos com um arranjo estrutural exclusivo de decks em arco e viga de treliça warren com verticais. Uma auditoria estrutural em 2000 revelou a deterioração de peças de aço e concreto iniciadas há muito tempo por causa do ambiente úmido na área. A Ponte Durgadee mostrou vários sinais de desgaste, como grandes rachaduras nos pilares de alvenaria, corrosão pesada dos membros estruturais de aço macio, não funcionamento das juntas de dilatação e rolamentos, falha e deterioração das placas do telhado do arco maciço, desmoldagem de concreto e reforço exposto etc. O documento descreve o projeto de política / estágios propostos de reabilitação e reparo, metodologia e procedimento propostos para proteção contra corrosão.

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

Surendra Manjrekar
Editor Convidado

**Comentário sobre a edição especial
de
Ravindra Gettu
e
Venkatesh Kodur**

Em 2018, fomos homenageados juntos em um Simpósio de Avanços em Ciência e Tecnologia do Concreto, organizado pelo Capítulo da Índia do American Concrete Institute, Mumbai, 2018, como parte da 3ª Conferência Internacional do R N Raikar Memorial. Foi humilhante para nós sermos a companhia dos homenageados anteriores, Profs. Suru Shah, Nemy Banthia e P.A.M Basheer, além de receber o calor e a hospitalidade dos organizadores da conferência, especialmente Surendra Manjrekar, e os muitos amigos, simpatizantes e pesquisadores que participaram deste evento. É com grande satisfação que somos reconhecidos novamente juntos nesta edição especial da Revista ALCONPAT e agradecemos à Associação, e a Pedro Castro Borges, em particular, pelo gesto generoso.

Lembramos com carinho nossa visita a Tuxtla, Gutiérrez, Chiapas, México, para o CONPAT 2019, e a oportunidade de conhecer muitos membros da ALCONPAT e ter discussões frutíferas com pesquisadores e estudantes latino-americanos.

A comunidade científica que trabalha na ciência e na tecnologia do concreto sempre se caracterizou por camaradagem e discussões amigáveis. Os problemas geralmente são os mesmos em muitas partes do mundo e sempre há muito a aprender com as experiências de outras pessoas. A troca de idéias também impede que os mesmos erros sejam repetidos. Novas técnicas e tecnologias desenvolvidas em algumas regiões podem ser melhor implementadas em outras regiões à medida que nos tornamos mais sábios para superar as limitações e restrições. Padrões e códigos formulados minuciosamente em certos lugares podem ser usados e aprimorados em outros países. Nosso campo de concreto estrutural não evolui tão rapidamente, o que tem pontos positivos e negativos, e consequentemente as informações chegam a todos os cantos do mundo com rapidez suficiente para implementação.

Revistas como a Revista ALCONPAT têm a capacidade de se concentrar em questões científicas relevantes para a prática e o esforço necessário para reunir trabalhos de alta qualidade em cada edição é certamente louvável. Agradecemos a todos os autores e editores que tornaram possível esta edição, uma que é muito especial para nós.

Professor Venkatesh K. R. Kodur, Universidade Estadual de Michigan, East Lansing, EUA

Professor Ravindra Gettu, Instituto Indiano de Tecnologia Madras, Chennai, Índia



CONTENIDO

REVISÃO

- R. G. Pillai, R. Gettu, M. Santhanam:** Uso de materiais cimentícios suplementares (SCMs) em sistemas de concreto armado - Benefícios e limitações. 147 - 164
- C. Andrade:** Modelagem da corrosão da armadura e estado limite de deterioração. 165 - 179

PESQUISA BÁSICA

- E. Y. Tuncel, B. Y. Pekmezci:** Painéis cimentícios reforçados com fibra sustentável contendo PCM: Desempenho mecânico e térmico. 180 - 190
- M. Aqel, D. Panesar:** Efeitos físicos e químicos do filler calcário na hidratação de pasta de cimento e argamassa curadas à vapor. 191 - 205
- A. Durán-Herrera, J. A. Canul-Polanco, R. Dávila-Pompermayer, L. G. López-Yépez, P. Valdez-Tamez:** Efeito sinérgico de um polímero super absorvente e um aditivo inibidor de corrosão à base de nitrito de cálcio na durabilidade do concreto de alto desempenho. 206 - 218
- A. H. Akca, N. Özyurt:** Análise de imagem em concreto desintegrado na fase de pós-aquecimento. 219 - 229
- V. K. R. Kodur, A. Agrawal:** Uma abordagem numérica para avaliar a capacidade residual de elementos de concreto submetidos a incêndio. 230 - 242
- J. A. Briceño-Mena, M. G. Balancán Zapata, P. Castro-Borges:** Qualidade do processo de passivação em concreto armado: efeitos da periodicidade da polarização e parâmetros da consolidação da passivação no processamento de dados. 243 - 258

PESQUISA DOCUMENTAL

- S. S. Bhonge, P. Dalwi, J. K. Kulkarni, S. K. Manjrekar:** Recomendações para reabilitação e proteção contra a corrosão de uma ponte metálica de 100 anos de idade (Durgadee) sobre um rio fortemente poluído perto de Mumbai, Índia. 259 - 273

Uso de materiais cimentícios suplementares (SCMs) em sistemas de concreto armado - Benefícios e limitações

R. G. Pillai¹ , R. Gettu^{1*} , M. Santhanam¹

* Autor de Contato: gettu@iitm.ac.in

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.477>

Recepção: 07/01/2020 | Aceitação: 08/04/2020 | Publicação: 30/04/2020

RESUMO

Cerca de uma década de pesquisa realizada no IIT Madras em sistemas cimentícios mostrou que a substituição parcial do cimento Portland por materiais cimentícios suplementares (SCMs) traz benefícios e limitações. Os SCMs não afetam adversamente a resistência à compressão a longo prazo e a retração por secagem dos concretos, embora possa haver algum comprometimento na trabalhabilidade e na resistência contra fissuras por retração plástica. Através da avaliação da taxa de penetração de cloretos no concreto e considerando o patamar limite de cloreto no concreto, é evidente que o uso de SCMs poderia melhorar significativamente a vida útil sob ataque de cloretos, embora haja uma redução da resistência à carbonatação. Mais importante, os SCMs podem levar a uma redução significativa da pegada de carbono do concreto e, portanto, são essenciais para alcançar a sustentabilidade.

Palavras-chave: materiais cimentícios suplementares, argila calcificada calcária, propriedades mecânicas, microestrutura, durabilidade.

Citar como: Pillai, R. G., Gettu, R., Santhanam, M. (2020), “Uso de materiais cimentícios suplementares (SCMs) em sistemas de concreto armado - Benefícios e limitações”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 147 – 164, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.477>.

¹ Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India.

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.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2020.

Use of supplementary cementitious materials (SCMs) in reinforced concrete systems – Benefits and limitations

ABSTRACT

About a decade of research carried out at IIT Madras on cementitious systems has shown that the partial replacement of portland cement with supplementary cementitious materials (SCMs) has benefits as well as limitations. The SCMs do not adversely affect the long-term compressive strength and drying shrinkage of concretes, though there may be some compromise in workability and the resistance against plastic shrinkage cracking. Through the assessment of the chloride ingress rate in concrete and chloride threshold of steel, it is evident that the use of SCMs could significantly enhance the service life under chloride attack, though there is a reduction of the carbonation resistance. More importantly, SCMs can lead to significant reduction of the carbon footprint of concrete, and hence, are essential to achieve sustainability.

Keywords: supplementary cementitious materials, limestone calcined clay, mechanical properties, microstructure, durability.

Uso de materiales cementicios suplementarios (SCM) en sistemas de concreto armado - Beneficios y limitaciones

RESUMEN

Alrededor de una década de investigación realizada en IIT Madras sobre sistemas cementicios ha demostrado que el reemplazo parcial de cemento portland con materiales cementicios suplementarios (SCM) tiene beneficios y limitaciones. Los SCM no afectan negativamente la resistencia a la compresión a largo plazo y la contracción por secado de los hormigones, aunque puede haber algún compromiso en la trabajabilidad y la resistencia contra el agrietamiento por contracción plástica. A través de la evaluación de la tasa de ingreso de cloruro en el hormigón y el umbral de cloruro de acero, es evidente que el uso de SCM podría mejorar significativamente la vida útil bajo ataque de cloruro, aunque hay una reducción de la resistencia a la carbonatación. Más importante aún, los SCM pueden conducir a una reducción significativa de la huella de carbono del hormigón y, por lo tanto, son esenciales para lograr la sostenibilidad.

Palabras clave: materiales cementicios suplementarios, arcilla calcinada, caliza, propiedades mecánicas, microestructura, durabilidad.

1. INTRODUÇÃO

Desde a década de 1990, muitos pesquisadores importantes começaram a advogar o uso de materiais cimentícios suplementares (SCMs), como cinzas volantes (PFA) e escória de alto-forno granulada moída (GGBS) devido à sua capacidade de substituir parcialmente o cimento e até torná-lo um ligante mais eficaz no concreto (Dhir e Jones, 1994; Malhotra e Ramezani-pour, 1994; Mehta, 1994, 2001). Os benefícios que foram demonstrados inicialmente em estruturas de concreto armado incluíram (i) redução da pegada de carbono usando os SCMs que são resíduos, (ii) aprimoramento da resistência das interfaces de pasta agregado e concreto; (iii) diminuição da permeabilidade; (iv) aumento da resistividade elétrica; (v) redução do risco de reação álcali-sílica; (vi) redução da evolução do calor de hidratação; (vii) aumento da resistência a cloretos e sulfatos; e (viii) redução no custo do concreto. Muitas descobertas de pesquisas nas últimas décadas também mostraram que a incorporação de SCMs, com uma diminuição simultânea na quantidade comum de clínquer Portland no concreto, é talvez o caminho mais viável para a sustentabilidade, especialmente quando uma vida útil longa e livre de corrosão é esperada. Isso é proporcionado

principalmente pela durabilidade aprimorada, pegada de carbono reduzida e menor demanda de matéria-prima - tudo sem sacrificar a resistência (Chatterjee, 2018; Scrivener et al., 2018). Além disso, o uso de SCMs pode aumentar a relação entre a resistência à tração ou à flexão e a resistência à compressão do concreto.

Em relação à resistência à corrosão, o uso de SCMs pode aumentar tremendamente a resistência à entrada de cloretos e o aumento da resistividade elétrica do concreto pode reduzir a taxa de corrosão da armadura. No entanto, a simples substituição, em massa, de cimento por um SCM sem nenhuma modificação apropriada no traço e/ou nos processos de mistura e lançamento do concreto pode levar a algumas limitações. Isso inclui (i) o maior potencial de fissuras por retração plástica (devido ao maior teor de pasta, menor exsudação e menor ganho inicial de resistência), (ii) evolução mais lenta da resistência (devido à hidratação mais lenta), (iii) lixiviação de metais pesados, (iv) tixotropia indesejada, (v) menor dureza superficial, (vi) menor limiar de cloreto e (vii) carbonatação mais rápida (devido à menor quantidade de reserva alcalina). Essas questões suscitaram preocupações sobre os problemas que poderiam ocorrer se os materiais e projetos estruturais não forem realizados adequadamente. Atualmente, mais de 75% do cimento disponível na Índia é produzido misturando clínquer moído ou intercalando o clínquer Portland comum com PFA, GGBS, calcário, argila calcinada ou outros SCMs. Além disso, espera-se que a quantidade de clínquer diminua ainda mais nos próximos anos - principalmente devido às vantagens associadas à longa lista de propriedades de engenharia e àquelas associadas à economia e às mudanças climáticas. Portanto, é importante que os benefícios do uso dos SCMs sejam enfatizados adequadamente, juntamente com as limitações e medidas para sua mitigação.

Pesquisadores do IIT Madras trabalharam em vários projetos relacionados ao comportamento e propriedades de sistemas cimentícios com SCMs e estudaram sua trabalhabilidade, propriedades mecânicas, estabilidade dimensional, durabilidade e resistência à corrosão, entre outros aspectos. Esses estudos aprimoraram o conhecimento sobre o desempenho a curto e longo prazo de concretos com ligantes misturados, bem como a confiança para orientar suas aplicações nos contextos indiano e outros. As principais aplicações de SCMs em escala real que resultaram dessa experiência incluem a construção, nos últimos 15 anos, de vários edifícios de concreto armado, no campus IIT Madras, com uma área acumulada de cerca de 126.000 m² com concreto contendo cinzas volantes e trechos de estradas de concreto armado com fibra de mais de 1 km de comprimento, com altos volumes de cinzas volantes (ver Fig. 1a). Além disso, o complexo recentemente concluído de quatro edifícios comerciais de 10 andares (na Fase II do IIT Madras Research Park), com cerca de 80.000 m² de área construída, utilizou o GGBS nas fachadas de concreto aparente normal e autocompactável (ver Fig. 1b). As seções restantes deste artigo fornecem uma prévia dos resultados dos projetos de pesquisa relevantes conduzidos pelos autores e seu grupo de pesquisa em vários SCMs, como cinzas volantes, escórias e argila calcária.



(a)



(b)

Figura 1. Pavimento de FRC no campus do IIT Madras e (b) o prédio da SCC no IIT Madras Research.

2. PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO

A presença de SCMs pode aumentar a demanda de superplastificante para alcançar o espalhamento ou trabalhabilidade exigidos. Eles também poderiam afetar a evolução das várias características reológicas em função do tempo. Conseqüentemente, as respostas de espalhamento do sistema de aglutinante misturado difeririam significativamente de um sistema de cimento Portland comum (OPC) com a mesma proporção de aglutinante e água (w/b), dependendo principalmente da distribuição de tamanho de partícula e forma de partícula dos SCMs. Um método simples, como o ensaio de Cone de Marsh, tem sido amplamente utilizado para avaliar as variações no comportamento de pastas de cimento com vários superplastificantes e SCMs (Jayasree e Gettu, 2008, 2012; Jayasree et al., 2011; John e Gettu, 2014). A Fig. 2 mostra o tempo de espalhamento (em escala logarítmica) versus a dosagem de superplastificante / aglutinante para pastas com (i) OPC, (ii) OPC com substituição de 30% da cinza volante (ie, FA30) e (iii) argila calcinada com calcário pastas de cimento (LC3); todos com w/b = 0,40 e um superplastificante baseado em PCE (Nair, 2018). Os tempos de espalhamento correspondentes à dosagem de saturação dos superplastificantes (indicados por linhas verticais na Fig. 2b) para as pastas com pastas FA30 e LC3 são superiores aos da pasta OPC. Esses resultados mostram que as argamassas e concretos feitos com sistemas de cinzas volantes e argila calcária exibem diferenças na resposta do espalhamento e na trabalhabilidade (Jayasree e Gettu, 2010; Nair 2018). No entanto, esses desafios podem ser atenuados com as correções apropriadas na proporção da mistura - isto é, ajustando o teor de pasta, superplastificante e água.

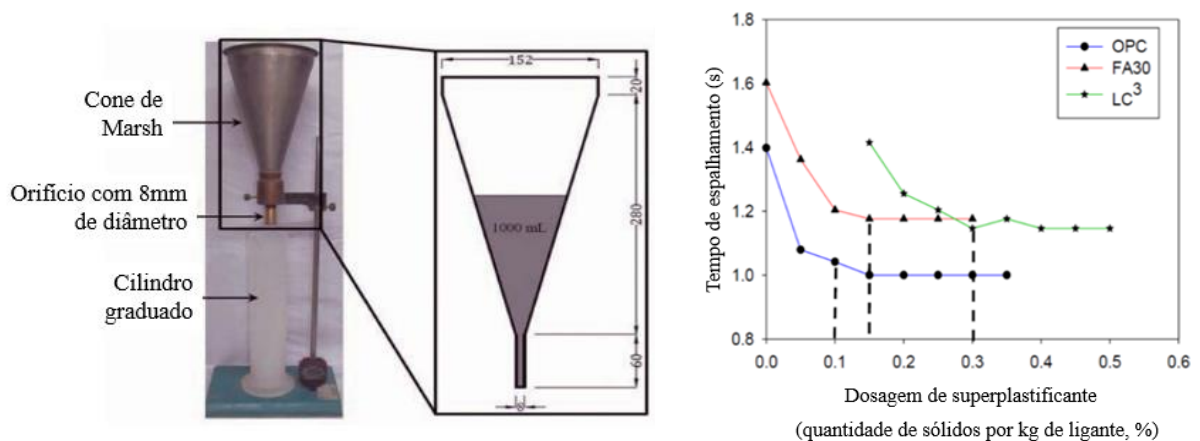


Figura 2. Configuração do ensaio do cone de Marsh e curva do tempo de espalhamento (Nair, 2018; Mohan, 2019)

O aumento da coesão da pasta devido à maior finura dos SCMs reduz o aumento da água de exsudação. Isso geralmente é benéfico porque a exsudação produz defeitos no concreto, normalmente nas interfaces entre os agregados graúdos ou as barras de aço da armadura e a pasta. No entanto, a ausência de água de exsudação leva à evaporação da água da superfície do concreto quando é submetida à secagem, resultando em retração plástica. Prevenir fissuras por retração plástica é um grande desafio em muitos canteiros de obras - embora a cobertura / cura do concreto seja geralmente praticada. Sirajuddin e Gettu (2018) estudaram a suscetibilidade à fissuração durante as primeiras horas após o lançamento do concreto usando o ensaio de retração plástica restrito (ASTM C1579, 2013) e descobriram que a substituição parcial do OPC por SCMs pode aumentar a tendência para a fissuração por retração plástica no concreto, especialmente quando os níveis de substituição são altos. Isso é atribuído à significativa redução da reposição de umidade na superfície submetida à secagem, levando a tensões capilares mais altas.

Se o ganho de resistência for lento durante as primeiras horas, as tensões de tração induzidas devido

à perda de umidade podem ser maiores que a resistência à tração do concreto - levando à fissuração do concreto durante as primeiras horas. Observou-se que 15% de substituição por cinzas volantes e escórias aumentaram a área de fissuras em cerca de 20 e 100%, respectivamente. Na substituição de 30% por cinzas volantes e escórias, a área de fissuras aumentou cerca de 40% e quatro vezes, respectivamente. Outros resultados podem ser vistos na Tabela 1, onde OPC é o concreto de controle; FA15 e FA30 são concretos com 15 e 30% de substituição com cinzas volantes, respectivamente; e SG15 e SG30 são concretos com 15 e 30% de substituição com escória (Sirajuddin e Gettu, 2018). Este estudo sugere fortemente que a cura deve ser iniciada mais cedo em argamassas e concretos com SCMs e/ou medidas de mitigação apropriadas devem ser adotadas, como a incorporação de cerca de 1 kg/m³ de fibras curtas de polipropileno ou aditivos redutores de retração no concreto.

Tabela 1. Dados de ensaios para o potencial de fissuração por retração plástica

ID do traço	Tempo de iniciação da fissuração (min)	Parâmetros da fissuração				% de aumento na área de fissuração	% de aumento na abertura média
		Área de fissuração (mm ²)	Comprimento da fissura (mm)	Abertura máxima da fissura (mm)	Abertura média da fissura (mm)		
OPC	207	97	263	0.68	0.37	-	-
FA15	180	121	303	0.93	0.40	24	7
FA30	167	138	333	1.03	0.42	42	12
SG15	197	225	427	1.25	0.53	132	42
SG30	183	402	444	1.73	0.91	313	144

3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE

A resistência à compressão é provavelmente o parâmetro mais importante que influencia o desempenho estrutural dos sistemas de concreto. Assim, muitos pesquisadores investigaram o efeito dos SCMs na resistência à compressão do concreto. No entanto, ainda existem percepções e restrições negativas sobre o uso de SCMs para grandes projetos de infraestrutura, principalmente devido à falta de conhecimento das vantagens de tais materiais e às possíveis variações na qualidade e tipo de SCMs disponíveis de várias fontes. Para resolver essas questões, dados experimentais foram obtidos para concretos que são normalmente usados no setor de construção indiano para quantificar a evolução de suas resistências (Dhandapani et al., 2018; Sakthivel, 2019; Sakthivel et al., 2019).

Embora a resistência à compressão precoce dos concretos com cimentos mistos possa ser menor que a do concreto OPC, a Fig. 3 mostra que os valores eventuais podem ser muito mais altos, especialmente para níveis de substituição de 15% de cinzas e escórias (ver Fig. 3a e b). A Fig. 3c mostra que misturas ternárias com 60% de OPC, 20% de escória e 20% de cinza volante podem exibir maiores resistências à compressão em idades posteriores do que os concretos sem SCMs. Isso indica a necessidade de planejar adequadamente o cronograma de cura e remoção de fôrmas ao usar concretos com SCMs. A Fig. 4 mostra que os concretos com vários SCMs exibem um módulo de elasticidade adequado, conforme previsto por várias normas e códigos. No total, pode-se concluir que o desempenho de concretos à base de SCM é bom em termos de propriedades mecânicas.

4. EVOLUÇÃO DA RETRAÇÃO

Ensaio em andamento no IIT Madras sobre a retração de concretos com ligantes misturados indicam que a incorporação de SCMs não altera significativamente a evolução da deformação por retração por secagem (consulte os dados de 4 anos na Fig. 5). Pode-se concluir que a substituição do OPC por $\leq 30\%$ de escória e cinzas volantes, no mesmo p/b, não alterará as deformações finais devido à retração por secagem. Isso é de considerável relevância para as práticas de projeto, porque a maioria dos modelos de retração não fornece diretamente provisões para estimar a retração em concretos com SCMs. As descobertas também indicam que os modelos de retração calibrados para concretos OPC (ou seja, sem SCMs) podem ser usados para concretos com SCMs, com alguma recalibração, se necessário.

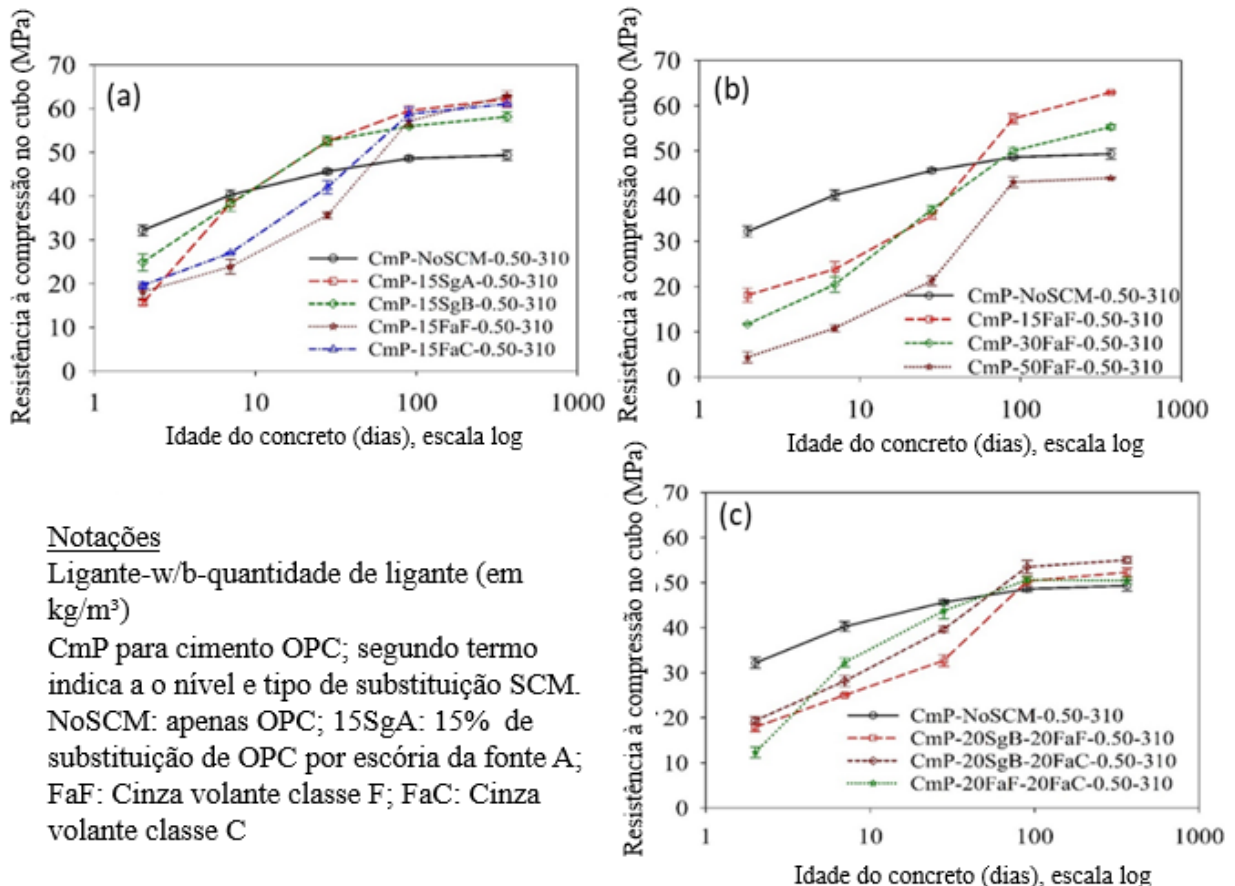


Figura 3. Evolução da resistência à compressão em concretos com cimentos mistos (Sakthivel et al., 2019)

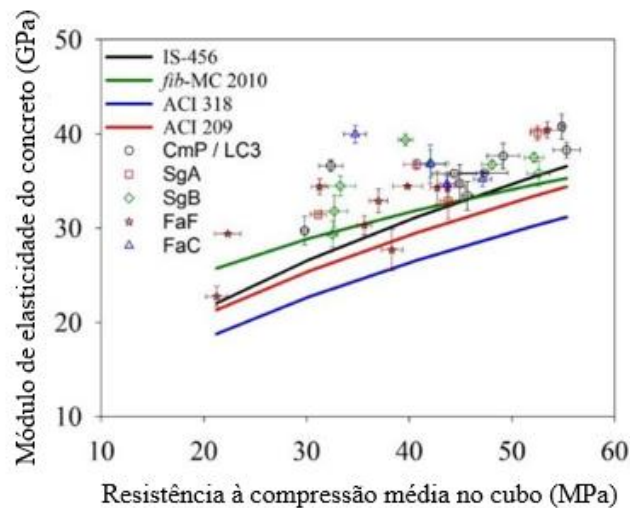


Figura 4. Módulo elástico de vários concretos com SCMs

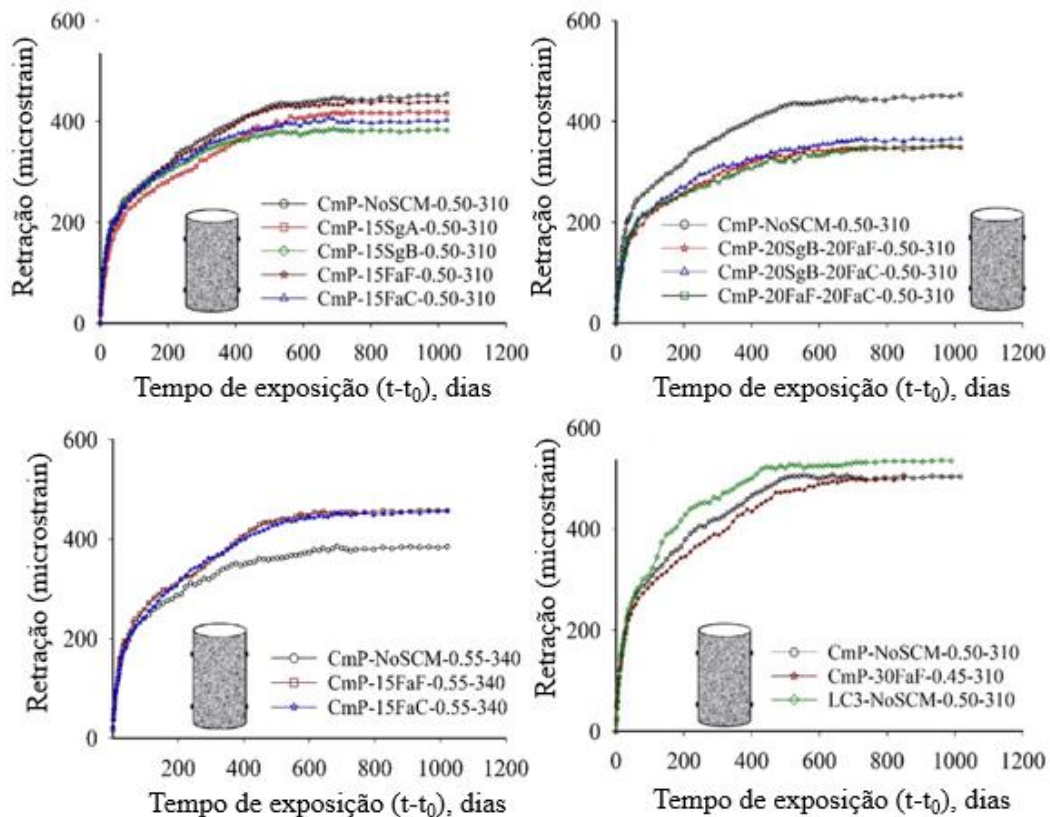


Figura 5. Retração por secagem em amostras de concreto com SCMs [Nomenclatura: Tipo de cimento - nível de substituição de SCM e tipo - w/b - quantidade total do ligante] (Sakthivel, 2019)

5. RIGIDEZ E RESISTÊNCIA À FISSURAÇÃO

Pavimentos de concreto estão sendo usados mais extensivamente em muitas partes do mundo, e esse tipo de aplicação é promissor para o uso de grandes volumes de cinzas volantes em concreto. No entanto, pode haver problemas (consulte a Fig. 6) de fissuras significativas devido à retração e à carga por fadiga. Tais problemas não podem ser resolvidos apenas aumentando a resistência à compressão do concreto e exigem um aprimoramento direcionado da tenacidade, que é o principal

parâmetro de influência no fornecimento de resistência à fissuras adequada. A incorporação de fibras (aço, polímero, metal amorfo e vidro) para melhorar a tenacidade foi estudada extensivamente no IIT Madras (veja a imagem à direita na Fig. 6), levando a diretrizes para ensaios e projeto (Nayar e Gettu, 2015, 2016, 2020). Trabalhos adicionais também mostraram que as fibras de aço podem impedir drasticamente a propagação de fissuras no concreto fissurado sob várias condições de carga (Jose et al., 2018; Stephen e Gettu, 2019a, 2019b).

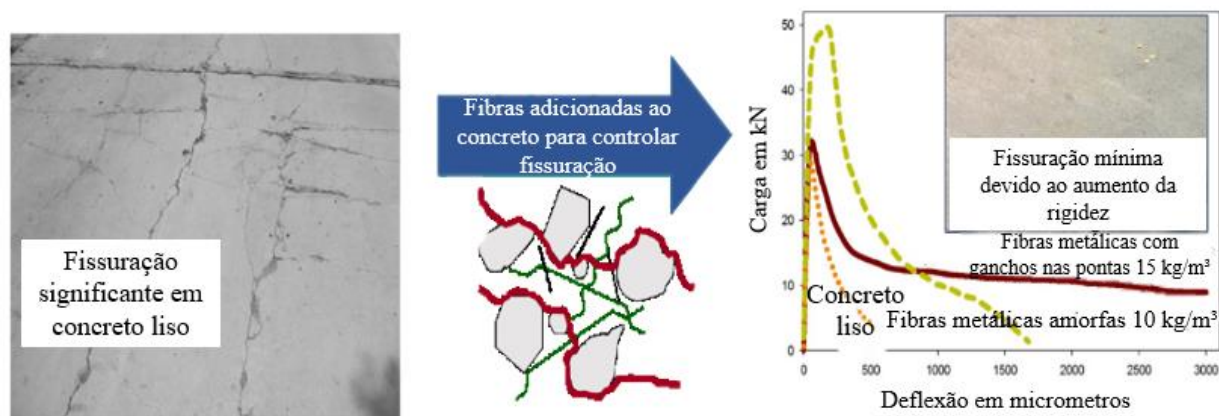


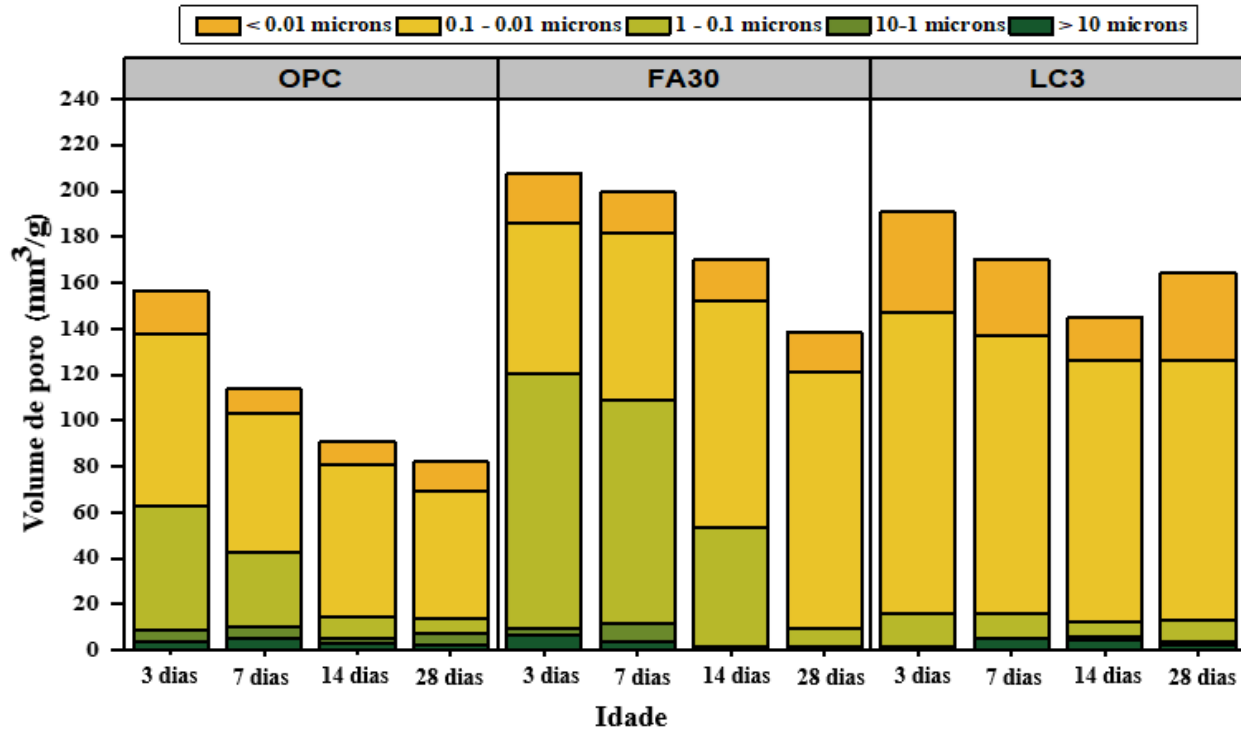
Figura 6. Papel do aço com ponta de gancho e fibras metálicas amorfas no concreto com cinzas volantes de alto volume para melhorar a resistência e reduzir a fissuração.

6. EVOLUÇÃO DA MICROSTRUTURA E PERMEABILIDADE

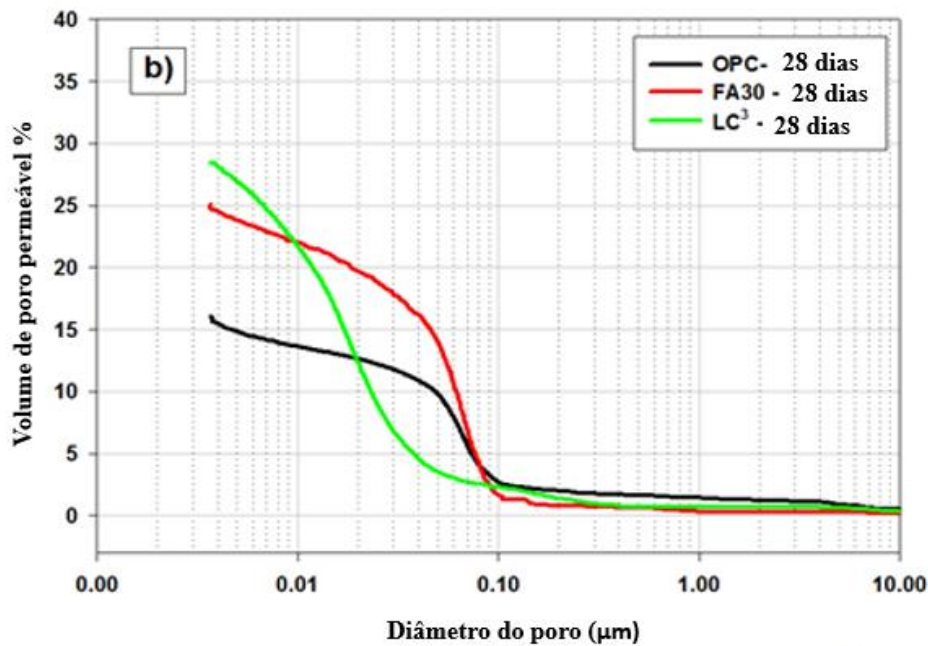
Os concretos com sistemas de ligantes misturados exibem uma estrutura de poros mais refinada do que os sistemas OPC, devido às reações hidráulicas e pozolânicas adicionais / prolongadas. Dhandapani e Santhanam (2020) realizaram extensos estudos sobre a evolução da microestrutura em ligantes com vários SCMs, especialmente sistemas LC3. A Fig. 7 mostra a evolução dos tamanhos dos poros em pastas de cimento endurecidas com uma relação p/b de 0,35 e preparadas com (i) OPC, (ii) OPC com cinza volante (na dosagem de substituição de 30%) e (iii) LC3. Os resultados indicam claramente que os SCMs de reação mais lenta, como a cinza volante, resultam em um retardo de cerca de 14 dias para exibir um refinamento significativo dos poros, enquanto os SCMs de reação mais rápida, como a argila calcificada com calcário, exibem poros muito mais finos, mesmo em 3 dias. A Fig. 7 (b) mostra as distribuições de tamanho de poro nos sistemas OPC, FA30 e LC3 aos 28 dias de cura. Uma lição importante é que os concretos com cinzas volantes exigirão uma cura prolongada para explorar todo o potencial. Um maior refinamento dos poros melhorará a resistividade do sistema, como visto na Fig. 8 para concretos com SCMs, em particular sistemas LC3. Consequentemente, a maior resistividade levará a uma melhor resistência ao cloreto e menores taxas de corrosão.

Devido à estrutura de poros refinada, os concretos com SCMs também apresentam menor permeabilidade (Dhanya e Santhanam, 2017). A carga aprovada no ensaio rápido de penetração de cloreto é um bom indicador da permeabilidade do concreto; A Fig. 9 indica a resistência significativa à transferência de carga, especialmente quando os níveis de substituição de escória e cinzas volantes Classe F são superiores a 30%. Por outro lado, o desempenho das cinzas volantes calcárias (Classe C) é avaliado menos do que o das cinzas volantes e escórias Classe F. Observe que, no nível de substituição de 15%, as escórias e as cinzas volantes Classe C exibem desempenho semelhante. A Fig. 10 mostra os dados dos ensaios de absorção de água, indicando que os concretos à base de SCM mostram apenas uma sortividade marginalmente menor do que os concretos OPC. A literatura também não fornece consenso sobre a capacidade de absorção de água e a penetração

de cloretos nos concretos com SCMs. Os autores acreditam que, com práticas apropriadas de estudo de dosagem, lançamento e cura, os aspectos positivos dos SCMs podem ser explorados para aumentar a durabilidade dos sistemas de concreto armado.



(a) a) Distribuição dos volumes dos poros em diferentes idades



(b) b) Distribuição do tamanho dos poros aos 28 dias

Figura 7. Distribuição do tamanho dos poros de diferentes sistemas de ligantes (Dhandapani e Santhanam, 2017)

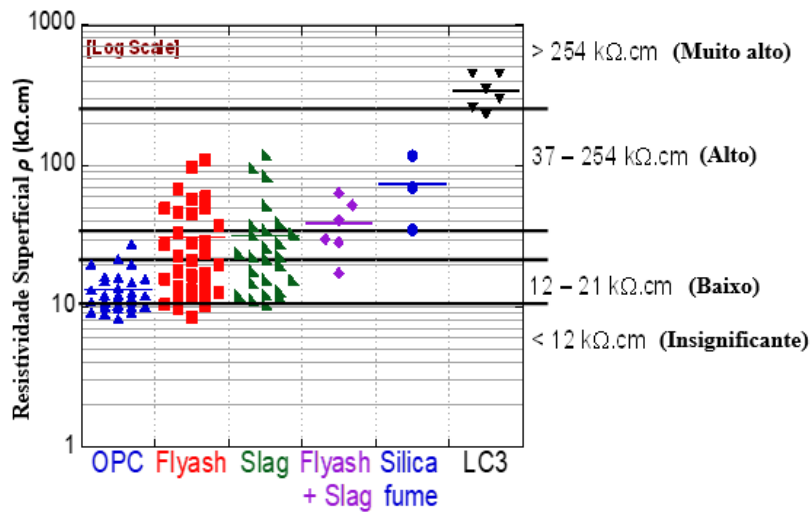


Figura 8. Resistividade superficial de concretos, método com 4 sondas Wenner para vários SCMs

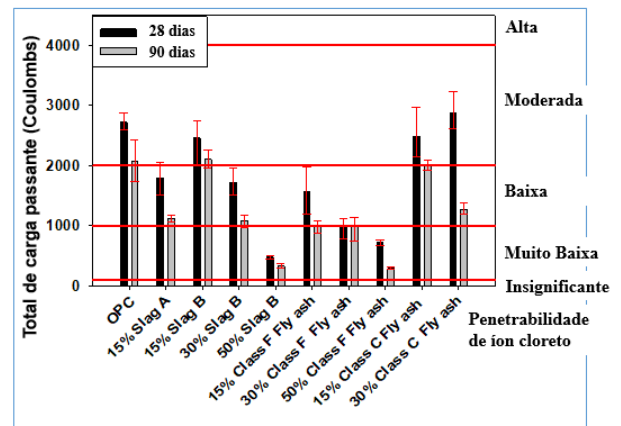


Figura 9. Resultados de ensaios rápidos de penetração de cloretos em concreto com diferentes SCMs (consumo de ligante de 310 kg/m³, w/b de 0.5) (Dhanya, 2015)

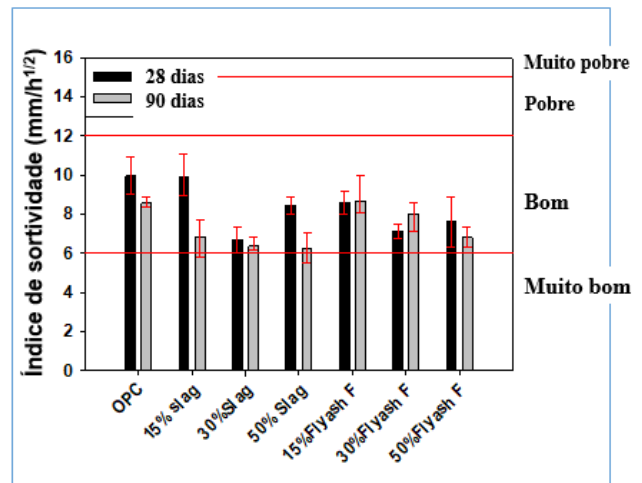
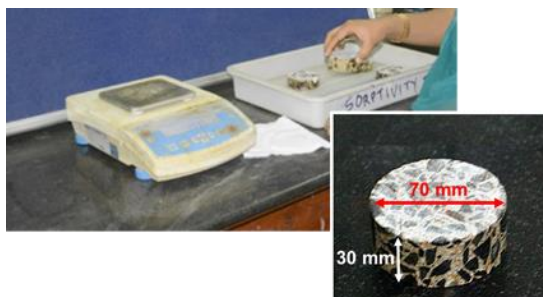


Figura 10. Resultados dos ensaios de absorção capilar de água em concretos com diferentes SCMs (consumo de ligante de 380 kg/m³ e w/b de 0.4) (Dhanya, 2015)

7. RESISTÊNCIA AO CLORETO, LIMITE DE CLORETO E VIDA ÚTIL

Muitos relatórios sugerem que a resistência dos concretos contra a entrada de cloretos pode ser bastante aprimorada usando SCMs. A estrutura de poros refinada e a capacidade aprimorada de ligação ao cloreto são as principais razões para isso. A Fig. 11a mostra perfis de cloretos (ensaios ASTM C1556) de concretos curados úmidos por 1 ano; as curvas para os sistemas FA30 e LC3 exibem declives mais íngremes do que os do sistema OPC - indicando menores coeficientes de difusão de cloreto e melhor capacidade de ligação ao cloreto, o que pode ser atribuído à maior concentração de alumina reativa nos SCMs. Além disso, os sistemas de cinzas volantes e LC3 exibem cerca de 75% nos coeficientes de difusão de cloreto (ver Fig. 11b), com os sistemas LC3 possuindo melhor capacidade de ligação ao cloreto do que aqueles com cinzas volantes. Pillai et al. (2018) e Dhandapani e Santhanam (2020) mostraram que o tipo SCM influencia bastante o fator de envelhecimento ou constante de decaimento para o coeficiente de difusão de cloreto. A escolha apropriada do fator de envelhecimento é importante para obter estimativas de vida útil mais realistas. Consulte a Tabela 2 para obter as faixas recomendadas de fatores de envelhecimento para vários sistemas de ligantes; para ser conservador, pode-se escolher um valor mais baixo no intervalo indicado. Por exemplo, para sistemas com OPC, cinzas volantes Classe F, cinzas volantes Classe C, escória e LC3, recomenda-se o uso de fatores de envelhecimento de 0,1, 0,6, 0,4, 0,4 e 0,4, respectivamente, para a estimativa inicial da vida útil. As estimativas de vida útil podem ser refinadas coletando amostras de campo para obter perfis de cloreto e, em seguida, determinando os coeficientes de difusão de cloreto e os fatores de envelhecimento em idades posteriores.

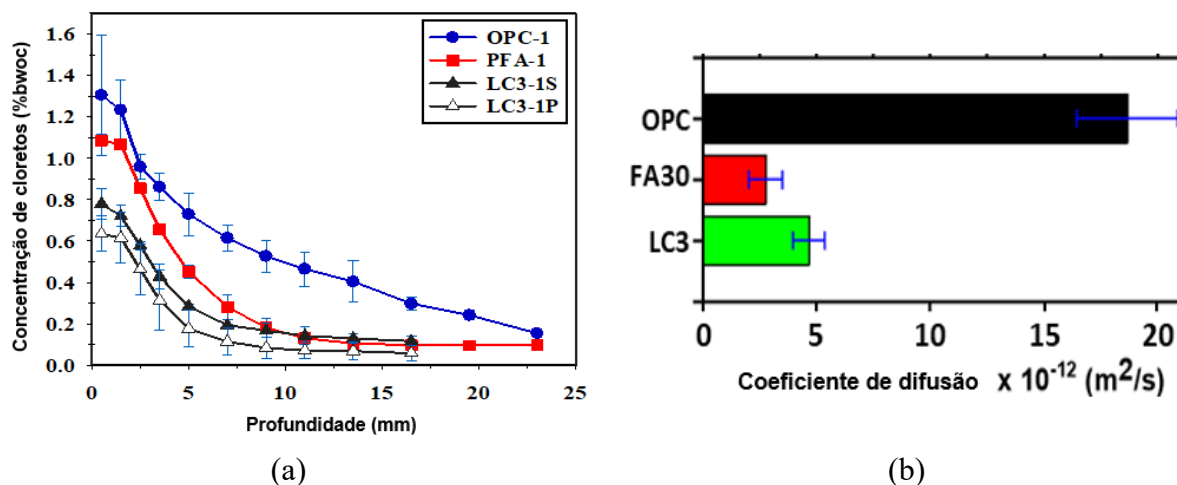


Figura 11. Perfis de cloretos e coeficientes de difusão de cloretos de concretos com OPC, cinzas volantes e LC3 (Dhandapani et al., 2018)

Tabela 2. Intervalos recomendados de fatores de envelhecimento para diferentes ligantes

Tipo de ligante	Faixa recomendada de fator de envelhecimento
OPC	0.1-0.3
Cinza volante Classe F	0.6-0.8
Cinza volante Classe C	0.4-0.6
Escória	0.4-0.6
Argila calcinada	0.4-0.5

A vida útil pode ser definida principalmente como o tempo necessário para iniciar a corrosão (por exemplo, a vida útil livre de corrosão) para avaliar a influência dos SCMs, embora tenha sido demonstrado que a cinza volante pode ser benéfica na fase de propagação, mesmo em concretos fissurados (Sangoju et al., 2011, 2015). Para obter essas estimativas de vida útil, além do coeficiente de difusão de cloreto e sua constante de decaimento, são necessárias estimativas quantitativas do limiar de cloreto. Os procedimentos de ensaio que adotam medições de corrosão por macrocélulas não detectam adequadamente o início da corrosão em sistemas de concreto altamente resistivos (como aqueles com LC3 e com SCMs e baixas relações p/b). Nesses sistemas, a corrosão inicia com a formação de macrocélulas ou microcélulas no mesmo vergalhão de aço, o que não é detectado em métodos típicos de ensaio de macrocélulas como o ASTM G109 (Rengaraju et al., 2018). Além disso, as técnicas de resistência à polarização linear têm limitações na detecção de corrosão em sistemas de concreto altamente resistivos (Rengaraju et al., 2019).

Portanto, um método de ensaio de limiar de cloreto acelerado (método de ensaio de hr ACT) foi desenvolvido para acomodar ensaios de limiar de cloreto em sistemas de concreto altamente resistivos (hr) (Pillai et al. 2018, Rengaraju, 2019). Este ensaio utiliza uma amostra de argamassa de aço do tipo pirulito, a resistência à polarização linear e / ou a técnica de espectroscopia de impedância eletroquímica e um procedimento estatístico para detectar o início da corrosão. Consequentemente, estimativas probabilísticas do limiar de cloreto de vários sistemas aço-cimentícios podem ser desenvolvidas (consulte a Tabela 3). Como visto na Tabela 3 e na Fig. 12, há uma redução perceptível no limiar de cloreto de OPC para cinzas volantes (ou seja, PFA) para sistemas LC3 (de cerca de 0,4 a 0,1% em peso de aglutinante), que pode ser atribuído ao menor pH nos sistemas PFA e LC3.

Tabela 3. Limiares de cloreto de vários sistemas aço-cimento (determinado usando o ensaio hr-ACT)

Relação água/ligante	Tipo de ligante	Tipo de aço	Limiar de cloreto (%bwob)	
			Média	Coefficiente de variação
0.4	OPC	TMT não tratado/aço QST	0.47	0.10
	OPC + cinza volante		0.30	0.10
0.5	OPC	TMT não tratado /aço QST	0.40	0.14
	OPC + cinza volante		0.31	0.16
	OPC	Aço de protensão – não tensionado	0.40	0.17
	OPC + cinza volante		0.23	0.15

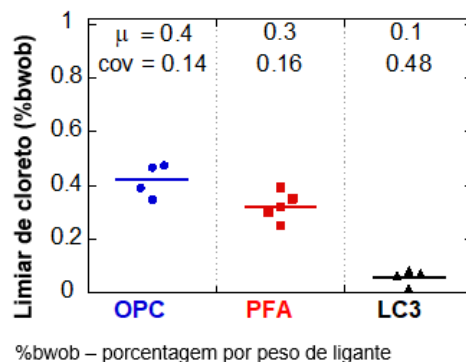
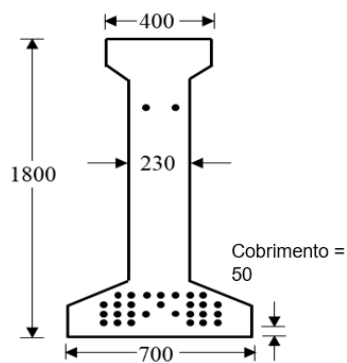
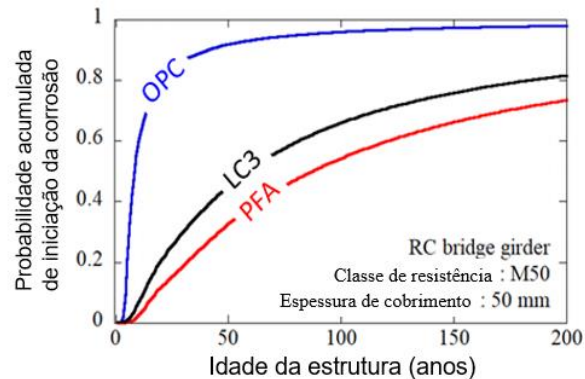


Figura 12. Limiar de cloreto de sistemas sem e com SCMs (μ: média, cov: coeficiente de variação)

No entanto, deve-se notar que alcançar uma longa vida útil é uma consequência do efeito sinérgico de muitos parâmetros (principalmente o coeficiente de difusão de cloreto, fator de envelhecimento e limiar de cloreto). Para demonstrar o potencial de melhorar a vida útil de estruturas de concreto armado sob exposição a cloretos através da incorporação de ligantes misturados, uma viga de ponte (veja Fig. 13(a)) com uma espessura de cobrimento (d) de 50 mm e exposta para uma concentração de cloreto na superfície de 0,8% em peso de aglutinante. As probabilidades acumuladas de iniciação à corrosão foram obtidas usando a solução da 2ª Lei de Difusão de Fick, em um programa MATLAB® SL-Chlor, considerando d , D_{cl} e Cl_{th} como variáveis aleatórias (Pillai et al. 2018; Rengaraju, 2019). A Fig. 13(b) mostra que os sistemas baseados em SCM geralmente podem proporcionar uma vida útil muito mais longa do que os sistemas OPC.



(a) Seção transversal da viga utilizada (todas as dimensões estão em mm)



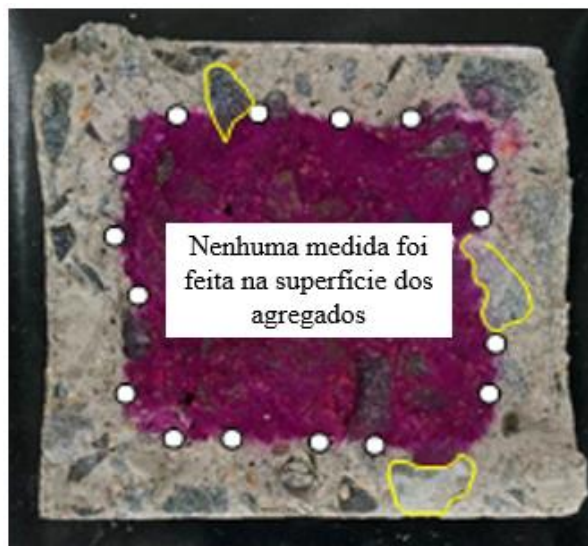
(c) Estimativa probabilística da vida útil sem corrosão

Figura 13. Estudo de caso demonstrando o efeito sinérgico do coeficiente de difusão de cloreto, coeficiente de envelhecimento e limiar de cloreto para vários sistemas de ligantes (Pillai et al. 2018)

8. RESISTÊNCIA À CARBONATAÇÃO

A resistência à penetração de CO_2 geralmente é boa nos sistemas OPC, devido ao alto teor de hidróxido de cálcio. No entanto, devido a reações pozolânicas prolongadas, os concretos baseados em SCM exigem teores mais baixos de hidróxido de cálcio e, conseqüentemente, menor resistência à carbonatação. Devido à menor disponibilidade de $Ca(OH)_2$ em sistemas baseados em SCM, o CO_2 é capaz de carbonatar o CSH em um momento anterior - levando à rápida progressão da frente de carbonatação. Dhanya (2015) mostrou, a partir de estudos de carbonatação acelerada com menos de 1% de CO_2 , que as profundidades de carbonatação em concretos com mais de 15% do OPC substituído por cinzas volantes de Classe F poderiam ser muito maiores do que apenas o OPC como ligante (ver Fig. 14) Por outro lado, o aumento da carbonatação das misturas substituídas por escória não foi significativo. Resultados de carbonatação natural de estudos recentes também mostraram maiores profundidades de penetração para concretos misturados com SCM. Portanto, pode-se esperar que o início da corrosão devido à carbonatação ocorra mais cedo nos concretos com SCMs, se expostos sem nenhum revestimento. No entanto, a propagação da corrosão ainda dependeria da disponibilidade de umidade e oxigênio, bem como da condutividade (ou inversamente, resistividade) do meio - espera-se que esses fatores compensem e produzam uma situação favorável aos SCMs. Considerando todos esses aspectos, é possível projetar efetivamente um concreto baseado em SCM para situações em que a carbonatação possa governar a durabilidade.

Portanto, recomenda-se não abster-se de usar concretos com SCMs - os engenheiros poderiam adotar medidas de mitigação, como revestimentos anti-carbonatação, para compensar os efeitos adversos devido à carbonatação potencialmente mais rápida.



Superfície fraturada de amostras de 100 × 100 × 500 mm

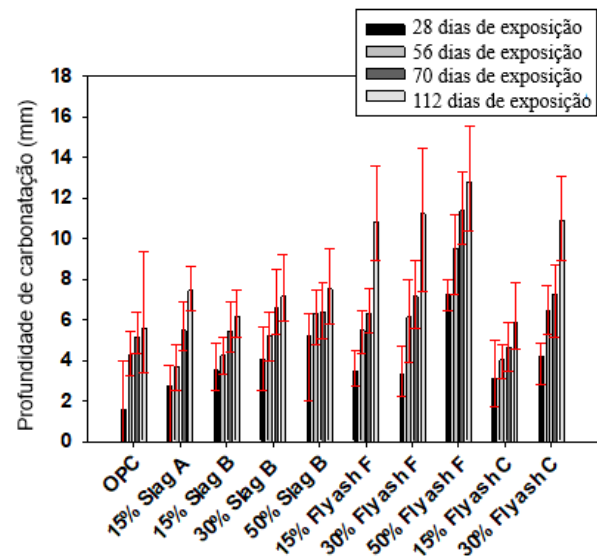


Figura 143. Profundidades de carbonatação aceleradas em concretos com diferentes SCMs (teor de ligante de 310 kg/m³; w/b de 0,5)

9. PEGADA DE CARBONO

A substituição parcial do OPC por SCMs pode levar a uma redução significativa nas emissões de CO₂ associadas à produção de cimento; e, portanto, a produção de concreto. Para quantificar os aspectos positivos relacionados à pegada de carbono e ao impacto ambiental dos concretos com ligantes misturados, investigações extensivas foram realizadas no IIT Madras usando a avaliação do ciclo de vida (ACV) realizada com dados de várias fábricas de cimento na Índia (Gettu et al., 2016, 2018, 2019). A Fig. 15 mostra as emissões de CO₂ obtidas para um dos estudos de caso considerando os concretos M50. Esses valores estão nas faixas relatadas na literatura; por exemplo, Flower e Sanjayan (2007) forneceram valores de cerca de 0,13 kg/kg para concreto OPC, e os valores de carbono incorporados dados por Hammond e Jones (2008) produzem emissões de CO₂ de 0,13-0,16 kg/kg. Mais importante, as parcelas indicam que em concretos com apenas OPC, mais de 75% das emissões de CO₂ estão associadas ao cimento, enquanto a maioria dos 25% restantes das emissões de CO₂ está associada ao transporte e eletricidade. Isso também está de acordo com as observações de Flower e Sanjayan (2007) e Marceau et al. (2007). Após a substituição do OPC por SCMs ou ligantes misturados, é observada uma redução significativa nas emissões. Observa-se que o uso de cinzas volantes e GGBS diminui as emissões de CO₂ em cerca de 26% e 21% - semelhante às faixas relatadas por Flower e Sanjayan (2007). Os concretos LC3 são muito promissores em termos de emissões de CO₂, com uma redução de 30 a 35% em comparação com os concretos OPC com resistências à compressão semelhantes. Em geral, o uso de SCMs disponíveis localmente em doses mais altas leva a uma redução significativa na pegada de carbono da indústria de concreto.

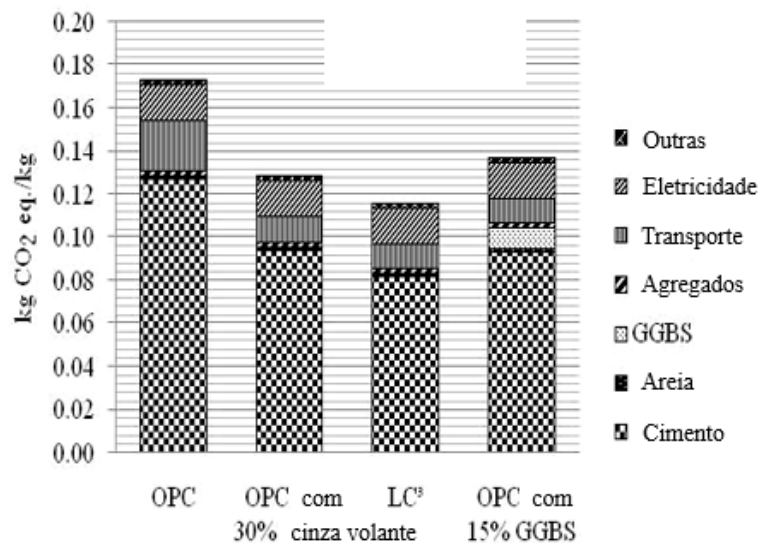


Figura 154. Emissões de dióxido de carbono para concretos M50 com diferentes ligantes (Gettu et al., 2016)

10. CONCLUSÕES

Por mais de uma década, os pesquisadores do IIT Madras vêm trabalhando em vários aspectos dos SCMs e em seu desempenho em sistemas de concreto armado. Vários aspectos relacionados a propriedades no estado fresco, propriedades no estado endurecido e propriedades de durabilidade (corrosão e transporte) foram estudadas. Com base em tais estudos relevantes para o contexto indiano, podem ser tiradas as seguintes conclusões:

- A trabalhabilidade dos concretos pode ser influenciada pela incorporação de SCMs e pode ser ajustada com o uso de superplastificantes.
- Existe um potencial maior de fissuras por retração plástica devido ao uso de SCMs, que podem ser mitigados pela adição de fibras de polipropileno ou por cura úmida prolongada. No entanto, a retração por secagem dos concretos com ligantes misturados praticamente não diferiu da do concreto OPC.
- Concretos com SCMs foram capazes de atender aos requisitos de resistência à compressão, módulo de elasticidade e retração, como normalmente exigido para os concretos OPC.
- Refinamento significativo de poros ocorre em concretos com SCMs, o que aumenta sua resistividade elétrica e resistência a cloretos e reduz as taxas de corrosão
- A cura é essencial para explorar todo o potencial de concretos com SCMs em termos de resistência e durabilidade
- O limiar de cloreto depende não apenas do tipo de aço, mas também do ligante cimentício usado. Observa-se que o uso de SCMs pode reduzir o limiar de cloreto. No entanto, o aprimoramento significativo contra a taxa de entrada de cloreto compensa essa redução no limiar de cloreto e o efeito sinérgico resulta em vida útil mais longa dos sistemas de cinzas volantes, escória e LC3 do que os sistemas OPC.
- Alguns dos SCMs têm menos resistência à carbonatação, o que pode ser resolvido com proporções adequadas de mistura e medidas de mitigação, como revestimentos anti-carbonatação.
- Considerando a possibilidade de redução significativa na pegada de carbono, é evidente que o uso de SCMs é essencial para melhorar a durabilidade e a sustentabilidade das estruturas de concreto.

11. AGRADECIMENTOS

Muitos pesquisadores vêm alertando contra o uso irrestrito de SCMs na construção de concreto e chamando a atenção para possíveis repercussões negativas de seu uso. Por outro lado, é evidente que os SCMs oferecem, sem dúvida, a opção mais viável para a tecnologia sustentável de concreto. Este trabalho é um reconhecimento dos argumentos apresentados por esses pesquisadores ao longo dos anos e uma tentativa de fornecer uma visão equilibrada, com base em extensos estudos experimentais realizados ao longo de mais de uma década.

Os autores expressam profunda gratidão a seus pesquisadores, estudantes e funcionários do projeto por sua dedicação e trabalho duro que levaram a muitos resultados interessantes e importantes obtidos, como os resumidos neste artigo. Eles possibilitaram muitos projetos, que foram levados à conclusão bem-sucedida. Esses trabalhos foram realizados principalmente nos Laboratórios de Pesquisa em Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil, incluindo o Laboratório IIT Madras-Lafarge de Durabilidade e Desempenho a Longo Prazo do Concreto; a ajuda do pessoal dessas instalações é agradecida. Também devemos agradecer aos patrocinadores e agências de financiamento por seu apoio generoso nas várias fases de nosso trabalho de pesquisa ao longo dos anos.

Este artigo é uma versão revisada da correspondente a uma palestra na III Conferência Internacional RN Raikar Memorial sobre Avanços em Ciência e Tecnologia de Concreto, Mumbai, 2018, e que aparece em seus trabalhos. A versão anterior também foi adaptada e traduzida para o espanhol para a Revista Hormigón, (ISSN-0325-8947) em 2019.

12. REFERÊNCIAS

- Chatterjee, A. K. (2018). *Cement production technology: Principles and practice*. CRC Press, Boca Raton, USA, 419 p.
- Dhandapani, Y., Santhanam, M. (2017). *Assessment of pore structure evolution in the limestone calcined clay cementitious system and its implications for performance*. Cement and Concrete Composites, 84:36-47. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.08.012>
- Dhandapani, Y., Sakthivel, T., Santhanam, M., Gettu, R., Pillai, R. G. (2018). *Mechanical properties and durability performance of concretes with limestone calcined clay cement (LC3)*. Cement and Concrete Research, 107:136-151. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.02.005>
- Dhandapani, Y., Santhanam, M. (2020), *Investigation on the microstructure-related characteristics to elucidate performance of composite cement with limestone-calcined clay combination*, Cement and Concrete Research, 129, 22 p. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105959>
- Dhanya, B. S. (2015). *Study of the influence of supplementary cementitious materials on selected durability parameters of concrete*, Doctoral Thesis, IIT Madras, Chennai, India, 361 p.
- Dhanya, B. S., Santhanam, M. (2017). *Performance evaluation of rapid chloride permeability test in concretes with supplementary cementitious materials*, Materials and Structures, 50:67, 9 p. <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0940-3>
- Dhir, R. K., Jones, M. R., Eds. (1994). *Euro-cements: Impact of ENV 197 on concrete construction*, Proc. National Seminar (Dundee, UK). E&FN Spon, London, 240 p.
- Flower, D. J. M., Sanjayan, J. G. (2007). *Green house gas emissions due to concrete manufacture*. The International Journal of Life Cycle Assessment, 12:282. <https://doi.org/10.1065/lca2007.05.327>
- Gettu, R., Patel, A., Rathi, V., Prakasan, S., Basavaraj, A. S., Maity, S. (2016). *Sustainability assessment of cements and concretes in the Indian context: Influence of supplementary cementitious materials*, Proc. Fourth Intl. Conf. on Sustainable Construction Materials and Technologies (Las Vegas, USA), Eds. N. Ghafouri, P. Claisse, E. Ganjian and T.R. Naik, paper S299, 142-1150.

- Gettu, R., Pillai, R. G., Santhanam, M., Basavaraj, A. S., Rathnarajan, S., Dhanya, B. S. (2018). *Sustainability-based decision support framework for choosing concrete mixture proportions*. Materials and Structures, 52 (122), 17 p. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1425-y>
- Gettu, R., Patel, A., Rathi, V., Prakasan, S., Basavaraj, A. S., Palaniappan, S., Maity, S. (2019). *Influence of supplementary cementitious materials on the sustainability parameters of cements and concretes in the Indian context*, Materials and Structures, 52:10, 11 p. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1321-5>.
- Hammond, G. P., Jones, C. I. (2008). *Embodied energy and carbon in construction materials*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Energy 161(2): 87-98. <https://doi.org/10.1680/ener.2008.161.2.87>
- Jayasree, C., Gettu, R. (2008). *Experimental study of the flow behaviour of superplasticized cement paste*. Materials and Structures, 41:1581-1593. <https://doi.org/10.1617/s11527-008-9350-5>
- Jayasree, C., Gettu, R., (2010). *Correlating properties of superplasticized paste, mortar and concrete*. Indian Concrete Journal, 84(7):7-18.
- Jayasree, C., Gettu, R. (2012). "Choice of compatible cement-superplasticizer combinations", ICI J. (Indian Concrete Institute), 12(4): 14-31.
- Jayasree, C., Murali Krishnan, J., Gettu, R. (2011). *Influence of superplasticizer on the non-newtonian characteristics of cement paste*, Materials and Structures, 44(5): 929-943. <https://doi.org/10.1617/s11527-010-9677-6>
- John, E., Gettu, R. (2014). *Effect of temperature on flow properties of superplasticized cement paste*, ACI Materials Journal, 111(1): 67-76.
- Jose, S., Gettu, R., Indhuja, S. (2018). *Flexural toughness characterization of steel, polymer and glass fibre reinforced concrete based on the notched beam test*, The Indian Concr. J., 92(2): 35-50.
- Malhotra, V. M., Ramezani pour, A. A., (1994). *Fly ash in concrete*, 2nd ed., Canada Centre for Mineral and Energy Technology, Ottawa, 307 p.
- Marceau, M., Nisbet, M. A., Van Geem, M. G. (2007). *Life cycle inventory of portland cement concrete*, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 121 p.
- Mehta, P. K., Ed., (1999). *Concrete technology for sustainable development in the twenty-first century*, Proc. Intl. Symp. (Hyderabad). Cement Manufacturers' Association, New Delhi, 538 p.
- Mehta, P. K. (2001). *Reducing the environmental impact of concrete*, Concrete International., 23(10):61-66.
- Mohan, M. K. (2019). *Flowable, bleed resistant cementitious grouts and performance specifications for applications in post-tensioned concrete systems*, MS Thesis, Department of Civil Engineering, IIT Madras, Chennai, 149 p.
- Nair, V. G. N. (2018). *Experimental study of the flow behaviour of superplasticized pastes and concretes with limestone calcined clay cement (LC3)*. MS Thesis, Department of Civil Engineering, IIT Madras, Chennai, 119 p.
- Nayar, S. K., Gettu, R. (2015). *Synergy in Toughness by Incorporating Amorphous Metal and Steel Fibers*, ACI Mater. J., 112(6): 821-827. <https://doi.org/10.14359/51687857>
- Nayar, S. K., Gettu, R. (2016). *Benefits of using amorphous metallic fibres in concrete slabs-on-grade*, RILEM Technical Letters, 122-128. <https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2016.20>
- Nayar, S. K., Gettu, R. (2020). *Mechanistic-empirical design of fibre reinforced concrete (FRC) pavements using inelastic analysis*, Sādhanā, 45:19, 7 p. <https://doi.org/10.1007/s12046-019-1255-1>
- Pillai, R. G., Gettu, R., Santhanam, M., Rengaraju, S., Dhandapani, Y., Rathnarajan, S., Basavaraj, A. S. (2018). *Service life and life cycle assessment of reinforced concrete systems with limestone calcined clay cement (LC3)*. Cement and Concrete Research, 118: 111-119. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.11.019>

- Rengaraju, S., Godara, A., Alapati, P., Pillai, R. G. (2018), *Macrocell corrosion mechanisms of prestressing strands in various concretes*, Mag. Concr. Res. (ICE, UK), 72(4): 194-206. <https://doi.org/10.1680/jmacr.18.00284>
- Rengaraju, S. (2019), *Electrochemical response and chloride threshold of steel in highly resistive concrete systems*, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, IIT Madras, Chennai, 252 p.
- Rengaraju, S., Neelakantan, L., Pillai, R. G. (2019), *Investigation on the polarization resistance of steel embedded in highly resistive cementitious systems—An attempt and challenges*, Electrochimica Acta, 308: 131-141. <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2019.03.200>
- Sakthivel, T. (2019). *Effect of the incorporation of slag, fly ash, and limestone calcined clay on the compressive strength, elastic modulus and shrinkage of concrete*, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, IIT Madras, Chennai, 194 p.
- Sakthivel, T., Gettu, R., Pillai, R. G. (2019). *Compressive strength and elastic modulus of concretes with fly ash and slag*. J. Institution of Engineers (India): Series A, 10 p. <https://doi.org/10.1007/s40030-019-00376-w>
- Sangoju, B., Gettu, R., Bharatkumar, B. H., Neelamegam, M. (2011). *Chloride-induced corrosion of steel in cracked OPC and PPC concretes: Experimental study*, Journal of Materials in Civil Engineering, 23(7): 1057-66. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000260](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000260)
- Sangoju, B., Pillai, R. G., Gettu, R., Bharatkumar, B. H., Iyer, N. R. (2015). *Use of portland pozzolana cement to enhance the service life of reinforced concrete exposed to chloride attack*, Journal of Materials in Civil Engineering, 27(11): 04015031, 8 p. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001293](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001293)
- Scrivener, K., John, V. M., Gartner, E. M. (2017). *Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO₂ cement-based materials industry*. United Nations Environment Programme, Paris, 50 p.
- Sirajuddin, M., Gettu, R. (2018). *Plastic shrinkage cracking of concrete incorporating mineral admixtures and its mitigation*. Materials and Structures, 51(48), 10 p. <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1173-4>
- Stephen, S. J., Gettu, R. (2019a). *Rate-dependence of the tensile behaviour of fibre reinforced concrete in the quasi-static regime*, Materials and Structures, 52:107, 9 p., with Supplementary Material published online, 6 p. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1405-2>
- Stephen, S. J., Gettu, R. (2019b). *Fatigue response of cracked fibre reinforced concrete*, Proc. Intl. Conf. on Innovative Materials for Sustainable Civil Engineering, RILEM Week (Nanjing, China), p. 6.

Modelando a corrosão da armadura e estado limite de deterioração

R. G. Pillai¹ , R. Gettu^{1*} , M. Santhanam¹

* Autor de Contato: gettu@iitm.ac.in

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.477>

Recepção: 01/07/2020 | Aceitação: 08/04/2020 | Publicação: 30/04/2020

RESUMO

No presente trabalho são apresentadas as limitações dos modelos de iniciação da corrosão com indicações para superá-los. O projeto de durabilidade baseado no desempenho é atualmente uma tendência considerada no Model Code fib (MC2010). No entanto, ainda estamos longe de prever com precisão o desempenho de uma estrutura em um ambiente específico, apesar dos requisitos baseados em desempenho serem introduzidos nas especificações concretas de grandes infraestruturas que exigem 100 anos ou mais de vida útil. Também são comentados o processo de despassivação e o período de propagação com considerações sobre seu tratamento probabilístico. Propõe-se considerar o início da corrosão como um "estado limite de deterioração ou iniciação" (DLS ou ILS). Um exemplo de cálculo é o tempo de corrosão induzida por fissuras no revestimento.

Palavras-chave: concreto; cloretos; carbonatação; corrosão; confiabilidade.

Citar como: Andrade, C. (2020), "Modelando a corrosão da armadura e estado limite de deterioração", Revista ALCONPAT, 10(2), pp. 165 – 179, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.478>

¹ International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), Spain.

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 Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2020.

Rebar corrosion modelling and deterioration limit state

ABSTRACT

In present work the limitations of the models of corrosion initiation with indications to overcome them, are presented. Performance based design of durability is at present a trend considered in FIB Model Code (MC2010). However, we are still far from accurately predicting the performance of a structure in a specific environment, in spite of which performance-based requirements are introduced in the concrete specifications of large infrastructures demanding 100 years or more of service life. Also are commented the depassivation step and the propagation period with considerations on their probabilistic treatment. It is proposed to consider corrosion onset as a “deterioration or initiation Limit State” (DLS or ILS). An example of calculation the time to cover-cracking induced corrosion is included.

Keywords: concrete; chlorides; carbonation; corrosion; reliability.

Modelado de la corrosión de la armadura y estado límite de deterioro

RESUMEN

En el presente trabajo se analizan las limitaciones de los modelos de iniciación de la corrosión con indicaciones prácticas para superarlas. Es una tendencia mundial el desarrollo de normativa basada en prestaciones como se plasmó en el Código Modelo MC2010 del FIB. Sin embargo, los modelos de predicción todavía adolecen de mucha incertidumbre cuando se aplican a una estructura específica, a pesar de lo cual es creciente el número de especificaciones en grandes infraestructuras que exigen 100 años o más de vida útil. También se comentan la etapa de despasivación y el período de propagación con consideraciones sobre su tratamiento probabilista. Se propone considerar el inicio de la corrosión como un "estado límite de deterioro o iniciación" (DLS o ILS) con un ejemplo de cálculo.

Palabras clave: hormigón; cloruros; carbonatación; corrosión; fiabilidad.

1. INTRODUÇÃO

A previsão da vida útil relacionada à corrosão da armadura é atualmente um assunto em desenvolvimento, porque modelos matemáticos foram publicados (Tuutti, 1982; CONTECVET Manual, 2001; DURACRETE, 1998; MC 2010, 2012; Bakker, 1964) e está aumentando a demanda de vida útil predefinida além de 100 anos nas infraestruturas críticas. Os modelos geralmente se baseiam no pressuposto de que a frente de carbonatação ou o limiar de cloreto penetra por difusão, portanto, a segunda lei de Fick em condições de estado não estacionário é aplicada. No entanto, é preciso enfatizar que não existe um modelo que tenha sido aplicado em estruturas de concreto com mais de 30 anos nem considerado que os cimentos e concretos fabricados há cerca de um século atrás possam ser diferentes dos atuais. Essa falta de verificação a longo prazo é importante para ser lembrada pelos projetistas e consultores, porque frequentemente é encontrada nos contratos internacionais solicitações de 120 ou 150 anos de vida útil, que devem ser consideradas mais um palpite do que um fato. Atualmente, não há uma maneira de distinguir por ensaio um concreto com duração de 100 anos sem corrosão de outro com 120 anos de vida útil. Apesar dessa limitação, é certamente importante estudar ainda mais os ensaios e os modelos relacionados à durabilidade, a fim de, precisamente, melhorar a compreensão atual e preencher as lacunas no conhecimento.

A incerteza na previsão levou à aplicação de análise de risco e conceitos probabilísticos e, portanto, no Model Code 2010 (MC 2010, 2012) são definidas as várias funções de estado limite (LSF) relacionadas à carbonatação, entrada de cloretos, ataque de gelo/degelo, e lixiviação. A

consideração das incertezas visa à necessidade de identificar que tipo de estado limite deve ser aplicado aos processos relacionados à durabilidade do concreto e qual a probabilidade de corrosão ou deterioração seria adequada.

No presente trabalho, alguns dos aspectos relacionados às limitações dos modelos de corrosão da armadura e seus aspectos probabilísticos serão comentados, atendendo à sequência típica de: período de iniciação, limite de despassivação e propagação da corrosão, finalizando com algumas considerações sobre o estado limite associado a corrosão.

1.1 Período de iniciação

A carbonatação e a entrada de cloreto são identificadas como as duas principais causas de corrosão da armadura (Tuutti, 1982; CONTECVET Manual, 2001; DURACRETE, 1998; MC 2010, 2012). A carbonatação é um processo no qual sua taxa é quase constante ao longo da vida útil e, em seguida, a lei típica da raiz quadrada pode ser aplicada (ver equação [1]) em que V_{CO_2} é a taxa de carbonatação em condições de referência e x_c é a profundidade da carbonatação.

$$x_c(t) = k_{CO_2} \cdot \sqrt{t} \quad [1]$$

Esse V_{CO_2} depende da composição de concreto escolhida (relação w/c, tipo de cimento e adições minerais) e da influência da execução ou das condições ambientais (umidade relativa média e concentração de CO_2). Em geral, a carbonatação progride mais rapidamente quando a UR do ambiente estiver entre 45 e 65%. A profundidade da carbonatação diminui com a UR mais alta (Bakker, 1964) (Fig. 1). A introdução desse efeito na equação [1] é feita pelos modelos disponíveis de várias maneiras. Eles são:

- Usando uma raiz diferente, por exemplo, raiz cúbica ao invés da raiz quadrada. O resultado é, em geral, uma atenuação da profundidade da carbonatação

$$x_c(t) = k_{CO_2} \cdot \sqrt[3]{t} \quad [1']$$

- Multiplicando por um "fator climático" (W_{chuva}) (Bakker, 1964; Galan et al. 2010) geralmente menor que a unidade, por exemplo, levando em consideração o "período de umidade" por ano (dias de chuva por ano em relação a 365).

$$x_c(t) = k_{CO_2} \cdot W_{chuva} \cdot \sqrt{t} \quad [1'']$$

Na Fig. 1 são apresentados os resultados da comparação das taxas de carbonatação (Galan et al. 2010) de ensaios de amostras no clima de Madri durante 4 anos de dois tipos de concretos (com razões w/c de 0,45 e 0,6 e de acordo com, 400 e 300 kg de cimento por m^3 de concreto) expostos ao ar livre, protegidos e expostos à chuva. A equação resultante (Galan et al. 2010) nesses ensaios é dada a seguir. Essa relação pode ser diferente em outros climas.

$$V_{CO_2}(\text{protegida}) = 1.4 V_{CO_2}(\text{não protegida}) + 1.6 \quad [2]$$

Comparação de classes de exposição e concretos

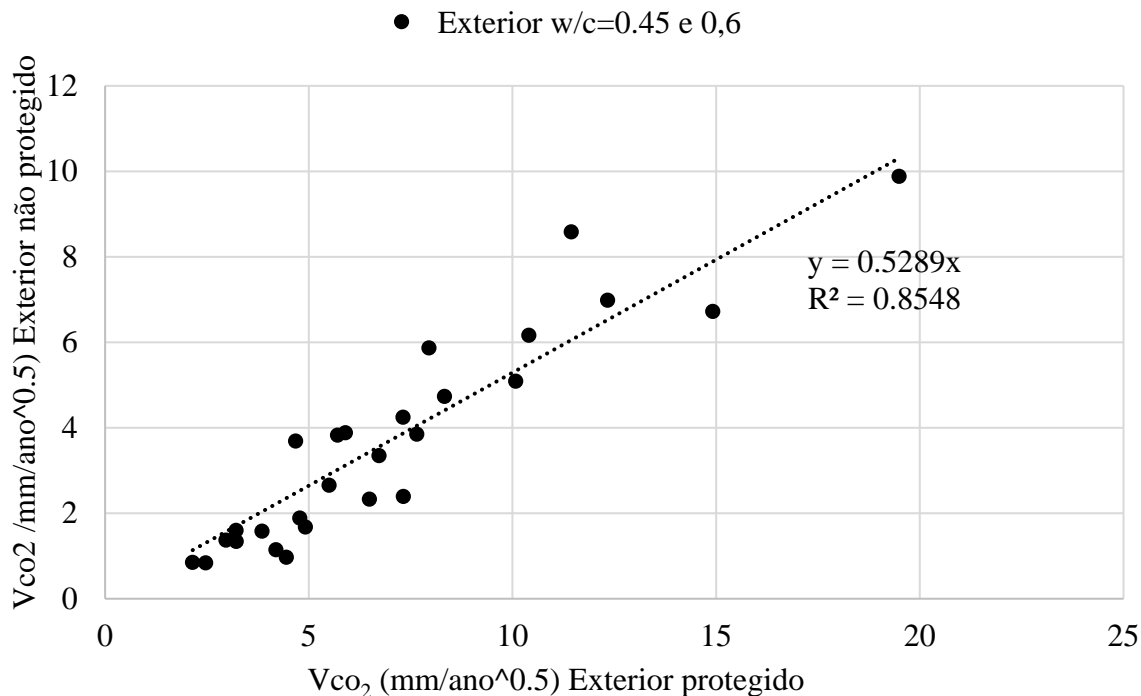


Figura 1. Relação entre a velocidade de carbonatação em não protegido da chuva e protegido das condições de chuva no clima de Madri.

Esta equação leva a aplicar um expoente de 0,31 em vez de 0,5 em [1] e, como indicado na Fig. 1, significa que a taxa de carbonatação exposta à chuva é aproximadamente a metade daquela quando o mesmo concreto é protegido da chuva (Madri clima).

No caso de penetração de cloreto, o cálculo é feito através da expressão denominada “equação da função de erro” (equação [2]) em que $C(x, t)$ é a concentração crítica de cloreto que leva à despassivação dentro do concreto à distância x por um tempo t , C_s é a concentração superficial ou externa de cloreto e D_{ap} é o coeficiente de difusão aparente:

$$C(x, t) = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) \quad [2]$$

Com relação à entrada de cloreto, três principais limitações foram identificadas na aplicação da equação [2] (Andrade, 2014):

1. A diminuição do coeficiente de difusão aparente com o tempo (Mangat e Molloy, 1994),
2. A variação da concentração da superfície com o tempo devido à variabilidade do clima externo e à carbonatação (Andrade, 1997),
3. O desenvolvimento de um máximo no perfil de cloreto em vez de ter esse máximo na superfície do concreto (Andrade et al, 2015).

A redução com o tempo do coeficiente de difusão de cloreto é empiricamente abordada (Mangat e Molloy, 1994), considerando que o D_{ap} diminui com o tempo (Fig. 2) seguindo a equação [3] onde n = “fator de envelhecimento”, D_0 = coeficiente de difusão no tempo inicial de ensaio t_0 (geralmente 28 dias) e t_i é o período até quando se supõe que o coeficiente diminua:

$$D_{ap}(t) = D_0 \cdot \left(\frac{t_i}{t_0}\right)^{-n} \quad [3]$$

Esta equação indica que o valor inicial do D_{ap} é alterado para um menor para os cálculos na equação [2]. Embora geralmente aceito, não é indicado como ou quando testar a diminuição e o período de tempo de sua aplicação. Consequentemente, se o período de aplicação é longo, leva a um coeficiente de difusão muito baixo, como mostra a Fig. 2, onde se deduz que, dependendo do fator de envelhecimento (n) considerado, a diminuição pode ser de um ou dois ordens de magnitude. Então, devido às incertezas na extrapolação de um ensaio de curto prazo para longo prazo, a redução deve ser limitada. Uma "boa prática" possível é limitar, dependendo do tipo de cimento, a redução para 1 ano (cimento Portland), 5 anos (cimento com adição de minerais que não sejam escórias ou calcário) ou 10 anos (cimentos com escória como adição de minerais) ou a uma diminuição para limitar a um máximo de uma ordem de magnitude. Finalmente, uma modificação desta equação foi proposta por Gulikers (Tang e Gulikers, 2007) (ver equação [4])

$$D_{ap} = \frac{D_0}{1-n} \cdot \left(\frac{t_0}{t_1}\right)^n \quad [4]$$

Ao calcular o D_{ap} por meio dessa expressão, o mesmo resultado é obtido por meio de métodos de elementos finitos ou pelo cálculo direto analítico da equação [2].

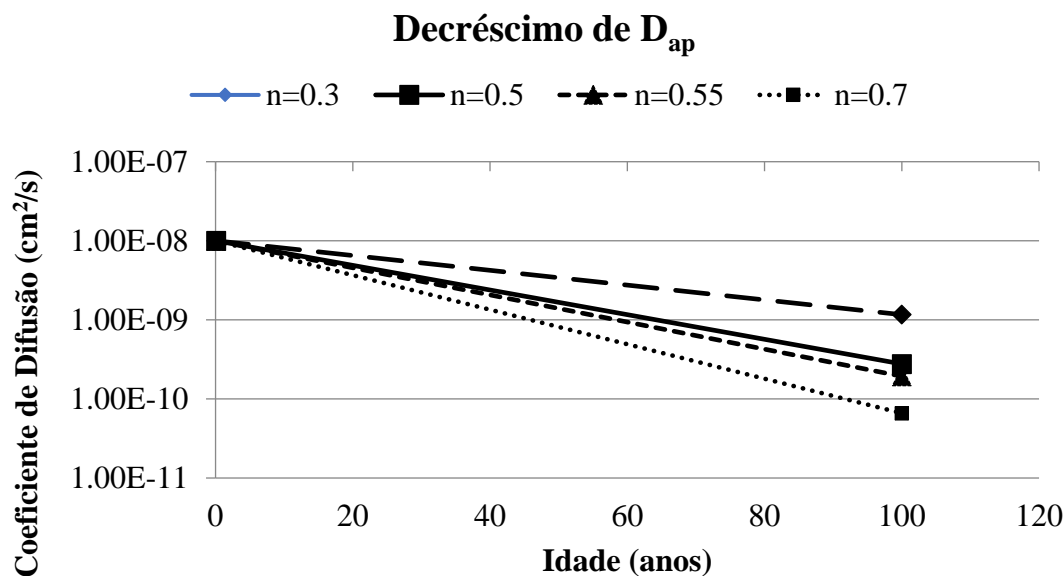


Figura 2. Diminuição do coeficiente de difusão aparente, D_{ap} , com o tempo em função dos fatores de envelhecimento que variam de 0,3 a 0,7.

Para superar o problema de uma concentração variável na superfície, é viável usar a concentração superficial obtida em um ensaio de difusão natural com duração de 90 dias. Este tempo é longo o suficiente para permitir que a penetração alcance o equilíbrio com a concentração externa de cloreto.

A outra principal limitação está relacionada à consideração de um pico de cloreto que pode ocorrer a poucos milímetros de profundidade, mas não na superfície (Fig. 3 à esquerda) (Andrade, 2015). Esse máximo foi atribuído à “convecção” por absorção capilar, embora pareça mais provável que seja devido à carbonatação da superfície, mas esses motivos não são suficientes para explicar como é possível que a concentração da superfície seja menor que a interna, porque a concentração de

cloreto pode até ser quase nula na superfície do concreto na Fig. 3. Deve-se observar também que, para calcular o coeficiente de difusão aparente, a equação D_{ap} , [2] pode ser ajustada neste formato de perfil com o máximo, fornecendo a profundidade “zero” (Fig. 3 à direita) é considerado o da posição máxima (Andrade, 2015), porque o perfil do máximo evolui de acordo com a lei de Fick. Ou seja, o ajuste da equação [2] não deve ser feito extrapolando o máximo de volta à superfície, porque a concentração da superfície seria muito maior que a real. O valor de x_0 na figura (distância da superfície à posição máxima) deve ser adicionado ao resultado do cálculo da profundidade do limiar de cloreto (Andrade, 2015) da equação [2]. O que é desconhecido é porque os cloretos tendem a diminuir na superfície e como o máximo se move para dentro, ou seja, a lei de sua evolução com o tempo a longo prazo.

$$\text{Profundidade do limiar de cloreto} = x_0 + x(\text{calculado de } x_0) \quad [5]$$

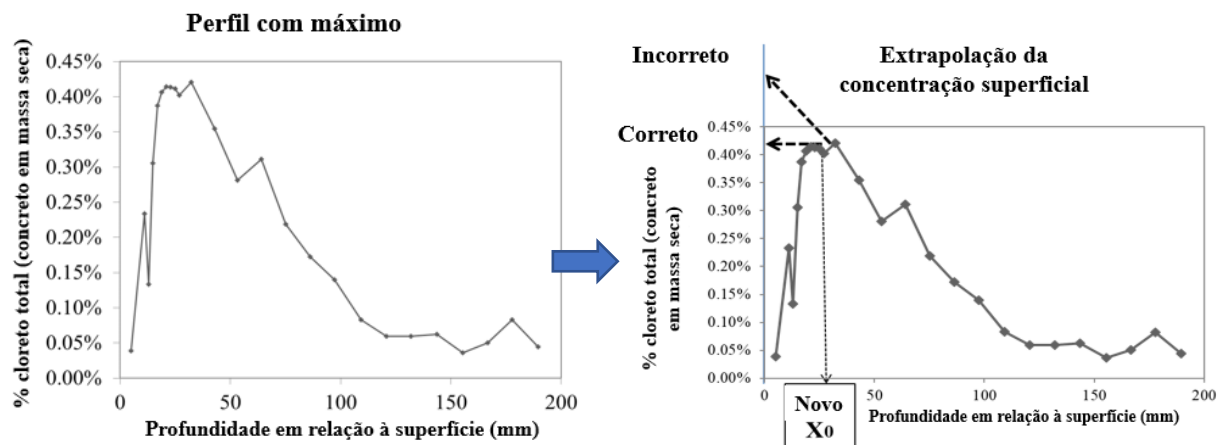


Figura 3. Esquerda: Máximo típico de concentração de cloreto no interior do concreto e não em sua superfície. Direita: extrapolação para obter a concentração da superfície do cloreto a ser usada nos cálculos

1.2 Etapa de despassivação

Supõe-se que despassivação significa início da corrosão, mas não é fácil identificar o início da corrosão nas estruturas reais, porque a zona despassivada inicial pode ser tão pequena (Fig. 4) que não é percebida. Nenhum sinal externo pode ser detectado até que Fissuras no cobrimento de concreto ou pontos de corrosão apareçam na superfície. Nenhuma mudança na capacidade de manutenção do concreto é detectada no início da despassivação. Então, a menos que seja feito o monitoramento eletroquímico dos parâmetros de corrosão, não há a possibilidade de detectar o início da corrosão. Mesmo realizando um monitoramento eletroquímico, a identificação da despassivação em condições reais não é uma tarefa fácil devido às mudanças de temperatura e umidade. Essa dificuldade de como detectar e medir o início da despassivação não será abordada no presente trabalho; no entanto, algumas considerações sobre as consequências desse fato serão mencionadas a seguir.



Figura 4. Pequenos pites de corrosão devido ao ataque de cloretos

Dois aspectos principais serão analisados no processo de despassivação: sua duração e a variabilidade do limiar de cloreto. A duração da despassivação não é um processo instantâneo, mas dura um período de tempo devido à heterogeneidade intrínseca do concreto que torna irregular o limiar frontal.

Para a carbonatação, o limiar de corrosão é atingido quando o valor do pH cai abaixo de 8-9, o que coincide precisamente com a mudança de cor da fenolftaleína, de púrpura para incolor. Devido à presença de agregados, essa frente de carbonatação não é totalmente regular (Thiery, 2007), e conseqüentemente a superfície da barra será despassivada irregularmente (Fig. 5), o que é mantido até que a frente avance mais fundo. A variabilidade da frente pode ser caracterizada por um valor médio e um desvio padrão (por exemplo, resultando entre 15% e 25% do coeficiente de variação).

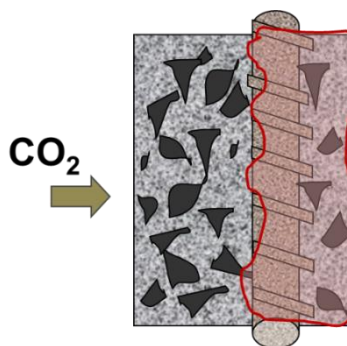


Figura 5. Irregularidades que podem aparecer na frente de carbonatação que levam a uma superfície de vergalhão despassivada localmente.

Com relação ao processo de cloreto, a corrosão começa quando certas concentrações críticas de cloreto entram em contato com a superfície do aço. O valor normal considerado em várias normas é de 0,4% em massa de cimento, embora valores tão altos quanto 2-3% possam não desenvolver corrosão em algumas circunstâncias. Então, o limiar não é uma quantidade fixa, mas é um intervalo de valores (Izquierdo et al. 2004; Markeset, 2009) que podem ser tratados estatisticamente. A distribuição de Izquierdo et al. (Izquierdo et al. 2004) é apresentada na Fig. 6. Ele tem um valor médio de $C_x = 0,70\%$ (por massa de concreto) com um desvio padrão de $\pm 0,20\%$. A distribuição estatística de Markeset (Markeset, 2009) encontrada em estruturas reais é quase semelhante (pontes na Noruega onde os testemunhos extraídos foram perfurados até a barra e a observação de corrosão incipiente foi identificada como o limiar de cloreto).

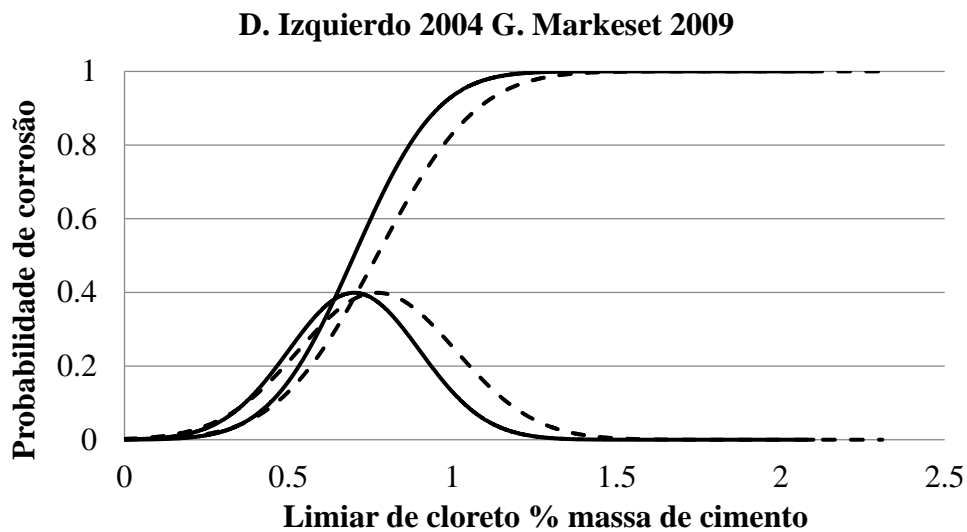


Figura 6. Distribuições estatísticas do limiar de cloreto por Izquierdo et al. (Linha simples) (Izquierdo et al. 2004) realizadas em condições de laboratório e por Markeset (linha descontinua) (Markeset, 2009) medidas em estruturas reais.

1.3 Propagação da corrosão

O avanço progressivo da corrosão e a perda no diâmetro da barra e dos óxidos formados induzirão várias consequências estruturais descritas no Manual CONTECVET (2001) (Fig. 7):

- (a) Diminuição da seção transversal e da ductilidade da barra.
- (b) Fissuras no cobrimento (SLS)
- (c) Deterioração da aderência aço/concreto, e
- (d) perda de capacidade de carga em relação ao ULS.

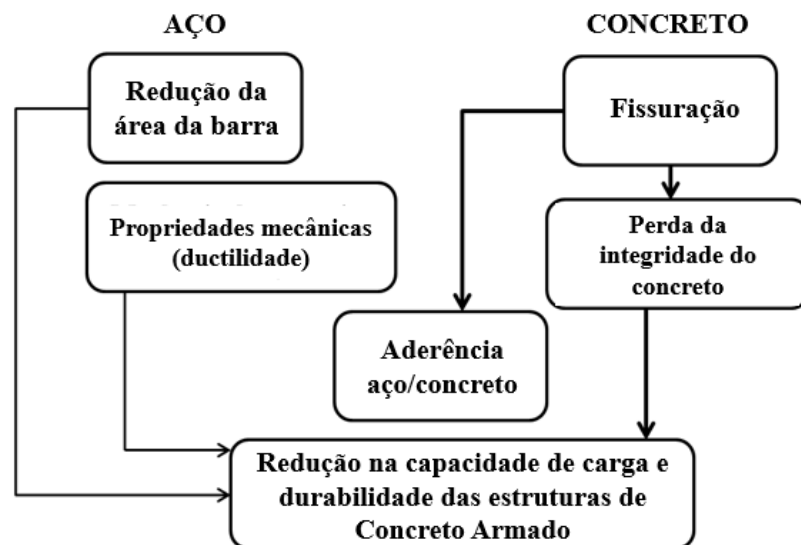


Figura 7. Consequências da corrosão da armadura (CONTECVET Manual, 2001).

Para calcular o tempo para atingir uma dessas condições de “falha”, é necessário ter um modelo para a evolução da perda de diâmetro da barra. Um modelo foi proposto anos atrás por Andrade et al. (Andrade, 1989; Andrade, 2004) baseado no de Tuutti (Tuutti, 1982). O modelo preliminar foi atualizado mais recentemente (Andrade, 2017), que é mostrado na Fig. 8 como um modelo de propagação bilinear expresso pela equação [5]:

$$t_p = t_{p1} + t_{p2} = \frac{P_{corr1}}{V_{corr1}} + \frac{P_{corr2}}{V_{corr2}} \quad [5]$$

Onde t_p é o período de propagação, P_{corr} é a perda no diâmetro da barra ou “corrosão acumulada”, V_{corr} é a taxa de corrosão, ϕ_0 é o diâmetro inicial, ϕ_t é o final após t anos de corrosão. O fator de conversão entre V_{corr} e I_{corr} é: $V_{corr} \text{ (mm / ano)} = 0,0116 \cdot I_{corr} \text{ (}\mu\text{A / cm}^2\text{)}$. A Fig. 8 apresenta o modelo completo de vida útil (Tuutti, 1982; Andrade, 2017), tendo em vista a possibilidade de que a taxa de corrosão não seja apenas constante (linha A na Fig. 8), mas também esteja apresentando um comportamento em duas etapas: a linha B é o caso quando a corrosão diminui com o tempo e a linha C quando aumenta com o tempo (por exemplo, quando o cobrimento fatura devido à corrosão em ambiente muito úmido). Também mostra que existem várias “condições de falha” (estados limites, como fissuras do cobrimento paralelas às barras), dependendo do grau de corrosão (Andrade, 2017).

A taxa de corrosão depende da porosidade do concreto, do grau de saturação da água e da temperatura de cada ambiente local. Tomando as classes de exposição definidas na norma europeia EN 206, na Tabela 1 são apresentados os valores do V_{corr} (considerando linear seu progresso) e o tempo de umidade (W_t) com os desvios padrão esperados (CONTECVET Manual, 2001; DURACRETE, 1998). Também é dado o fator pitting, α .

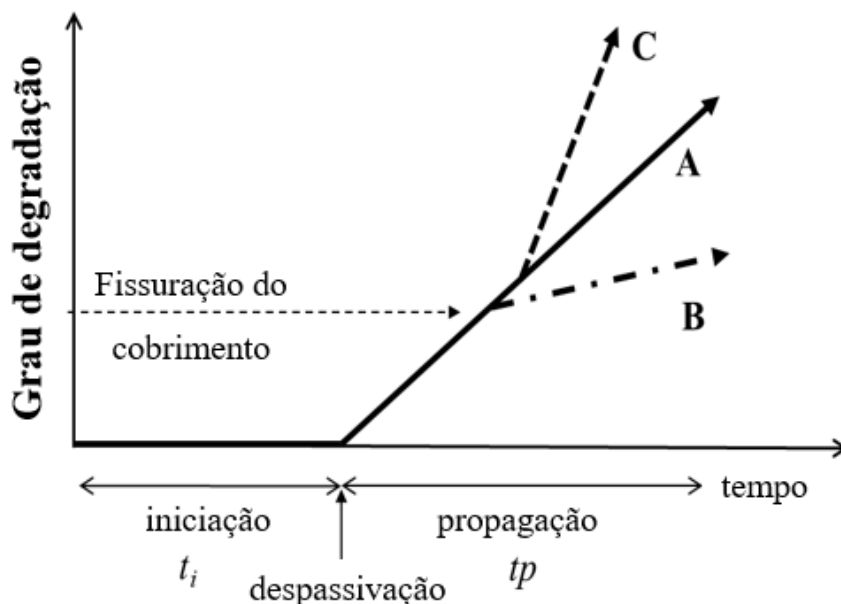


Figura 8. Modelo de vida útil com as tendências do período de propagação

Tabela 1. Valores de V_{corr} , W_t e fator de pite α de (2.3)

Classes de exposição	$V_{corr, a}$ [mm/ ano]			W_t [-]			α (factor de corrosión local)		
	Média	Des. Pad.	Distr.	Média	Des. Pad.	Distr.	Média	Des. Pad.	Distr.
Sem risco de corrosão	0								
CARBONATAÇÃO									
Protegido da chuva	0.002	.003		.5	.12	N			
No protegido	0.005	.007		.75	.20				

CLORUROS									
Úmido	.004	.006			.25		.28	.04	
Ciclos de secagem por umidade	.030	.040		.75	.20		.28	.04	
Spray marinho	.030	.040		.5	.12		.28	.04	
Submerso	Nenhuma corrosão ativa ou 0,010								
Zona das marés	.070	.100			.25	N	.28	.04	

Como o clima pode ser constante ou repetido a cada ano, a corrosão acumulada ou a profundidade de corrosão, P_{corr} , (veja a Fig. 9), que é a perda de diâmetro $P_{corr} = \Delta\phi = \phi_0 - \phi_i$, pode ser, como comentado anteriormente, linear em relação ao tempo (linha A na Fig. 8) ou pode ser considerada uma tendência de duas linhas onde a corrosão diminui com o tempo ($V_{corr1} > V_{corr2}$ - linha B) ou aumenta ($V_{corr1} < V_{corr2}$ - linha C).

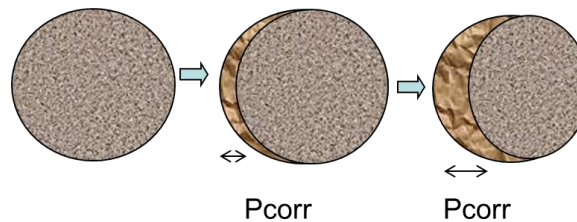


Figura 9. Evolução da perda de diâmetro P_{corr} com o avanço da frente agressiva.

Se a corrosão é localizada, existe uma dependência da profundidade máxima do pite em relação à corrosão homogênea pela qual é possível estabelecer que (Gonzalez et al, 1995, CONTECVET Manual, 2001):

$$I_{pit} = I_{corr} \cdot \alpha \quad [6] \quad \text{ou} \quad P_{pit} = P_{corr} \cdot \alpha \quad [6']$$

Onde α é o “fator de pite” (consulte a tabela 1), responsável pela profundidade máxima do pite. Ou seja, a profundidade máxima do pite é α vezes mais profunda do que se a corrosão fosse homogênea. O valor médio é $\alpha = 10$, embora possa variar no caso de ataque de cloreto de 3 a 15 vezes.

2. ESTADO LIMITE DE CORROSÃO

A evolução em direção a um projeto de durabilidade baseado em desempenho adicionou o tratamento probabilístico ao cálculo da durabilidade do concreto, conforme desenvolvido no projeto Duracrete (DURACRETE, 1998) e incorporado ao Model Code fib 2010 (MC 2010, 2012) ao tratamento convencional acima. Para o tratamento probabilístico, é definida uma Função de Estado Limite cuja formulação geral é dada a seguir como equação [7]. Uma probabilidade de falha está associada à etapa de despassivação. Portanto:

$$P\{\} = P_{dep} = P\{t_{SL} - t_{ini}\} < P_0 \quad [7]$$

Onde:

- $P\{\}$ é a probabilidade de ocorrer despassivação,
- t_{SL} é a vida útil do projeto VUP [anos],
- t_{ini} é o período de início [anos],

- P_0 é a probabilidade de falha alvo

Esta expressão geral é particularizada para cada processo de deterioração. No caso da corrosão da armadura, o estado limite tradicional considerado é o tempo para a despassivação do aço. No entanto, como mencionado, esse estado limite não atende à definição clássica de SLS das normas ISO 16204 (ISO, 2012) e ISO 2394 (ISO, 2015) para o SLS: um estado que corresponde a condições além das quais os requisitos de manutenção especificados para um a estrutura ou seus componentes não são mais satisfeitos, porque quando a corrosão começa, qualquer efeito prejudicial é produzido no nível estrutural e qualquer sinal de dano ou efeito é detectado. Todos os requisitos de manutenção continuam sendo cumpridos durante os primeiros estágios do processo de corrosão. Parece muito mais apropriada a definição de um ILS ou DLS de “estado de limite de deterioração”, dado na norma ISO 13283 (ISO, 2008) como: um estado que corresponde ao início de deterioração significativa de um componente da estrutura.

Uma consequência dessa proposta é que a confiabilidade associada à despassivação pode não ser a de um SLS típico (probabilidades de cerca de 10%), mas deve ser uma que considere as consequências apenas do início da corrosão, que são desprezíveis em geral. Essas consequências foram mencionadas anteriormente (Fig. 7) e, tendo adotado um modelo de propagação da corrosão e valores sugeridos de V_{corr} , é possível analisar o efeito do nível de deterioração nas consequências da corrosão e selecionar o nível de confiabilidade mais adequado. Além disso, o projetista deve também verificar o SLS padrão ou o ULS. O procedimento para o projeto (probabilístico completo) deve incluir brevemente:

- A identificação da possível taxa de corrosão na classe de exposição específica (consulte a tabela 1).
- O cálculo da área reduzida das barras, as propriedades reduzidas do concreto e a aderência concreto / armadura em diferentes momentos e a plotagem de um diagrama como o da Fig. 8.
- Tomado o V_{corr} selecionado e seu desvio padrão, calcule a probabilidade de atingir um $P_{corr} = 50 \mu\text{m}$ (associado a induzir uma fissura incipiente nas barras, ou seja, o DLS). Essa probabilidade de falha não deve ser de 10%, como sugerido em (MC 2010, 2012).
- O tempo de propagação assim calculado será o tempo extra adicionado ao período de iniciação como tempo de vida útil.

2.1 Exemplo: verificação da corrosão induzida por fissuras no cobrimento

Com o objetivo de descrever um exemplo, propõe-se que a corrosão induzida por fissuras no cobrimento (paralela às barras e não transversal a elas devido às cargas de flexão) seja considerada como um SLS, porque quando o cobrimento paralelo às barras está em um “estado de condição além do projeto” é alcançado da mesma maneira que quando as fissuras são transversais às barras. O estado limite da corrosão induzida por fissuração pode ser calculado conforme sugerido em MC2010 (MC 2010, 2012) através da equação [8]:

$$P\{\} = P_{crack} = P\{t_{SL} - t_{ini} - t_{prop} > 0\} < P_0 \quad [8]$$

onde: $P\{\}$ é a probabilidade de que fissuras paralelas sejam produzidas, t_{SL} é a vida útil do projeto VUP [anos], t_{ini} é o período de início [anos], t_{prop} é o período de propagação [anos], P_0 é a probabilidade de falha alvo. A Fig. 10 mostra, para fins de ilustração do exemplo, a probabilidade de fissuras do cobrimento (para perda de diâmetro da barra de $P_{corr} = 100 \mu\text{m}$ (Andrade et al. 2017) associada à fissuras do cobrimento) para vários coeficientes de difusão de cloreto (e taxas de corrosão associado à qualidade do concreto) em um elemento hipotético de 5 cm de cobrimento nominal e uma vida útil de 100 anos.

As deduções mais importantes desses números são que a probabilidade de fissuras no cobrimento não é única, mas varia com a taxa de entrada de cloretos e a taxa de corrosão. Outros parâmetros

de entrada, como o fator de envelhecimento ou o coeficiente de variação, também influenciam a probabilidade de atingir $P_{corr} = 100 \mu\text{m}$ de perda de diâmetro dentro do período de vida útil. Vale notar que, logicamente, a probabilidade de fissuras no cobrimento ao atingir $100 \mu\text{m}$ de perda de diâmetro é menor, pois o concreto é de maior qualidade, pois a despassivação será produzida posteriormente. Inversamente, concretos de menor qualidade mostram que uma probabilidade mais alta é encontrada no final da vida útil alvo. Portanto, não é possível estabelecer um valor único como uma probabilidade de falha única, mas dependeria da qualidade do concreto. O fato de que a confiabilidade depende da estrutura é geral e é por isso que o formato semi-probabilístico com “fatores de segurança” gerais é o método normal nas normas existentes. Para atender a um fator de segurança específico, numerosos casos e suas consequências econômicas precisam ser analisados, a fim de selecionar o melhor, oferecendo a maior segurança ao menor custo.

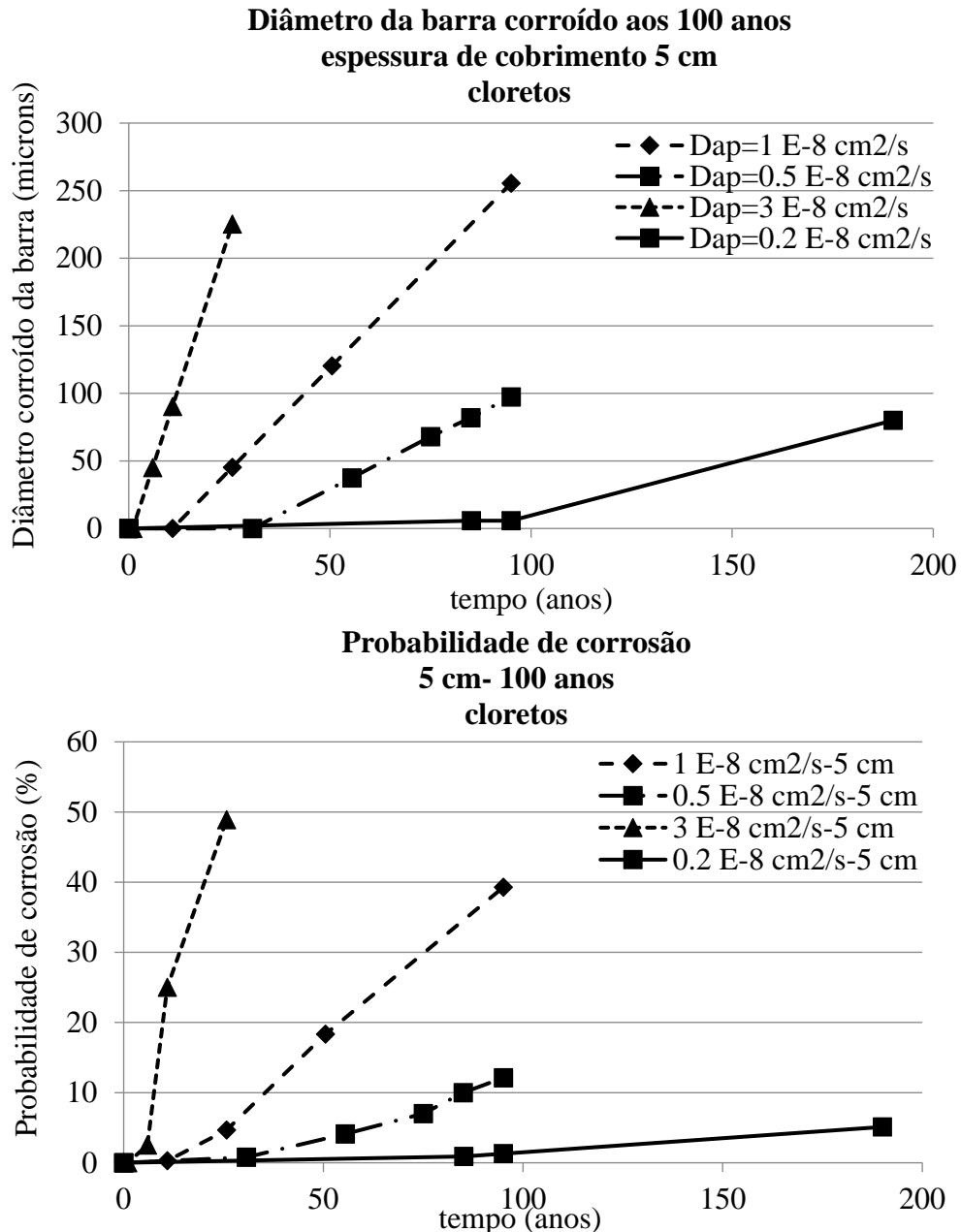


Figura 10. Na parte superior é dado tempo para atingir $P_{corr} = 100 \mu\text{m}$ de perda de diâmetro para vários D_{ap} , Cl. Na parte inferior é dada a probabilidade de falha que é diferente, dependendo do valor de D_{ap} , Cl e da taxa de corrosão associada.

2.1 Verificação do ELU

A metodologia de cálculo do ELU é semelhante à de cálculo para o DLS ou SLS através da determinação da corrosão acumulada, P_{corr} , da parte externa da armadura (Fig. 9) e a consideração da correspondente perda geral ou localizada da seção. Então, a partir da seção reduzida da barra e da aderência aço/concreto, a perda na capacidade de carga da seção de concreto poderá ser recalculada. Está fora do presente trabalho uma explicação detalhada. Essa explicação detalhada pode ser encontrada no Manual Contecvet (Manual CONTECVET, 2001) e nos relatórios publicados do projeto Duracrete (DURACRETE, 1998).

3. CONCLUSÕES

Apesar dos progressos realizados no cálculo da vida útil nos últimos 20 anos e da publicação de modelos no MC2010 (MC 2010, 2012), ainda existem inúmeras incertezas e as previsões aos 100 anos não são precisas o suficiente. No presente trabalho, tentou-se propor alguns avanços em relação ao conhecimento atual. Esses são:

- Modelo de carbonatação: a necessidade de selecionar um fator ambiental quando a estrutura é exposta ao ar livre e à chuva. Esse fator deve ser determinado com seu desvio padrão.
- Modelo de cloreto: as variações da concentração da superfície e do coeficiente de difusão devem ser levadas em consideração no modelo baseado na lei de Fick, bem como a possibilidade de que o máximo em concentração seja produzido no interior do concreto e não na sua superfície. A concentração máxima é a "força acionada" (equivalente à concentração superficial) para o avanço do perfil de cloreto.
- Propagação de corrosão: o modelo é baseado na corrosão acumulada (P_{corr}) e na taxa de corrosão (V_{corr}). Este último depende do grau de saturação da água do concreto (tempo de umidade) e da temperatura.
- Um novo estado de limite de deterioração (DLS), conforme definido pela ISO 13283, é proposto para fins de cálculos. Sua confiabilidade dependeria da importância da estrutura e das consequências da corrosão. Essa probabilidade de falha pode não ser os 10% associados até o momento da despassivação (MC 2010, 2012). Fatores de segurança gerais devem ser deduzidos e ajudar a definir a probabilidade mais adequada em combinação com a otimização econômica.
- Os Estados-limite (SLS e ULS) devem ser iguais aos de uma estrutura não deteriorada, mas considerando a redução da seção da barra, a fissura do revestimento e a perda de aderência, conforme desenvolvido no Manual Contecvet.

4. AGRADECIMENTOS

O autor agradece aos fundos fornecidos pelo Ministério da Economia, Indústria e Competitividade da Espanha. Também agradece às frutíferas discussões no comitê TG 8.3 da Comissão 8: Durabilidade da fib, e com os membros do JCSS que lidam com o “capítulo de cargas ambientais” do Model Code Probabilístico.

5. REFERÊNCIAS

- Andrade, C. (2014). *2013 W.R. Whitney Award Lecture: Probabilistic Treatment of the Reinforcement Corrosion*. Corrosion, vol. 70, No. 6. pp. 643-651, <https://doi.org/10.5006/1049>
- Andrade, C. (2017), *Reliability analysis of corrosion onset: initiation limit state*, Journal of Structural Integrity and Maintenance, Pages 200-208, <https://doi.org/10.1080/24705314.2017.1388693>
- Andrade, C., Alonso, C., Gulikers, J., Polder, R., Cigna, R., Vennesland, Ø., Salta, M., Raharinaivo, A., Elsener, B. (2004). "RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion. Recommendations Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method." Materials and Structures, 37(273): 623-643.
- Andrade, C., Alonso, C., Rodríguez, J. (1989), "Remaining service life of corroding structures", Proceedings IABSE Symposium on Durability, Lisbonne, pp. 359-363
- Andrade, C., Climent, M. A., de Vera, G. (2015), *Procedure for calculating the chloride diffusion coefficient and surface concentration from a profile having a maximum beyond the concrete Surface*, Materials and Structures 48:863–869, <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0543-4>
- Andrade, C., Díez, J. M., Cruz Alonso, A. (1997) "Mathematical modelling of a concrete surface "skin effect" on Diffusion in chloride contaminated media". Advances Cement Based Materials, vol.6 (2), 39-44. [https://doi.org/10.1016/S1065-7355\(97\)00002-3](https://doi.org/10.1016/S1065-7355(97)00002-3)
- Bakker, R. (1994), "Prediction of service life reinforcement in concrete under different climatic conditions at given cover", Corrosion and Protection of Steel in Concrete International Conference, Sheffield (U.K.), R.N. Swamy Ed.
- Bazant, Z. P. (1979), *Physical Model for steel corrosion in concrete sea structures. Theory and application*. ASCE Journal of structural Division, June- ST6-p. 14551 (1138-1153)
- CONTECVET Manual (2001), *A validated user's manual for assessing the residual life of concrete structures*, DG Enterprise, CEC. (The manual can be downloaded from the web site of www.ietcc.csic.es)
- DURACRETE (1998), *Probabilistic Performance based durability design of concrete structures*, Brite EuRam Project 95 – 1347.
- Galan I., Andrade C., Mora P., Sanjuan M. A. (2010), *Sequestration of CO2 by Concrete Carbonation*, Environ. Sci. Technol. 44, 3181–3186.
- Gonzalez J.A., Andrade C, Alonso C, Feliu S. (1995), *Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement*. Cement and Concrete Research; 25(2): 257-264.
- International Organization for Standardization (ISO) (2012), *ISO 16204-Durability — Service life design of concrete structures*.
- International Organization for Standardization (ISO) (2015), *ISO 2394- General principles of reliability for structures*.
- International Organization for Standardization (ISO) (2008), *ISO 13283- General principles on the design of structures for durability*.
- Izquierdo, D., Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M. (2004). *Potentiostatic determination of chloride threshold values for rebar depassivation Experimental and statistical study*, Electrochimica Acta, 49(17-18): 2731-2739, <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2004.01.034>
- Mangat, P. S., Molloy, B. T. (1994), *Predicting of long term chloride concentration in concrete*. Materials and Structures, 27, 338-346. <https://doi.org/10.1007/BF02473426>
- Markeset, G. (2009), *Critical chloride content and its influence on service life predictions Critical chloride content and its influence on service life predictions*, Materials and Corrosion, 60, No. 8593-596, <https://doi.org/10.1002/maco.200905288>

MC 2010 (2012), *The FIB Model Code for Concrete Structures 2010*. FIB <http://www.FIB-international.org/FIB-model-code-2010>.

Tang, L., Gulikers, J. (2007), *On the Mathematics of Time-dependent Apparent Chloride Diffusion Coefficient in Concrete*. Cement and Concrete Research, Volume 37, Issue 4, Pages 589-595, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.01.006>

Thiery, M., Villain, G., Dangla, P., Platret, G. (2007), *Investigation of the carbonation front shape on cementitious materials: Effects of the chemical kinetics*, Cement and Concrete Research, 37(7), 1047–1058, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.04.002>

Tuutti, K. (1982), “*Corrosion of steel in concrete*”, Swedish Cement and Concrete Institute (CBI) n° 4-82. Stockholm.

Painéis cimentícios reforçados com fibra sustentável contendo PCM: Desempenho mecânico e térmico

B. Y. Pekmezci^{1*} , E. Y. Tuncel² 

* Autor de Contato: pekmezci1@itu.edu.tr

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.479>

Recepção: 26/11/2019 | Aceitação: 11/02/2020 | Publicação: 30/04/2020

RESUMO

Um estudo experimental foi planejado e executado para a aplicação de PCM (phase change materials) contendo painéis cimentícios reforçados com fibra em edifícios. O objetivo da pesquisa foi melhorar o desempenho térmico dos painéis. Painéis com dimensões de 60x120x2,5 cm foram produzidos e investigações experimentais sobre o desempenho térmico e mecânico dos compósitos foram realizadas. Os compósitos contendo PCM apresentaram maior capacidade de calor latente e menor condutividade térmica. O reforço com fibras cortadas compensou a perda de resistência devido ao PCM em painéis de cimento. A energia de fratura específica dos painéis aumentou com o aumento da taxa de PCM. Os painéis cimentícios reforçados com fibra de PCM mostraram grande potencial para edifícios com eficiência energética, com propriedades térmicas e mecânicas aprimoradas.

Palavras-chave eficiência energética, PCM, compósitos cimentícios reforçados com fibra.

Citar como: Pekmezci, B. Y., Tuncel, E. Y. (2020), “*Painéis cimentícios reforçados com fibra sustentável contendo PCM: Desempenho mecânico e térmico*”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 180 – 190, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.479>.

¹ Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Istanbul Technical University, Istanbul, Turkey.

² Department of Architecture, Faculty of Architecture, Istanbul Technical University, Istanbul, Turkey.

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.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2020.

Sustainable fiber reinforced cementitious panels containing PCM: Mechanical and thermal performance

ABSTRACT

An experimental study was planned and executed for the application of Phase Change Materials (PCM) containing fiber-reinforced cementitious panels on buildings. The objective of the research was to enhance the thermal performance of the panels. Panels with the dimensions of 60x120x2.5 cm were produced and experimental investigations about the thermal and the mechanical performance of the composites were carried out. PCM containing composites showed higher latent heat capacity and lower thermal conductivity. Reinforcement with chopped fibers compensated the strength loss due to PCM in cementitious panels. Specific fracture energy of the panels increased with increase of PCM ratio. PCM containing fiber reinforced cementitious panels showed great potential for energy efficient buildings with enhanced thermal and mechanical properties.

Keywords: energy efficiency, phase change materials, fiber reinforced cementitious composites.

Paneles cementosos sostenibles reforzados con fibra que contienen PCM: Rendimiento mecánico y térmico

RESUMEN

Se planificó y ejecutó un estudio experimental para la aplicación de materiales de cambio de fase (PCM) que contienen paneles cementosos reforzados con fibra en edificios. El objetivo de la investigación fue mejorar el rendimiento térmico de los paneles. Se produjeron paneles con unas dimensiones de 60x120x2,5 cm y se llevaron a cabo investigaciones experimentales sobre el rendimiento térmico y mecánico de los compuestos. Los compuestos que contienen PCM mostraron mayor capacidad de calor latente y menor conductividad térmica. El refuerzo con fibras cortadas compensó la pérdida de resistencia debido a PCM en paneles cementosos. La energía de fractura específica de los paneles aumentó con el aumento de la relación PCM. Los paneles cementosos reforzados con fibra que contenían PCM mostraron un gran potencial para edificios energéticamente eficientes con propiedades térmicas y mecánicas mejoradas.

Palabras clave: eficiencia energética, materiales de cambio de fase, compuestos cementosos reforzados con fibra.

1. INTRODUÇÃO

O uso da energia solar tornou-se um método promissor para alcançar soluções eficientes em energia ao longo do século passado. Melhorar as propriedades térmicas dos componentes do edifício contribuirá para o uso eficiente de energia, impedindo ganho / perda de calor através da vedação do edifício. Mais conforto térmico tornou-se importante com o desenvolvimento de sistemas de painéis e vedações finas de construção devido à sua baixa massa térmica. Os PCMs são materiais favoráveis para aplicações térmicas devido à sua grande contribuição para a massa térmica de um edifício e, portanto, fornecem "inércia" contra as alterações de temperatura.

A sustentabilidade se tornou uma meta para o desenvolvimento global e para o uso efetivo de energia confiável, sustentável e moderna. Esse objetivo foi revelado entre os objetivos das Nações Unidas (ONU) 2030 (Nações Unidas, 2015; Esseghir e Khouni, 2014).

Por outro lado, o consumo de energia no mundo está aumentando significativamente. Esse aumento no consumo também está causando problemas ambientais. Nas últimas duas décadas, esse aumento chegou a 30% (Sharifi et al., 2017; Chen et al., 2017; Chwieduk et al., 2003; Papadopoulos et al., 2002; IEA, 2016).

Considerando que 60% do consumo de energia é consumido pelos edifícios devido às operações de aquecimento e refrigeração, deve-se considerar que a redução desse consumo contribuirá significativamente para o consumo global de energia. Métodos passivos de ar condicionado podem ser aplicados para reduzir o consumo de energia nos edifícios. Tecnologias passivas de ar condicionado podem ser usadas em conjunto com métodos tradicionais para criar sistemas híbridos (Geetha e Velraj, 2012; Akeiber et al., 2012).

PCMs são materiais com alta capacidade de calor latente. Com os PCMs, é possível armazenar alta quantidade de energia para controlar as alterações de calor no ambiente interno e aumentar o conforto (Mehling e Cabeza, 2008; Souayfane et al., 2016). Quando a temperatura ambiente sobe acima da temperatura de fusão dos PCMs, o PCM realiza uma conversão de fase de sólido para líquido. Durante esta conversão, o calor se acumula a altas temperaturas. Também solidifica quando a temperatura cai abaixo da temperatura de fusão da temperatura ambiente e libera o calor armazenado. Este processo evita altas alterações na temperatura ambiente. Os PCMs permanecem em uma temperatura quase constante durante as mudanças de fase para evitar o superaquecimento e o resfriamento do ambiente (Sharifi et al., 2017; Raoux e Wuttig, 2009).

Com a utilização do PCM em materiais de construção, as cargas de refrigeração e aquecimento dos edifícios podem ser reduzidas. Devido à alta capacidade de armazenamento de calor latente dos PCMs, o que significa um maior armazenamento de calor por unidade de volume do que outros materiais de construção (Sharma et al., 2009), a inércia térmica do edifício que utiliza materiais de construção integrados ao PCM será maior (Singh Rathore et al., 2020). A microencapsulação, que é o processo de envolver as partículas do tamanho de micron de sólidos, líquidos e gases em uma concha inerte, é um dos métodos que pode ser usado para integrar o PCM a outros materiais. Os PCMs microencapsulados têm sido utilizados em muitas pesquisas para melhorar o desempenho térmico dos materiais de construção (Barreneche et al., 2013; Arce et al., 2012; Thiele et al., 2015, Su et al., 2012; Borreguero et al. 2014; Li et al., 2019; Tuncel e Pekmezci, 2018). Embora exista uma conclusão comum sobre o sucesso dos PCMs na melhoria do desempenho térmico, seus efeitos nas propriedades mecânicas dos materiais de construção nos quais estão integrados ainda precisam de um exame mais aprofundado para aplicações confiáveis.

2. ESTUDO EXPERIMENTAL

Neste estudo, experimentos foram realizados para determinar as propriedades mecânicas e térmicas de painéis compostos de cimento contendo PCM. A extrusão por calandras, que é um método de produção sustentável, tem sido usada na produção de painéis. Painéis com teor de PCM de 2,5% e 5% e painéis que não contêm PCM (0%) foram produzidos usando o sistema de extrusão por calandra. A representação esquemática do sistema de produção de painéis de cimento reforçado com fibra de extrusão por calandras é apresentada na Fig. 1.

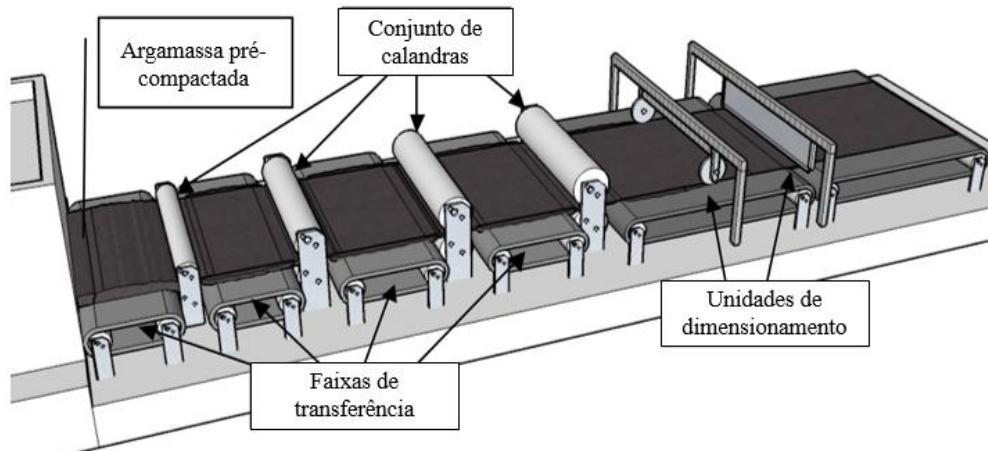


Figura 1. Perspectiva da linha de extrusão por calandras (Pekmezci, 2015).

As dimensões das amostras produzidas foram 60x120x2,5cm. As condições ambientais eram de 18 °C de temperatura e 65% de umidade relativa. As amostras de painel produzidas foram levadas às dimensões necessárias para o estudo experimental e os ensaios foram realizados. Fibras de vidro discretas foram utilizadas na produção de compósitos. Os ensaios foram realizados à temperatura ambiente de 18 °C.

O cimento era cimento branco obtido na fábrica de cimento Cimsa Turquia. Um superplastificante à base de policarboxilato, obtido da SIKA Turkey, foi utilizado para a produção de amostras. As propriedades do cimento branco Cimsa são apresentadas na Tab. 1. Os fios de vidro cortado CEM-FIL Anti-Crak HP 74/12 foram usados como reforço. As propriedades das fibras fornecidas pelo fabricante são apresentadas na Tab. 2. As propriedades do PCM (fornecidas pelo fabricante) são apresentadas na Tab. 3.

Tabela 1. Propriedades do cimento

Propriedade	Valor
Tempo de pega, inicial (minutos)	115
Le chatelier abertura (mm)	1.0
Resistência à compressão, 2 dias, MPa	37.0
Resistência à compressão, 28 dias, MPa	60.0
SO ₃ (%)	3.45
Resíduo insolúvel (%)	0.16
Perda ao fogo (%)	3.10
Cl ⁻ (%)	0.011

Tabela 2. Propriedades da fibra de vidro.

Comprimento da fibra	12 mm
Taxa dimensional (comprimento / diâmetro)	74
Diâmetro do filamento	14 - 19 µm
Perda ao fogo (%) (ISO 1887 : 1995)	0.80 - 2.00
Mistura (%) (ISO 3344 : 1997)	0.50 máx
Massa específica	2.68 g/cm ³
Material	Vidro álcali-resistente
Resistência química	Muito alta
Módulo de elasticidade	72 GPa
Resistência à tração	1700 MPa

Tabela 3. Propriedades do PCM

Tipo de produto	Em pó
Ponto de fusão (aprox. em °C)	23
Capacidade total de armazenamento (aprox. em kJ/kg)	135
Capacidade de calor latente (aprox. em kJ/kg)	100

Na concepção dos painéis compostos, foram utilizadas duas quantidades diferentes de PCM (2,5% e 5,0% da massa total). Uma mistura simples que não incluía PCM também foi produzida para comparação. Em todas as misturas, a proporção de fibras foi utilizada como 2% do volume total. A relação água/cimento foi mantida em 0,40. A trabalhabilidade das misturas, adequada para extrusão por calandras, foi fornecida por superplastificante e modificador de viscosidade. As proporções das misturas utilizadas no estudo são apresentadas na Tab. 4.

Tabela 4. Traços.

Traço #	Cimento kg/m ³	Areia kg/m ³	Relação água/cimento	PCM (% m. total)	Fibra de vidro (% total vol.)	Aditivo WR (% m. cimento)
I	666	1332	0.4	-	2	2
II	617	1234	0.4	2,5	2	2
III	577	1154	0.5	5	2	2

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Condutividade térmica e propriedades mecânicas

Os ensaios de condutividade térmica foram conduzidos de acordo com a ISO 8301: 1991 usando um aparelho de medidor de fluxo de calor (Ahlborn) em compósitos planos e PCM. A Fig. 2 mostra a configuração do ensaio de condutividade térmica. Amostras com dimensões de 350 x 350 x 25 mm foram utilizadas para as medições de condutividade térmica e mantidas em água de cal saturada à temperatura de 21 ± 1 °C por 28 dias. As amostras foram secas a 60 °C até atingirem massa constante para evitar qualquer erro de ensaio à base de umidade. Os ensaios começaram quando a amostra chegou à temperatura ambiente. A determinação da condutividade térmica foi realizada em uma condição de estado estacionário com uma temperatura média de + 10 °C no centro da seção transversal da amostra.



Fig. 2. Configuração do ensaio de condutividade térmica.

A condutividade térmica dos painéis foi de 0,33 W/mK, 0,31 W/mK e 0,29 W/mK para painéis incluindo 0%, 2,5% e 5% de PCM por massa total, respectivamente. Embora a proporção de PCM leve a uma alteração nos valores de condutividade térmica, essa alteração não é significativa quando avaliada do ponto de vista do isolamento térmico.

As propriedades mecânicas dos compósitos foram baseadas no ensaio de resistência à compressão uniaxial de 28 dias e no ensaio de flexão de quatro pontos de viga simples. Ensaio de resistência à compressão foram realizados em amostras de cubo de 40 mm. Para ensaios de flexão, foram utilizadas amostras de vigas de 45 mm de largura e 25 mm de altura. O comprimento da viga era de 350 mm, enquanto o comprimento do vão era de 300 mm. Uma máquina de ensaio de circuito fechado (MTS Criterion 5500) foi usada em ambos os ensaios e as curvas de deflexão de carga foram geradas nos ensaios de flexão. Os valores específicos de energia de fratura (W_f) das amostras também foram determinados de acordo com a recomendação do Comitê Técnico RILEM 50-FMC (RILEM TCS, 1985). Os ensaios foram conduzidos a 18 °C. Cinco amostras individuais foram ensaiadas para cada grupo.

A Fig. 3 mostra os resultados do ensaio de resistência à compressão. Fica claro na Fig. que, à medida que a taxa de PCM aumenta, a resistência à compressão da matriz diminui. Quando a variação dos valores da resistência à compressão com as taxas de PCM da matriz é examinada, a resistência à compressão da matriz diminui 7,5% e 10% quando o PCM é usado em 2,5% e 5%, respectivamente.

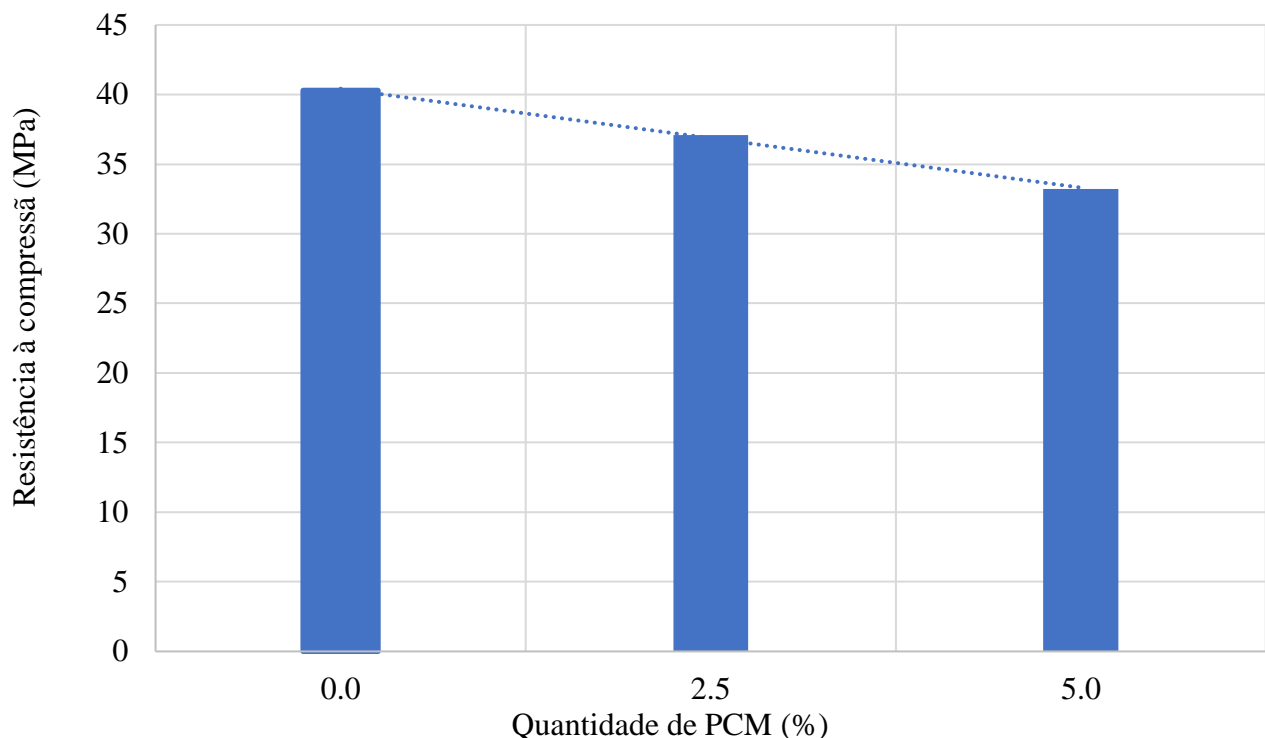


Figura 3. Relação da resistência à compressão com a taxa de PCM dos painéis.

A Fig. 4 mostra a variação dos valores de resistência à flexão com a quantidade de PCM. É claro que as resistências de flexão diminuem à medida que a quantidade de PCM na mistura aumenta. Quando a quantidade de PCM é de 2,5% e 5%, as resistências de flexão diminuem em 7% e 13%, respectivamente.

A Fig. 5 mostra a variação de valores específicos de energia de fratura com a quantidade de PCM. Os valores específicos da energia de fratura aumentam à medida que a quantidade de PCM da mistura aumenta em contraste com os valores de resistência. O aumento específico da energia de

fratura foi de 31% e 40% para taxas de PCM de 2,5 e 5%, respectivamente. Este aumento em valores específicos de energia de fratura pode ser atribuído a um aumento na capacidade de deformação. À medida que a quantidade de PCM na mistura aumenta, a ductilidade dos compósitos também aumenta devido ao valor específico da energia de fratura.

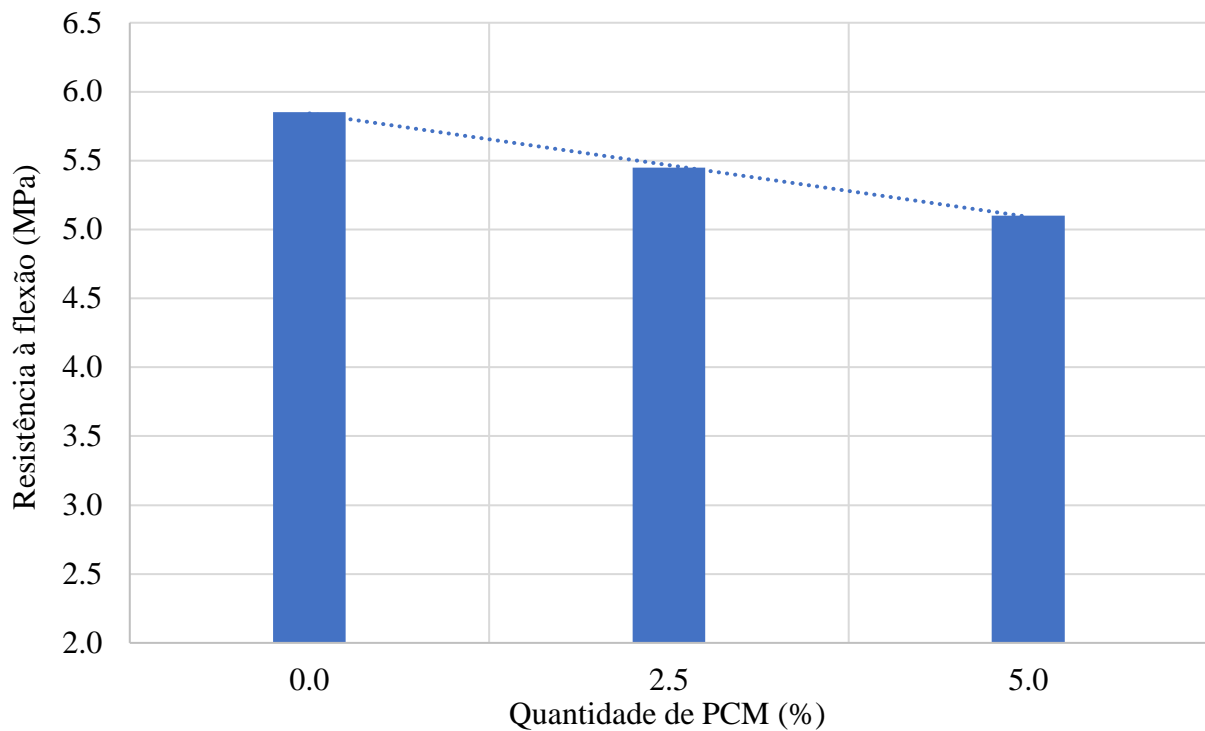


Figura 4. Relação da resistência à flexão com a taxa de PCM dos painéis.

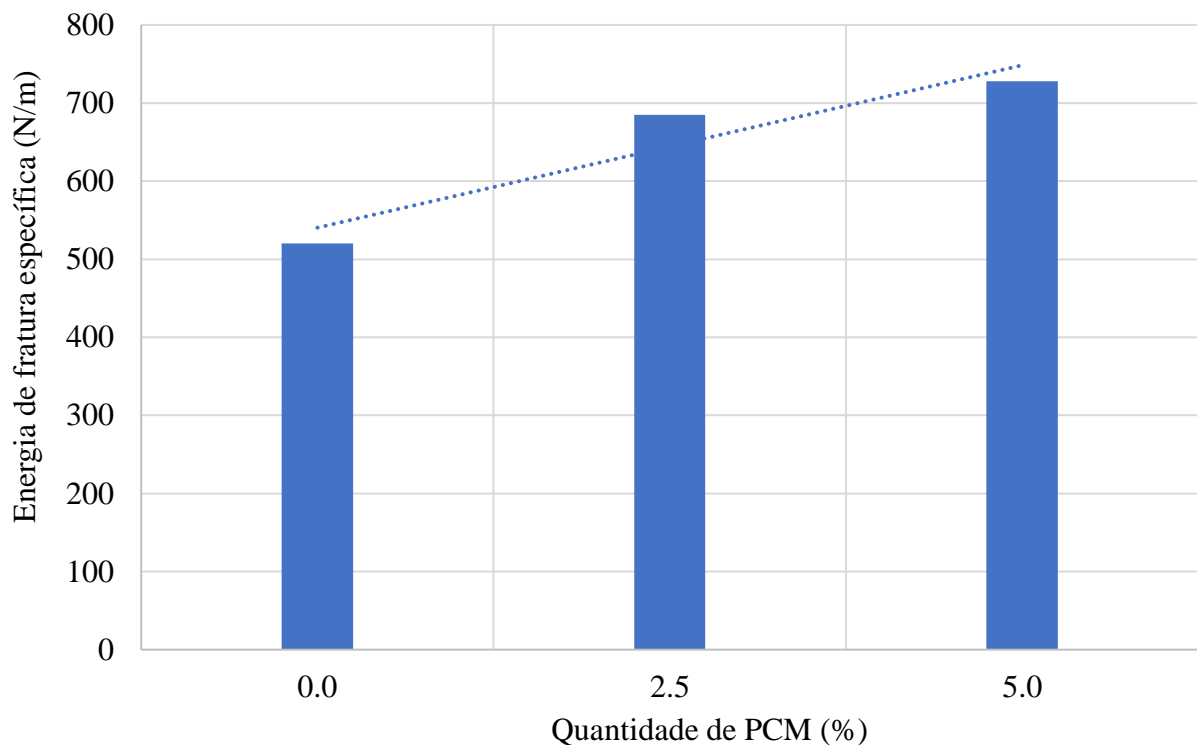


Figura 5. Relação de energia específica de fratura com a taxa de PCM dos painéis.

3.1 Microestrutura

A micrografia do PCM microencapsulado na matriz de cimento é mostrada na Fig. 6. Quando olhamos para a Fig. 6, pode-se dizer que o PCM microencapsulado fornece boa ligação com a matriz de cimento e não há fissuras na interface. No entanto, observa-se que o PCM mantém sua forma esférica. Isso mostra que PCMs microencapsulados durante a mistura, processamento e cura podem ser usados sem deterioração.

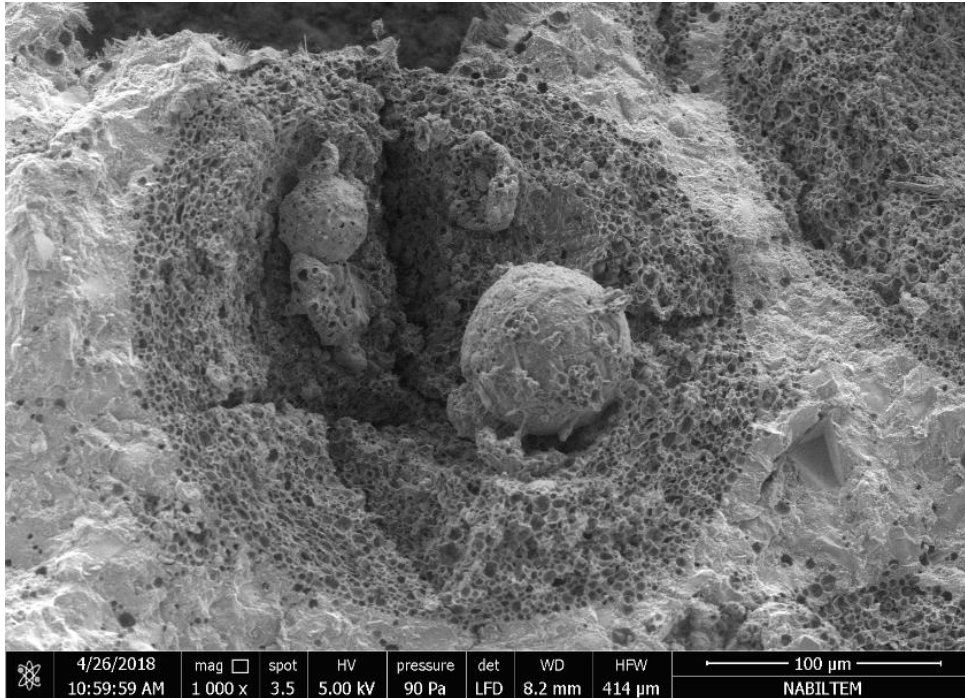
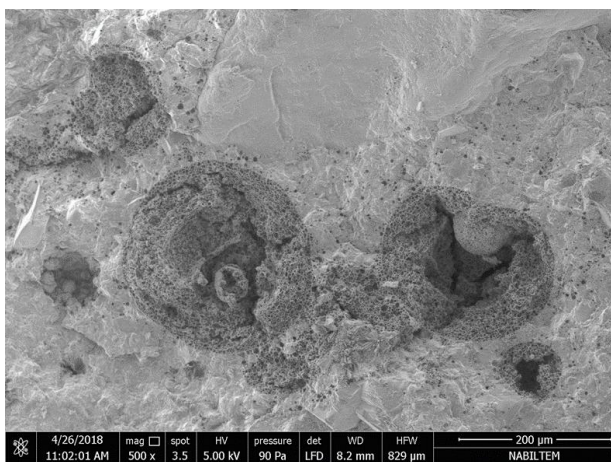


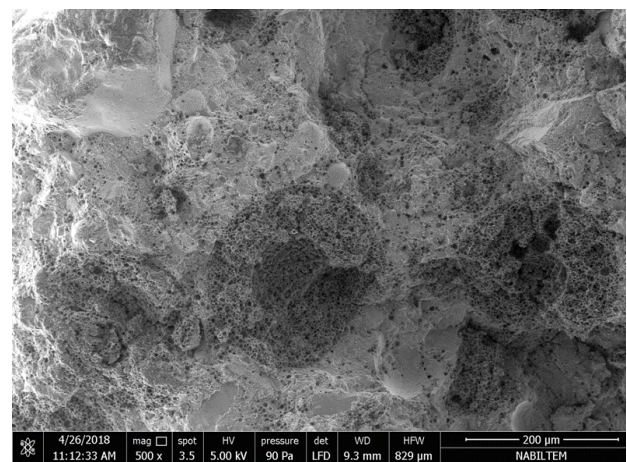
Fig. 6. PCM microencapsulado em matriz de cimento.

Na Fig. 7, a distribuição de PCMs microencapsulados na matriz cimentícia é mostrada no caso de uso de PCM em diferentes proporções.

As Figs. 7a e 7b mostram imagens SEM de misturas contendo 2,5% e 5% de PCM, respectivamente. É claro que os PCM microencapsulados são colocados mais próximos uns dos outros com 5% de uso, mas as cápsulas de PCM não se tocam enquanto preservam a integridade da fase da argamassa entre eles.



(a) 2.5% PCM



(b) 5.0% PCM

Figura 7. Distribuição de PCM microencapsulada na matriz cimentícia

3.2 Desempenho do armazenamento térmico

As paredes internas de duas salas de tamanho equivalente foram cobertas com as amostras produzidas no painel e as mudanças de temperatura nas salas foram monitoradas. Painéis sem PCM foram aplicados a uma das salas, enquanto amostras de painéis contendo PCM contendo 5% foram aplicadas à outra sala. Para obter o melhor desempenho do PCM, foram realizadas medições nas salas equivalentes, com volume de 50 m³ construído no prédio principal do laboratório. O ar condicionado do laboratório principal foi desligado por quatro dias durante as férias e a temperatura no laboratório principal foi deixada flutuar dependendo das condições naturais. Nesse processo, a temperatura máxima no laboratório atingiu 28 °C durante o dia e a temperatura mínima permaneceu em 15 °C durante a noite. A flutuação máxima na sala foi medida como 3 °C na sala onde foram utilizados painéis sem PCM, enquanto 1 °C foi observada na sala onde foram utilizados painéis incluindo PCM.

4. CONCLUSÕES

Dentro do escopo deste estudo experimental, as seguintes conclusões podem ser tiradas;

- Os painéis compostos de cimento, incluindo PCMs, são promissores em termos de propriedades mecânicas. Embora o uso do PCM cause diminuição nos valores de resistência, essa redução não é dramática para impedir o uso dos painéis compostos in situ. Além disso, o uso do PCM ajuda a aumentar os valores específicos de energia de fratura.
- Embora a proporção de PCM utilizada leve a uma alteração nos valores de condutividade térmica, essa alteração não é significativa quando avaliada do ponto de vista do isolamento térmico.
- A flutuação máxima na sala foi medida como 3 °C na sala onde foram utilizados painéis sem PCM, enquanto 1 °C foi observada na sala onde foram utilizados painéis incluindo PCM.

5. REFERÊNCIAS

- Akeiber, H., Nejat, P., Majid, M.Z.A, Wahid, M.A., Jomehzadeh, F., Famileh, I.Z., Calautit, J.K., Hughes, B.R., Zaki, S.A. (2016). *A review on phase change material (PCM) for sustainable passive cooling in building envelopes*. Renewable and Sustainable Energy Reviews. 60:1470–1497. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2016.03.036>.
- Arce, P., Castellón, C., Castell, A., Cabeza, L. F. (2012). *Use of microencapsulated PCM in buildings and the effect of adding awnings*. Energy and Buildings. 44: 88–93. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2011.10.028>.
- Barreneche, C., Navarro, M. E., Fernández, A. I., Cabeza, L. F. (2013). *Improvement of the thermal inertia of building materials incorporating PCM. Evaluation in the macroscale*. Applied Energy. 109: 428–432. <https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2012.12.055>.
- Borreguero, A. M., Serrano, A., Garrido, I., Rodríguez, J. F., Carmona, M. (2014). *Polymeric-SiO₂-PCMs for improving the thermal properties of gypsum applied in energy efficient buildings*. Energy Conversion and Management. 87: 138–144. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2014.07.027>.
- Chen, B., Yang, Q., Li, J. S., Chen, G. Q. (2017). *Decoupling analysis on energy consumption, embodied GHG emissions and economic growth — The case study of Macao*. Renewable and Sustainable Energy Reviews. 67: 662–672. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2016.09.027>.
- Chwieduk, D. (2003). *Towards sustainable-energy buildings*. Applied Energy 76 (1–3): 211–217. [https://doi.org/10.1016/S0306-2619\(03\)00059-X](https://doi.org/10.1016/S0306-2619(03)00059-X).

- Esseghir, A.; Khouni, L.H. (2014). *Economic growth, energy consumption and sustainable development: The case of the Union for the Mediterranean countries*. Energy. 71: 218-225. <https://doi.org/10.1016/j.energy.2014.04.050>.
- Geetha, N. B.; Velraj, R. (2012). *Passive cooling methods for energy efficient buildings with and without thermal energy storage – A review*. Energy Education Science and Technology Part A: Energy Science and Research. 29(2): 913-946.
- International Energy Agency, IEA, (2016). *IEA Headline Energy Data*, <https://www.iea.org>, last accessed: 12.02.2017.
- Li, C., Yu, H., Song, Y., Liu, Z. (2019). *Novel hybrid microencapsulated phase change materials incorporated wallboard for year-long year energy storage in buildings*. Energy Conversion and Management. 183: 791–802. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2019.01.036>.
- Mehling, H.; Cabeza, L.F. (2008), *Heat and Cold Storage with PCM: An up to Date Introduction in to Basics and Applications*, Springer, Berlin, Heidelberg. 308 pp. ISBN: 978-3-540-68556-2, e-ISBN: 978-3-540-68557-9. <https://doi.org/10.1007/978-3-540-68557-9>.
- Papadopoulos, A. M.; Theodosiou, T. G.; Karatzas, K.D. (2002). *Feasibility of energy savingrenovation measures in urban buildings: the impact of energy prices and theacceptable pay back time criterion*. Energy and Buildings 34(5):455–466. [https://doi.org/10.1016/S0378-7788\(01\)00129-3](https://doi.org/10.1016/S0378-7788(01)00129-3).
- Pekmezci, B.Y., *Utility of Colloidal Nano-silica in Processing of Fiber Reinforced Cementitious Composites*. Sobolev, K. and Shah S. P. Editors. Nanotechnology in Construction Proceedings of NICOM5, Springer. pp. 501-506. ISBN: 978-3-319-17087-9 eISBN: 978-3-319-17088-6. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-17088-6>
- Raoux, S., Wuttig, M. (Eds.) (2009). *Phase Change Materials: Science and Applications*, Springer, 446 pp. ISBN: 978-0-387-84873-0, e-ISBN: 978-0-387-84874-7. <https://doi.org/10.1007/978-0-387-84874-7>.
- RILEM TCS, (1985). *Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams*. Materials and Structures, 18(106): 285-290. <https://doi.org/10.1007/BF02472918>.
- Sharifi, N. P., Shaikh, A. A. N., Sakulich, A. R. (2017), *Application of phase change materials in gypsum boards to meet building energy conservation goals*. Energy and Buildings. 138:455–467. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2016.12.046>.
- Sharma, A., Tyagi, V. V., Chen, C. R., Buddhi, D. (2009). *Review on thermal energy storage with phase change materials and applications*. Renewable and Sustainable Energy Reviews, 13(2): 318–345. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2007.10.005>.
- Singh Rathore, P.K., Shukla, S.K., Gupta, N.K. (2020). *Potential of microencapsulated PCM for energy savings in buildings: A critical review*. Sustainable Cities and Society. 53. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2019.101884>.
- Souayfane, F., Fardoun, F., Biwole, P.H. (2016). *Phase change materials (PCM) for cooling applications in buildings: A review*. Energy and Buildings. 129:396–431. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2016.04.006>.
- Su, J. F., Wang, X. Y., Wang, S. B., Zhao, Y. H., Huang, Z. (2012). *Fabrication and properties of microencapsulated-paraffin/gypsum-matrix building materials for thermal energy storage*. Energy Conversion and Management. 55: 101–107. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2011.10.015>.
- Thiele, A. M., Jamet, A., Sant, G., Pilon, L. (2015). *Annual energy analysis of concrete containing phase change materials for building envelopes*. Energy Conversion and Management. 103: 374–386. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2015.06.068>.
- Tuncel, E. Y., Pekmezci, B. Y. (2018). *A sustainable cold bonded lightweight PCM aggregate production: Its effects on concrete properties*. Construction and Building Materials. 181: 199-216. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.269>.

United Nations, (2015), *Resolution adopted by the General Assembly on 25 September 2015*, General Assembly A/Res/70/1, Transforming our world: the 2030 Agenda for Sustainable Development. Seventieth session, 21 October 2015, pp. 35.
https://www.un.org/ga/search/view_doc.asp?symbol=A/RES/70/1&Lang=E
https://www.un.org/en/development/desa/population/migration/generalassembly/docs/globalcompact/A_RES_70_1_E.pdf

Efeitos físicos e químicos do filler calcário na hidratação de pasta de cimento e argamassa curadas à vapor

M. Aqel¹. D. K. Panesar^{2*} 

* Autor de Contato: d.panesar@utoronto.ca

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.481>

Recepção: 26/11/2019 | Aceitação: 12/02/2020 | Publicação: 30/04/2020

RESUMO

O objetivo do artigo é dissociar os efeitos físicos e químicos do material filler calcário (FC), quando usado como substituição do cimento. Os efeitos foram dissociados usando FC quimicamente inerte (brucita $Mg(OH)_2$). As amostras de pasta e argamassa foram curadas a vapor por 16 h a 55°C. O calor de hidratação, a análise térmica, a difração de raios-x e a resistência à compressão foram avaliados às 16 h e aos 28 dias. O FC pode afetar adversamente as propriedades através do efeito de diluição. No entanto, a nucleação heterogênea compensa o efeito de diluição em 16 h, enquanto a produção de mono-carboaluminato compensa o efeito de diluição em 16 h e 28 dias. O estudo pode ser ampliado considerando uma faixa de temperatura mais ampla. A originalidade reside no método de dissociar os efeitos físicos e químicos. Efeitos mensuráveis da contribuição física e química da FC são evidentes nas propriedades mecânicas e de transporte de material.

Palavras-chave filler calcário; resistência a compressão; nucleação heterogênea; diluição.

Citar como: Aqel, M., Panesar, D. K. (2020), “Efeitos físicos e químicos do filler calcário na hidratação de pasta de cimento e argamassa curadas à vapor”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 191 – 205, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.481>

¹ Concrete Engineer, Materials Engineering and Research Office, Ministry of Transportation Ontario, Canada.

² Professor, Department of Civil and Mineral Engineering, University of Toronto, Canada.

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 Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2020.

Physical and chemical effects of limestone filler on the hydration of steam cured cement paste and mortar

ABSTRACT

The aim of the paper is to decouple the physical and chemical effects of limestone filler (LF), when used as a cement replacement. The effects were decoupled using LF and a chemically inert material (brucite $Mg(OH)_2$). Paste, and mortar specimens were steam cured for 16 hours at $55^\circ C$. The heat of hydration, thermal analysis, x-ray diffraction, and compressive strength, were evaluated at 16 hours and at 28 days. LF can adversely affect the properties through dilution effect. However, heterogeneous nucleation compensates for the dilution effect at 16 hours while the production of mono-carboaluminate compensates for the dilution effect at 16 hours and 28 days. The study could be broadened by considering a wider temperature range. The originality lies in the method of decoupling the physical and chemical effects. Measurable effects of the physical and chemical contribution of LF are evident on the mechanical and transport material properties.

Keywords: limestone filler; compressive strength; heterogeneous nucleation; dilution.

Efectos físicos y químicos del relleno de piedra caliza sobre la hidratación de la pasta y el mortero de cemento curados al vapor

RESUMEN

El objetivo del documento es desacoplar los efectos físicos y químicos del relleno de piedra caliza (LF), cuando se usa como reemplazo de cemento. Los efectos se desacoplaron usando LF y un material químicamente inerte (brucita $Mg(OH)_2$). Las muestras de pasta y mortero se curaron con vapor durante 16 horas a $55^\circ C$. El calor de hidratación, el análisis térmico, la difracción de rayos X y la resistencia a la compresión se evaluaron a las 16 horas y a los 28 días. LF puede afectar negativamente las propiedades a través del efecto de dilución. Sin embargo, la nucleación heterogénea compensa el efecto de dilución a las 16 horas, mientras que la producción de monocarboaluminato compensa el efecto de dilución a las 16 horas y 28 días. El estudio podría ampliarse considerando un rango de temperatura más amplio. La originalidad radica en el método de desacoplamiento de los efectos físicos y químicos. Los efectos medibles de la contribución física y química de LF son evidentes en las propiedades mecánicas y del material de transporte.

Palabras llave: relleno de piedra caliza; fuerza compresiva; nucleación heterogénea; dilución.

1. INTRODUÇÃO

A produção global de cimento foi estimada em 4,0 bilhões de toneladas em 2013, devido ao fato de que o concreto é o segundo material mais consumido na terra após a água (U.S. Geological Survey 2014, European Federation for Precast Concrete 2014). A produção de cimento tem um impacto ambiental significativo, uma vez que é responsável por 7% de emissão mundial de CO_2 sintéticas (Benhelal et al. 2013). Isso se deve ao fato de que uma tonelada de cimento produz aproximadamente 900 kg de CO_2 , dos quais 450 kg são produzidos a partir da decomposição de matérias-primas e 360 kg a partir da queima de combustível (Benhelal et al. 2013). Substituir cimento por materiais cimentícios ou fillers suplementares, como o filler calcário (FC), tem sido uma abordagem para reduzir o impacto ambiental negativo do concreto (Mohammadi and South 2016). Além disso, o FC pode reduzir o custo da produção de cimento. Isso se deve principalmente ao custo relativamente baixo do FC em comparação com clínquer de cimento (Celik et al. 2015). O FC foi aceito como uma substituição do cimento por muitas normas ao redor do mundo. Por exemplo, o uso de calcário intermediário como substituto do cimento é aceito em muitas normas

na Europa desde 1960, na Canadian Standard Association (CSA) em 1983 e na ASTM C150 em 2004. No entanto, todas essas normas estabeleceram um teor máximo de calcário intermediário, que varia de 5% a 15% (Tennis et al. 2011, Hooton et al. 2007).

Na substituição do cimento, o FC influencia o comportamento do cimento através de efeitos físicos e químicos. O efeito físico é causado por (i) modificação da distribuição granulométrica, (ii) diluição e (iii) nucleação heterogênea. A modificação da distribuição granulométrica e a nucleação heterogênea podem melhorar as propriedades do concreto, enquanto a diluição tem efeito adverso. O efeito químico do FC é causado pela reação química entre FC com monossulfato e hidrato de aluminato de cálcio no sistema do cimento hidratado.

1.1 Efeito físico do FC

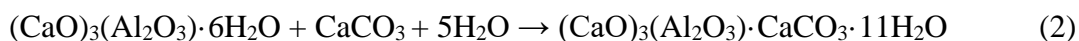
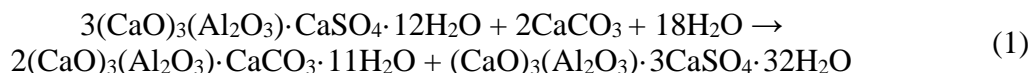
(i) A modificação da distribuição do tamanho de partícula devido à presença de FC é atribuída principalmente à sua dureza relativamente menor em comparação ao cimento, e quando moído, produz uma distribuição mais ampla do tamanho de partícula (Gao 2012, Sellevold et al. 1982). Isso permite que o FC melhore a distribuição granulométrica quando adicionado ao cimento (Sellevold et al. 1982). Além disso, o FC pode diminuir a demanda de água ao substituir parte da água nos vazios. Essa água fornece redução adicional no atrito entre partículas sólidas e, assim, melhora a trabalhabilidade (Hawkins et al. 2003). No entanto, esse efeito pode ser mascarado pela maior adsorção de água quando a finura do FC aumenta (Schmidt 1992). Quando as partículas de FC são mais finas do que o cimento, FC pode reduzir a mistura de concreto através de adsorção de água em níveis de substituição superiores a 5%. A um nível de substituição inferior a 5%, a mistura só é influenciada pela área superficial do cimento (Moir e Kelham 1993).

(ii) O efeito de diluição ocorre quando o teor de cimento é reduzido devido à substituição do cimento por FC (Irassar 2009). A redução no teor de cimento diminui os produtos de hidratação e, portanto, afeta adversamente a resistência à compressão em idades iniciais e avançadas, porosidade e a permeabilidade do concreto. O efeito da diluição mascara qualquer outro efeito de FC em um nível de reposição superior a 5%. Abaixo de 5%, o efeito de diluição é minimizado (Tsivilis et al. 2003). Embora a diluição influencie as propriedades do sistema de cimento em todas as idades, ela é observada principalmente após 3 dias (Kenai et al. 2004). Antes de 3 dias, uma porção do efeito de diluição é compensada pelo efeito heterogêneo de nucleação do FC.

(iii) Parte dos produtos de hidratação precipita na superfície das partículas de FC (Irassar 2009). Este efeito depende principalmente da finura do FC. O aumento da finura de FC aumenta os locais de nucleação para a precipitação dos produtos de hidratação (Ezziane et al. 2010). Isso acelera o processo de hidratação do cimento e resulta em um ganho mais rápido de resistência nas idades iniciais (Irassar 2009). Além disso, a área superficial do FC acomodará alguns dos produtos de hidratação, o que reduz a espessura dos produtos de hidratação que revestem as partículas de cimento não hidratadas (Lin e Meyer 2009). Isso permite que a parte interna das partículas de cimento não hidratadas se hidrate mais cedo e, assim, acelere o processo de hidratação.

1.2 Efeito químico do FC

A interação química entre FC e outros produtos de hidratação foi debatida. No entanto, trabalhos de pesquisa nos últimos 20 anos provaram que o FC não é um material quimicamente inerte, mas sim um material parcialmente reativo (Hooton et al. 2007, Hawkins et al. 2003). O FC reage com o monossulfato $((\text{CaO})_3(\text{Al}_2\text{O}_3) \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O})$ e o hidrato de aluminato de cálcio $((\text{CaO})_3(\text{Al}_2\text{O}_3) \cdot 6\text{H}_2\text{O})$ para formar o mono-carboaluminato de cálcio $(3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 11\text{H}_2\text{O})$, como apresentado nas Equações 1 e 2 (Kakali et al. 2000, Bentz 2006, Kuzel et al. 1996). As reações entre FC e monossulfato e hidrato de aluminato de cálcio ocorrem após a exaustão dos íons sulfato no sistema (Wang 2010). Além disso, a finura do FC influencia essas reações; quanto maior a finura do FC, mais FC é consumido nessas reações (Hooton et al 2007).



A influência do FC nas propriedades do concreto curado à temperatura ambiente (i.e., 23°C) tem sido bastante relatada na literatura (Hooton et al. 2007, Hawkins et al. 2003, Irassar 2009). No entanto, os resultados na literatura geralmente variam e, em muitos casos, contradizem. Essa contradição é evidente nos resultados de trabalhabilidade, propriedades mecânicas e desempenho de durabilidade (Tennis et al. 2011, Ramezaniyanpour e Hooton 2013, Sirisawat et al. 2014). Além disso, as informações sobre a influência do FC quando o concreto é curado a vapor são limitadas. Embora a influência do FC seja causada por uma combinação de efeitos físicos e químicos, nenhuma elaboração sobre a influência de cada efeito foi relatada. Portanto, é essencial identificar a influência de cada efeito para entender como o FC interage no sistema cimentício e otimizar o uso do FC em aplicações pré-moldadas/protendidas.

O objetivo deste artigo é dissociar os efeitos físicos e químicos do FC em sistemas de pasta e argamassa. Isso foi alcançado usando FC e um material filler inerte (brucita, $\text{Mg}(\text{OH})_2$, que será referido como Mg) com distribuição granulométrica e finura semelhantes. O conceito de uso de um material inerte para avaliar o efeito de um material reativo não é novo. No entanto, nenhum trabalho de pesquisa foi realizado para utilizar esse conceito para dissociar os efeitos físicos e químicos do FC e quantificar a contribuição de cada efeito separadamente.

Mg é um material inerte por natureza, mas pode reagir quimicamente com a sílica amorfa em cinzas volantes em ambiente rico em sulfato (Zhang et al. 2014, Moore et al. 2009). No entanto, essa condição na qual o Mg pode reagir quimicamente não se aplica neste estudo e, portanto, o Mg foi considerado um material inerte. O Mg foi usado para avaliar e medir os efeitos físicos combinados do FC, enquanto o FC foi usado para medir os efeitos físicos e químicos combinados. A diferença no desempenho entre as misturas de FC e Mg é atribuída à reação química do FC.

Foram avaliados os efeitos físico-químicos do FC no calor da hidratação, composição química e resistência à compressão do cubo. O calor de hidratação das pastas de cimento foi medido a 23°C e 55°C durante 72 horas, utilizando Calorimetria Isotérmica. A composição química das pastas de cimento foi medida às 16 horas (após a cura a vapor) e aos 28 dias usando análise térmica. A resistência à compressão do cubo das argamassas foi avaliada em 16 horas e 28 dias.

2.PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. Materiais

Foi utilizado cimento HE do tipo CSA, sem calcário intermediário. O cimento foi fornecido pela Lafarge Canada Inc. As propriedades físicas e químicas do cimento são apresentadas na Tabela 1. FC e Mg foram fornecidos pela Omya Canada Inc. e Aldon Corporation, respectivamente. A seleção do Mg foi baseada na reatividade química e dureza. O Mg é um material inerte e possui dureza Mohs semelhante (i.e., 3) em comparação com o FC (Moore et al. 2009, Santhanam 2013). A dureza do Mg e FC deve ser semelhante para evitar a introdução de uma nova variável nos resultados da resistência à compressão (Zhang et al. 2011). O FC apresentou uma finura de Blaine de 1125 m²/kg, tamanho médio de partícula de 3µm densidade de 2,7. O Mg fornecido apresentou uma finura de Blaine de 1450 m²/kg, tamanho médio de partícula de 4 µm e densidade de 2,4. Como a distribuição granulométrica e a finura de Blaine do FC e Mg fornecidos eram diferentes, ambos os materiais exigiram modificação na distribuição granulométrica para obter uma distribuição de granulométrica e finura de Blaine semelhantes. Esta modificação consistiu em peneirar FC e Mg usando peneiras de 10µm, 7µm, 5µm e 2µm e usar proporção igual retida em cada peneira. A peneiração foi realizada para garantir uma distribuição granulométrica semelhante

de FC e Mg. Além disso, a porção de FC que passou na peneira de 2 μm foi moída, de modo que o produto final de FC tenha uma finura de Blaine semelhante em comparação com o Mg, $1450 \pm 30 \text{ m}^2/\text{kg}$. A distribuição granulométrica do cimento, FC e Mg é apresentada na Figura 1. O agregado miúdo (areia natural) e o agregado graúdo (calcário triturado) foram fornecidos pela Dufferin Aggregates. A densidade da areia é de 2,72 e o módulo de finura de 2,84. Foi utilizado o Plastol 6400, um redutor de água de alto alcance (RAAA), fornecido pela Euclid Chemical.

Tabela 1. Propriedades químicas e físicas do cimento

Propriedades químicas e físicas	Cimento HE
SiO ₂ (%)	19.7
Al ₂ O ₃ (%)	5.0
Fe ₂ O ₃ (%)	3.3
CaO (%)	61.8
MgO (%)	2.5
SO ₃ (%)	4.1
Na ₂ O _{eq} (%)	0.7
C ₃ S (%)	54.0
C ₃ A (%)	8.0
C ₄ AF (%)	10.0
C ₂ S (%)	14.0
LOI at 1150 °C (%)	0.9
Blaine (m ² /kg)	505

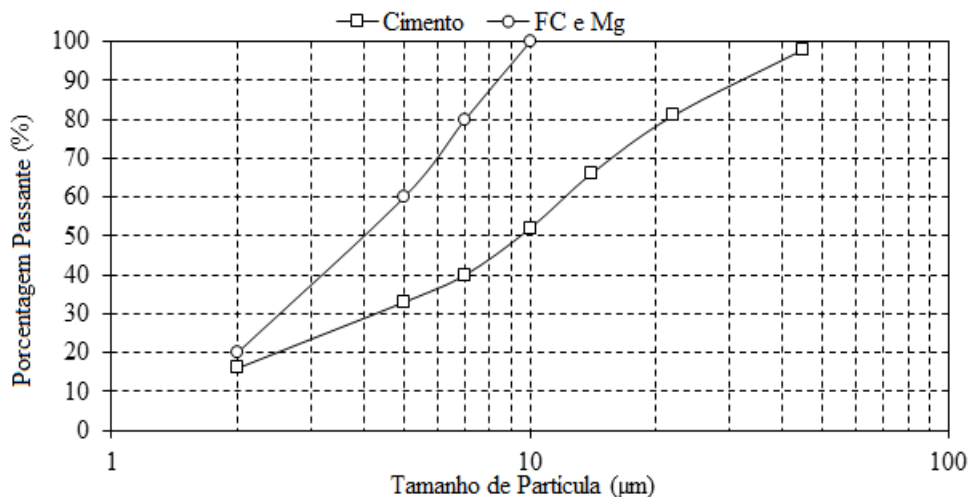


Figura 1. Distribuição granulométrica de cimento, FC e Mg

2.2. Traços

Três traços foram avaliados. Para cada traço, pastas de cimento e argamassa foram preparadas. Os detalhes dos traços são apresentados na Tabela 2 para de pasta de cimento e argamassa. FC e Mg foram utilizados para substituir 15% em peso do cimento. A relação água/cimento (a/c) foi mantida constante na pasta, argamassa e concreto em 0,34. FC e Mg não foram considerados materiais cimentícios no cálculo da relação a/c. Este processo foi realizado de acordo com a Canadian Standards Association CSA A23.1-14. O uso da relação a/c de 0,34 foi para representar um a/c normalmente usado em concreto auto-adensável (Esmailkhanian et al. 2014, Celik et al. 2015). Não foi utilizado RAAA em pastas de cimento para evitar qualquer variação no calor da hidratação ou nos resultados das análises térmicas. A relação areia/cimento nos traços de argamassa foi de 2.

Tabela 2. Detalhes dos traços de pasta de cimento e argamassa

Traço	Cimento (% por peso)	Substituição de cimento (% por peso)		Relação Areia/Cimento para argamassa	Relação a/c
		FC	Mg		
C	100	0	0	2	0,34
FC	85	15	0	2	
Mg	85	0	15	2	

2.3. Regime de cura

As amostras de pasta e argamassa foram curadas a vapor a 55°C e 95% de umidade relativa (UR) por 16 horas, conforme apresentado na Figura 2. Foi utilizada uma câmara ambiental de Cincinnati Sub-Zero de 0,45 m³. Uma temperatura máxima de cura de 55°C foi usada para evitar qualquer formação de etringita tardia (Brunetaud et al. 2006). Após a cura a vapor, as amostras foram colocadas em água saturada de cal a 23 °C até serem ensaiadas.

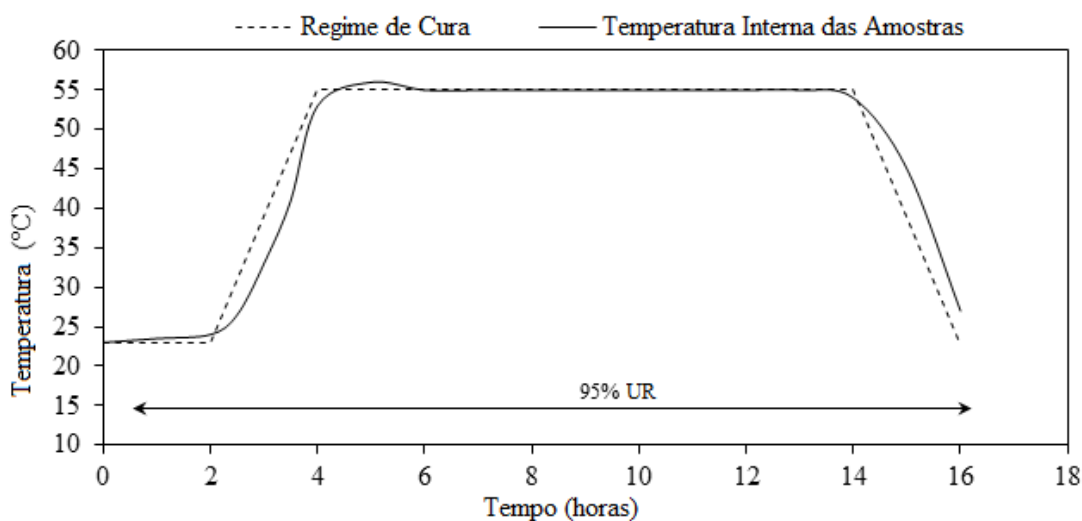


Figura 2. Regime de cura a vapor

2.4. Métodos de ensaio

Amostras de pasta de cimento foram utilizadas para o calor da hidratação e análise térmica. Amostras de argamassa foram utilizadas para resistência à compressão do cubo.

2.4.1 Calor de hidratação

Para cada mistura de pasta, o calor da hidratação foi medido a 23°C e 55°C durante um período de 72 horas, de acordo com a ASTM C1702-09 método B. Três amostras foram testadas para cada mistura de pasta. As pastas curadas a 23°C foram testadas usando um calorímetro isotérmico (TAM Air) fabricado pela Thermometric a 55°C, foi utilizado o calorímetro isotérmico I-Cal 8000 fabricado pela Calmetrix. Antes de misturar as pastas de cimento, todos os materiais foram pré-condicionados a uma temperatura dentro de $\pm 2^\circ\text{C}$ da temperatura de ensaio do calorímetro isotérmico. Isso foi feito colocando os materiais na câmara ambiental ajustada a $\pm 2^\circ\text{C}$ da temperatura de ensaio do calorímetro isotérmico por 2 horas.

2.4.2 Análise térmica

Os teores de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), carbonato de cálcio (CaCO_3) e hidróxido de magnésio ($\text{Mg}(\text{OH})_2$) foram medidos em 16 horas e 28 dias usando Gravimetria Térmica/Análise Térmica Diferencial (TG/DTA). Para cada traço, foram realizados dois ensaios TG/DTA. Os ensaios foram

conduzidos usando o Analisador Térmico Simultâneo Netzsch SA com temperatura máxima de 1100°C e taxa de aquecimento de 10°C / min. O teor de Ca(OH)₂ foi utilizado para avaliar os produtos de hidratação para cada traço. As amostras de pasta foram liofilizadas até atingirem uma massa constante. No processo de liofilização, as amostras de pasta foram congeladas em nitrogênio líquido para interromper as reações de hidratação. Depois disso, as amostras de pasta foram colocadas sob vácuo a -10°C. Sob essas condições, a água livre nas amostras de pasta de cimento é transformada de um estado sólido para um estado gasoso sem passar pelo estado líquido. O uso da liofilização em vez da secagem por calor foi para evitar a perda de qualquer água quimicamente ligada.

O teor de CaCO₃ foi utilizado para calcular a quantidade de FC consumido na reação química. O conteúdo inicial de CaCO₃ (antes da mistura), expresso em porcentagem em peso (% em peso), foi calculado de acordo com a Equação 3. O conteúdo final de CaCO₃ foi calculado usando a perda de massa TG/DTA a aproximadamente 680 a 800 ° C, conforme apresentado na Equação 4 (Maria 2011). A quantidade de FC reagido foi calculada usando a Equação 5.

$$\text{Quantidade inicial de CaCO}_3 \text{ (\% em peso)} = \frac{\text{Massa de FC}}{\text{Massa Total (cimento + FC + água)}} \times 100 \quad (3)$$

$$\text{Perda de Massa (680 – 800°C)} \times \frac{\text{Massa Molar CaCO}_3}{\text{Mssa Molar CO}_2} = \text{Quantidade final de CaCO}_3 \text{ (\% em peso)} \quad (4)$$

$$\text{FC reagido (peso)} = \text{quantidade inicial de CaCO}_3 - \text{quantidade final de CaCO}_3 \quad (5)$$

Da mesma forma, a quantidade inicial de Mg foi calculada usando as Equações 6. A perda de massa correspondente à decomposição de Mg entre 350 e 400 °C foi usada para calcular o teor final de Mg, conforme apresentado na Equação 7. A quantidade de Ca(OH)₂ foi medida usando a perda de massa TG/DTA entre 450 e 500 °C, conforme apresentado na Equação 8 (Maria 2011).

$$\text{Quantidade inicial de Mg (\% em peso)} = \frac{\text{Massa de Mg}}{\text{Massa Total (cimento + Mg + água)}} \times 100 \quad (6)$$

$$\text{Perda de massa (350 – 400°C)} \times \frac{\text{Massa Molar Mg(OH)}_2}{\text{Massa Molar H}_2\text{O}} = \text{Quantidade final de Mg (\% em peso)} \quad (7)$$

$$\text{Perda de Massa (450 – 500°C)} \times \frac{\text{Massa Molar Ca(OH)}_2}{\text{Massa Molar H}_2\text{O}} = \text{Teor de Ca(OH)}_2 \text{ medido (\% em peso)} \quad (8)$$

2.4.3 Resistência à compressão da argamassa

Para cada traço de argamassa, três cubos foram ensaiados às 16 horas e 28 dias quanto à resistência à compressão, de acordo com a ASTM C109-12.

2.4.4 Difração de raios-X

A difração de raios-X foi utilizada para identificar a fase de monocarboaluminato de cálcio. Aos

28 dias, as amostras de pasta foram secas em estufa a vácuo a 38 °C por 24 horas. Antes do ensaio de raio-x, as amostras foram trituradas e peneiradas para obter um pó com tamanho de partícula inferior a 45µm.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Calor de hidratação

O calor total liberado durante as primeiras 40 horas de hidratação de cada pasta curada a 23°C e 55°C é apresentado na Figura 3. À temperatura de cura de 23°C, durante as primeiras 12 horas de hidratação, os traços feitos com FC e Mg apresentaram calor total liberado maior em comparação com traço de controle feito com 100% de cimento. Em cerca de 14 horas, o calor total liberado a partir de todas os traços eram semelhantes. Após 14 horas, o traço de controle feito com 100% de cimento apresentou calor total liberado maior em comparação com os traços feitos com FC e Mg. Na temperatura de cura de 55°C, o traço com FC apresentou calor total liberado maior em comparação com o traço com Mg e o traço de controle feito com 100% de cimento. O traço com Mg apresentou calor total liberado maior nas primeiras 18 horas de hidratação em comparação com o traço de controle feito com 100% de cimento. Após 18 horas, os traços feitos com Mg e 100% de cimento tinham calor total liberado semelhante. O aumento do calor total liberado da pasta de cimento HE com a adição de partículas finas (FC e Mg) deve-se à aceleração da reação de hidratação na qual está em alinhamento com a literatura (Kumar et al. 2013, Ye et al. 2007, Pera et al., 1999). A precipitação dos produtos de hidratação a partir da solução de poros é assumido como sendo semelhante na superfície de partículas de FC e Mg uma vez que ambos os materiais apresentam características físicas semelhantes.

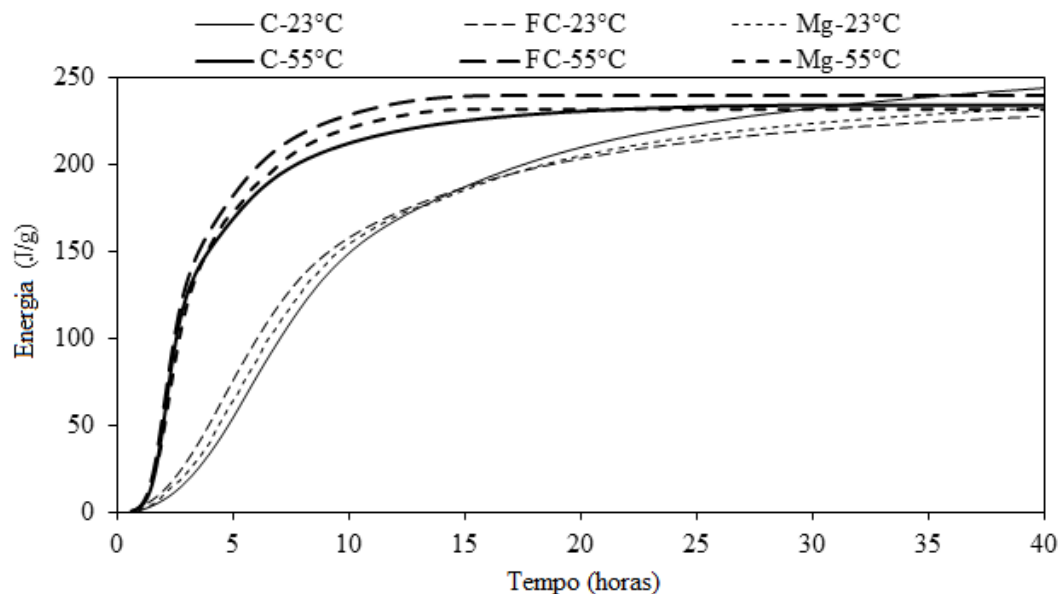


Figura 3. Efeito da temperatura de cura (23°C e 55°C) no calor liberado total pelas pastas de cimento

O efeito físico do FC (a diferença nos resultados entre o traço de controle feito com 100% de cimento e o traço com Mg) aumentou o calor da hidratação em comparação com o traço de controle feito com 100% de cimento. Este aumento é causado pela nucleação heterogênea que causa aceleração na taxa de hidratação. O efeito químico do FC (a diferença nos resultados entre o traço com FC e o traço com Mg) mostrou um aumento adicional no calor da hidratação. Esse aumento no calor de hidratação foi causado pela reação química de FC e aluminato de cálcio, que é uma reação química exotérmica (Chowaniec 2012). O efeito combinado (físico e químico) do FC foi

influenciado pela temperatura de cura. Isso ficou evidente no calor total liberado após 40 horas, onde o FC reduziu o calor total liberado quando curado a 23°C e aumentou o calor total liberado a 55°C em comparação com o traço de controle feito com 100% de cimento.

3.2. Análise térmica

A análise térmica foi usada para medir a quantidade de FC reagido e para confirmar que o Mg é material quimicamente inerte. Além disso, uma avaliação relativa dos produtos de hidratação foi realizada usando o teor de Ca(OH)_2 . A perda de massa da análise de TG e os resultados do DTA são apresentados nas Figuras 4 e 5, respectivamente. A Figura 4 apresenta a perda de massa com a temperatura. A Figura 5(a) apresenta os resultados de DTA para o traço de controle feito com 100% de cimento, enquanto as Figuras 5(b) e (c) apresentam os resultados de DTA para as traços feitos com FC e Mg, respectivamente. Com base nos dados medidos, o conteúdo de Ca(OH)_2 , CaCO_3 e Mg foi calculado usando as Equações 3 a 8. Os resultados nas Figuras 4 e 5(b) mostraram que a adição de FC aumentou o teor de Ca(OH)_2 em 16 horas em comparação com o traço de controle feito com 100% de cimento. O conteúdo de Ca(OH)_2 aumentou de 7,4% em peso no traço de controle feito com 100% de cimento para 8,6% em peso no traço com FC. Isso é esperado, pois a área de superfície adicional fornecida pelo FC atua como locais de nucleação para a precipitação dos produtos de hidratação. Isso acelera o processo de hidratação, resultando em um maior teor de Ca(OH)_2 no traço com FC em comparação com o traço de controle feito com 100% de cimento. Aos 28 dias, o teor de Ca(OH)_2 no traço com FC e o traço de controle feito com 100% de cimento eram aproximadamente semelhantes (11,9% em peso no traço de controle feita com 100% de cimento e 12,2% em peso no traço com FC).

A quantidade de FC reagido no traço com FC foi de 1,4% em peso às 16 horas e 2,5% em peso aos 28 dias. Dividindo a quantidade de FC reagido pelo conteúdo inicial de CaCO_3 fornece a porcentagem de FC reagido ao total disponível de FC no sistema (11,8% em 16 horas e 21,6% em 28 dias). A quantidade de FC reagido às 16 horas era aproximadamente 55% da quantidade de FC reagido aos 28 dias. Isso indica que a reação do FC ocorreu no início do processo de hidratação e explica o maior calor da hidratação no traço com FC em comparação com o traço com Mg e a traço de controle feito com 100% de cimento.

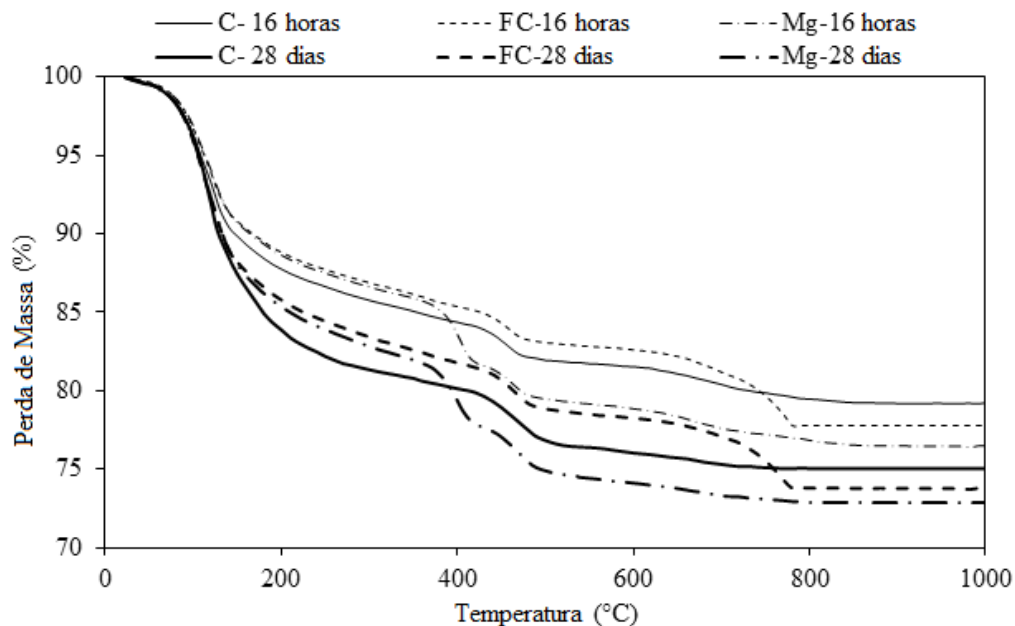


Figura 4. Efeito da composição de traço na perda de massa TG das pastas de cimento às 16 horas e 28 dias.

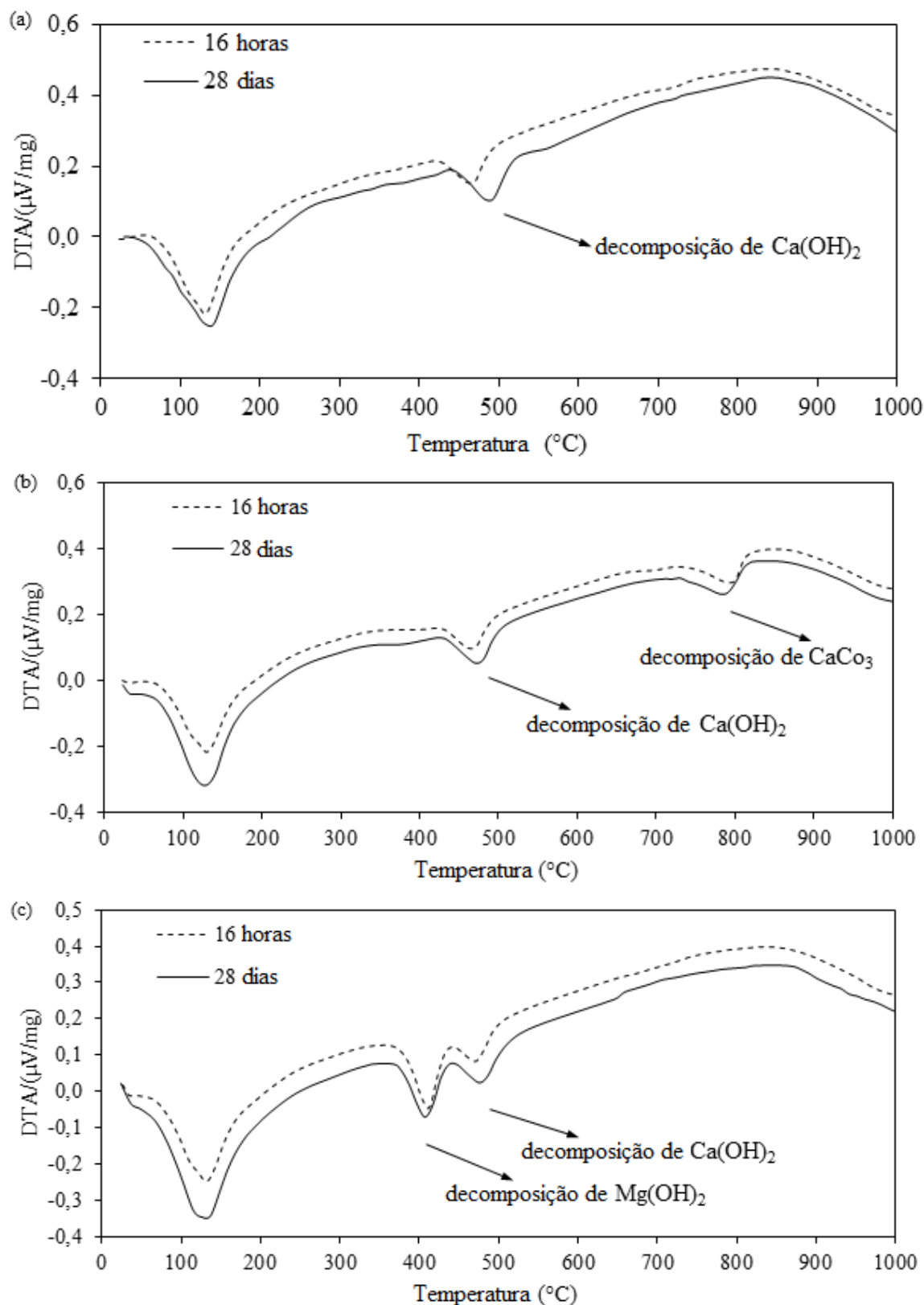


Figura 5. Efeito da composição de traço nos resultados de DTA das pastas de cimento às 16 horas e 28 dias (a) 100% de cimento, (b) FC e (c) Mg

A adição de Mg também aumentou o teor de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ em 16 horas em comparação com o traço de controle feito com 100% de cimento, como apresentado nas Figuras 4 e 5(c). O teor de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ aumentou de 7,4% em peso no traço de controle feito com 100% de cimento para 8,2% em peso

no traço com Mg. Isso ocorre devido à área de superfície adicional fornecida pelo Mg, que atua como locais de nucleação. Aos 28 dias, o traço com Mg e o traço de controle feito com 100% de cimento apresentaram uma quantidade semelhante de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (11,9% em peso). O teor inicial e final de Mg foi semelhante (11,6% em peso), independentemente da idade do ensaio (i.e., 16 horas ou 28 dias). Isso confirma o comportamento quimicamente inerte do Mg.

3.3 Difração de raios-X

A difração de raios-X foi usada para confirmar a presença de monocarboaluminato de cálcio na pasta de cimento hidratado no traço com FC. A Figura 6 apresenta os resultados da difração de raios-X para o traço de controle (Figura 6.a) e o traço com FC (Figura 6.b). Os resultados mostraram que um pico a aproximadamente $12^\circ 2\theta$ representando mono-carboaluminato de cálcio foi observado no traço com FC enquanto o pico de monossulfato foi observado nos resultados de difração de raios-x do traço de controle.

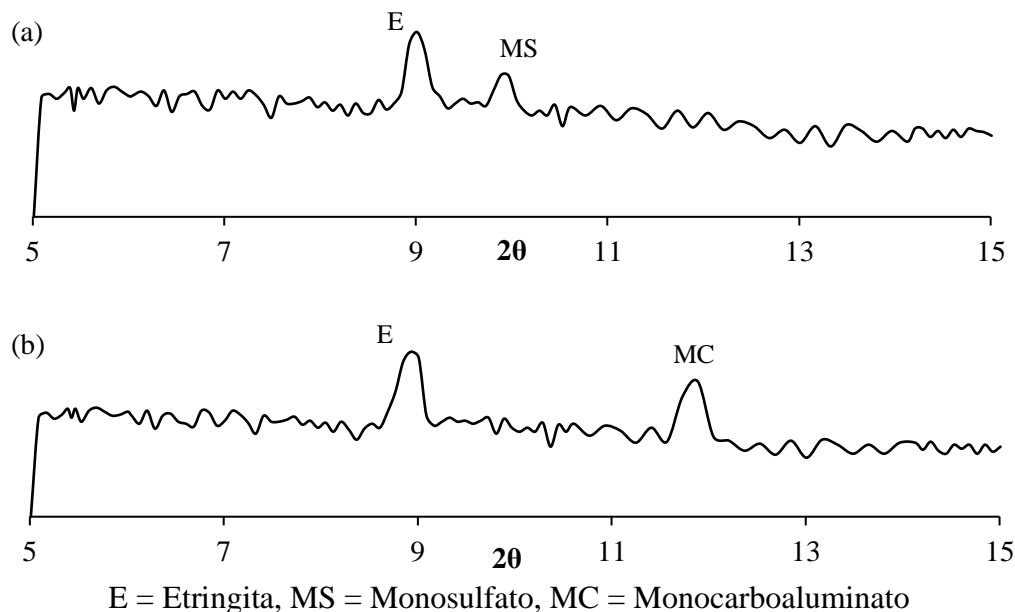


Figura 6: Análise de difração de raios X das pastas de cimento aos 28 dias (a) 100% de cimento e (b) FC

3.4 Resistência à compressão da argamassa

Os resultados da resistência à compressão do cubo das argamassas às 16 horas e 28 dias são apresentados na Figura 7. Cada coluna da figura representa a média de três ensaios. Os coeficientes de variação foram inferiores a 5%. Às 16 horas, a adição de FC e Mg aumentou a resistência à compressão do cubo em 7% e 3%, respectivamente. Aos 28 dias, a resistência de todos os traços foi aproximadamente semelhante (90 a 94 MPa).

O aumento da resistência à compressão de 16 horas com a adição de Mg (efeito físico do FC) foi causado por dois fatores. Inicialmente, as partículas finas de Mg preenchem os espaços vazios entre as partículas maiores, o que reduz a porosidade e aumenta a resistência. Logo após, o aumento da taxa de hidratação com a adição de Mg aumenta os produtos de hidratação e, portanto, reduz a porosidade e aumenta a resistência. Isso vai de acordo com os resultados obtidos a partir do calor da hidratação e da análise térmica. O efeito químico do FC (a diferença entre os traços com FC e Mg) mostrou que a produção de monocarboaluminato de cálcio aumenta a resistência em 16 horas. Embora tenha sido observado um efeito distinto do FC e Mg em calor de hidratação, análise térmica, e os resultados de resistência à compressão às 16 horas, nenhum efeito foi observado aos 28 dias.

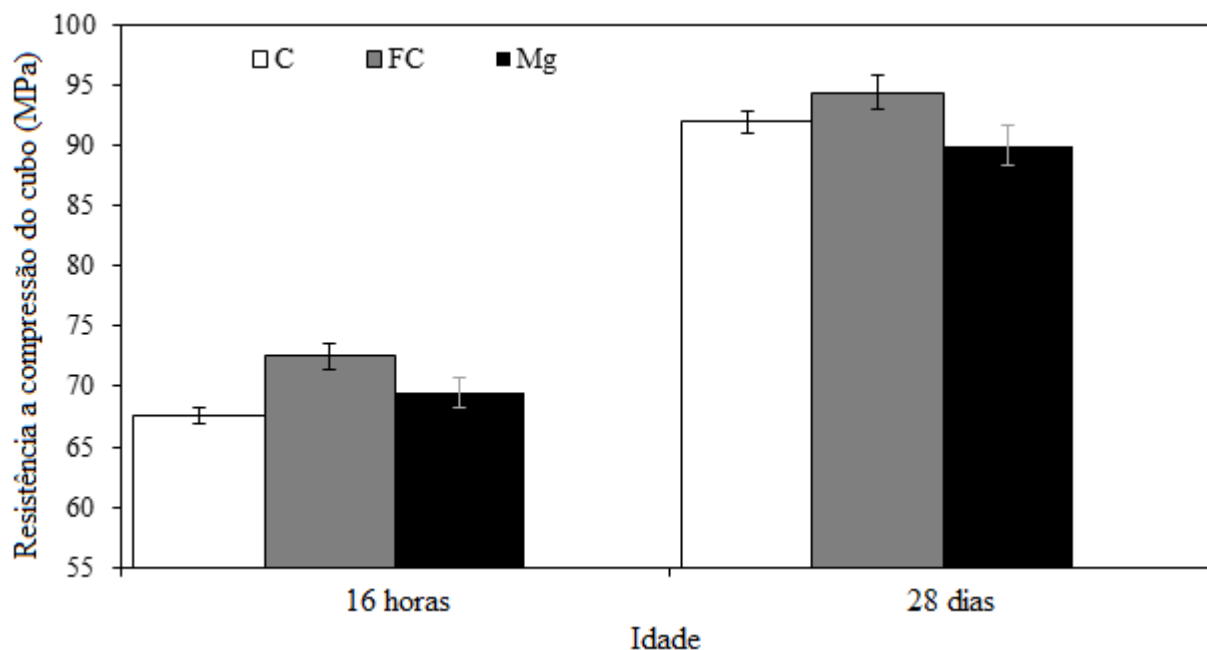


Figura 7. Efeito dos materiais fillers FC e Mg na resistência à compressão do cubo de argamassas às 16 horas e 28 dias em comparação com o traço de controle

3.5. Efeitos físicos e químicos do FC

FC tem efeitos físicos e químicos que influenciam as propriedades do concreto. Esses efeitos ocorrem simultaneamente e é difícil avaliar a contribuição de cada efeito individualmente. No entanto, usando um material inerte, como Mg, com propriedades físicas semelhantes ao FC, os efeitos físicos e químicos do FC podem ser dissociados. A análise térmica confirmou o comportamento quimicamente inerte do Mg. A diferença no desempenho entre o traço com FC (efeitos físicos e químicos) e o traço com Mg (efeito físico) define a influência do efeito químico do FC (i.e., mono-carboaluminato de cálcio). Na discussão a seguir, o efeito combinado de modificação da distribuição de tamanho de partícula, diluição e nucleação heterogênea é referido como o efeito físico do FC, enquanto a reação química do FC é referida como o efeito químico do FC.

Às 16 horas, os efeitos físicos e químicos do FC aumentaram a resistência à compressão da argamassa. Aos 28 dias, o efeito físico do FC teve um impacto negativo na resistência à compressão da argamassa. Pelo contrário, o efeito químico do LF aumentou a resistência à compressão da argamassa. Estudos adicionais são necessários para examinar a interação entre permeabilidade, sortividade e distribuição de poros.

4. CONCLUSÃO

As seguintes conclusões são tiradas a partir dos resultados deste estudo:

- O efeito físico do FC aumenta a resistência à compressão da argamassa às 16 horas. Este aumento é devido à aceleração na taxa de hidratação e redução na porosidade. No entanto, o aumento da resistência à compressão da argamassa foi diminuído aos 28 dias devido ao efeito de diluição.
- A reatividade do FC e a produção de mono-carboaluminato de cálcio tiveram um papel importante no aumento da resistência à compressão e da microestrutura das amostras de argamassa às 16 horas e aos 28 dias.

5. AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa foi apoiada pelo Programa de Financiamento de Inovações em Infraestrutura Rodoviária do Ministério dos Transportes de Ontário. As opiniões expressas neste relatório são de responsabilidade dos autores e podem não refletir necessariamente as opiniões e políticas do Ministério dos Transportes de Ontário. Os autores gostariam de agradecer o Auxílio à Pesquisa em Ferramentas e Instrumentos de Pesquisa NSERC pela câmara ambiental. Os autores gostariam de agradecer à Holcim Canada por fornecer cimento e à Omya Canada por fornecer calcário, a Euclid Admixture Canada Inc. por fornecer os aditivos químicos e a Dufferin Aggregates por fornecer areia e agregado graúdo.

6. REFERÊNCIAS

- ASTM International (2010). “ASTM C1202: Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration.”, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM International (2012). “ASTM C109: Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens).”, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM International (2013). “ASTM C1585: Standard test method for measurement of rate of absorption of water by hydraulic-cement concretes.”, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM International (2009). “ASTM C1702: Standard test method for measurement of heat of hydration of hydraulic cementitious materials using isothermal conduction calorimetry.”, West Conshohocken, PA, USA.
- Benhelal, E., Zahedi, G., Shamsaei, E., Bahadori A., (2013). “Global strategies and potentials to curb CO₂ emissions in cement industry.” *Journal of Cleaner Production*, 51, 142–161. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2012.10.049>
- Bentz, D. (2006), “Modeling the influence of limestone filler on cement hydration using CEMHYD3D.” *Cement and Concrete Composites*, 28 (2), 124–129. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2005.10.006>
- Bentz, D., Irassar, E., Bucher, B., Weiss, W., (2009). “Limestone fillers conserve cement: part 1: an analysis based on power's model.” *Concrete International*, 31 (11), 41–46.
- Brunetaud, X., Linder, R., Divet, L., Duragrin, D., Damidot, D. (2006). “Effect of curing conditions and concrete mix design on the expansion generated by delayed ettringite formation.” *Materials and Structures*, 40 (6), 567–578. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9163-3>
- BIBM (2014), *European Precast Concrete Factbook*, 1–12. URL: <https://bibm.eu/wp-content/uploads/2019/07/BIBM-Factbook-2014.pdf>
- Celik, K., Meral, C., Petek Gursel, A., Mehta, P. K., Horvath, A., Monteiro, P. J. M. (2015). “Mechanical properties, durability, and life-cycle assessment of self-consolidating concrete mixtures made with blended Portland cements containing fly ash and limestone powder.” *Cement and Concrete Composites*, 56, 59–72. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.11.003>
- Chowaniec, O., (2012). “Limestone addition in cement.” Doctoral Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland.
- Canadian Standards Association (CSA) (2009). “A23.1/A23.2: Concrete materials and methods of concrete construction/test methods and standard practices for concrete.”, Ottawa, Canada.
- Canadian Standards Association (CSA) (2014). “A23.1/A23.2: Concrete materials and methods of concrete construction/test methods and standard practices for concrete.”, Ottawa, Canada.
- Esmailkhanian, B., Khayat, K. H., Yahia, A., Feys, D. (2014). “Effects of mix design parameters and rheological properties on dynamic stability of self-consolidating concrete.” *Cement and Concrete Composites*, 54, 21–28, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.03.001>

- Ezziane, K., Kadri, E., Hallal, A., Duval, R. (2010). “*Effect of mineral additives on the setting of blended cement by the maturity method.*” *Materials and Structures*, 43(3), 393–401. <https://doi.org/10.1617/s11527-009-9498-7>
- Gao, F. (2012). “*Advances in polymer nanocomposites, types and applications*”. 1st ed. Woodhead Publishing, England.
- Hawkins, P., Tennis, P., Detwiler, R., (2003). “*The use of limestone in Portland cement: a state-of-the-art review.*” EB227, The Portland Cement Association (PCA), 5–36. ISBN: 0-89312-229-7.
- Hooton, D., Nokken, M., Thomas, M., (2007). “*Portland-limestone cement: state-of-the-art report and gap analysis for CSA A 3000.*” SN3053, Cement Association of Canada, 1–59.
- Irassar, E. (2009). “*Sulfate attack on cementitious materials containing limestone filler - a review.*” *Cement and Concrete Research*, 39 (3), 241–254. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.11.007>
- Kakali, G., Tsvivilis, S., Aggeli, E., and Bati, M., (2000). “*Hydration products of C₃A, C₃S and Portland cement in the presence of CaCO₃.*” *Cement and Concrete Research*, 30 (7), 2–6. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00292-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00292-1)
- Kenai, S., Soboyejo, W., Soboyejo, A. (2004). “*Some engineering properties of limestone concrete.*” *Materials and Manufacturing Processes*, 19 (5), 949–961. <https://doi.org/10.1081/AMP-200030668>
- Kumar, A., Oey, T., Falla, G. P., Henkensiefken, R., Neithalath, N., Sant, G. (2013). “*A comparison of intergrinding and blending limestone on reaction and strength evolution in cementitious materials.*” *Construction and Building Materials*, 43, 428–435. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.032>
- Kuzel, H., Baier, H. (1996). “*Hydration of calcium aluminate cements in the presence of calcium carbonate.*” *European Journal of Mineralogy*, 8(1), 129–141. <https://doi.org/10.1127/ejm/8/1/0129>
- Lin, F., Meyer, C. (2009). “*Hydration kinetics modeling of Portland cement considering the effects of curing temperature and applied pressure.*” *Cement and Concrete Research*, 39 (4), 255–265. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.01.014>
- Maria, F. (2011). “*Handbook of thermogravimetric system of minerals and its use in geological practice.*” Geological Institute of Hungary, Budapest, 13–55. ISBN 978-963-671-288-4.
- Mohammadi, J., South, W. (2016). “*Effects of intergrinding 12% limestone with cement on properties of cement and mortar.*” *Journal of Advanced Concrete Technology*, 14 (5), 215–228. <https://doi.org/10.3151/jact.14.215>
- Moir, G., Kelham, S. (1993). “*Performance of limestone-filled cements.*” Building Research Establishment report. Her Maj.'s Stat. Off. London, Watford, 245, ISBN: 0851255671
- Moore, J., Stanitski, C., Jurs, P. (2009). “*Principles of chemistry: the molecular science.*” 1st ed., Brooks Cole, USA, 143–148. ISBN0495390798.
- Péra, J., Husson, S., Guilhot, B. (1999). “*Influence of finely ground limestone on cement hydration.*” *Cement and Concrete Composites*, 21 (2), 99–105. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(98\)00020-1](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(98)00020-1)
- Ramezaniapour, A. M., Hooton, R. D. (2013). “*Sulfate resistance of Portland-limestone cements in combination with supplementary cementitious materials.*” *Materials and Structures*, 46 (7),1061–1073. <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9953-8>
- Santhanam, M. (2013). “*Performance of cement-based materials in aggressive aqueous environments.*” RILEM State-of-the-Art Reports, 10, 75–90.
- Schmidt, M. (1992). “*Cement with interground additives– capabilities and environmental relief, part I.*” *Zement- Kalk-Gips*, 45 (2), 64–69.
- Sellevoid, E., Bager, D., Klitgaard-Jensen, E., Knudsen, T. (1982). “*Silica fume-cement pastes: hydration and pore structure.*” *Condensed Silica Fume in Concrete*, Institutt for Bygningsmateriallære, Norges Tekniske Høgskole, Norway, BML 82.610, 19–50.
- Sirisawat, I., Baingam, L., Saengsoy, W., Krammart, P., and Tangtermsirikul, S. (2014). “*Sodium and magnesium sulfate resistance of mortars with interground limestone and limestone powder*

- replacing cements”. Journal of Advanced Concrete Technology, 12 (10), 403-412. <https://doi.org/10.3151/jact.12.403>
- Tennis, P. D., Thomas, M. D. A., Weiss, W. J. (2011), *State-of-the-Art Report on Use of Limestone in Cements at Levels of up to 15%*, SN3148, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 78 pages.
- Tikkanen, J., Cwirzen, A., and Penttala, V. (2011). “*Mineral powder concrete – effects of powder content on concrete properties.*” Magazine of Concrete Research, 63 (12), 893–903. <https://doi.org/10.1680/mac.10.00048>
- Tsivilis, S., Tsantilas, J., Kakali, G., Chaniotakis, E., and Sakellariou, A. (2003). “*The permeability of Portland limestone cement concrete.*” Cement and Concrete Research, 33 (9), 1465–1471. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00092-9](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00092-9)
- Geological Survey, U. S. (2014). *Mineral commodity summaries*; February. <https://doi.org/10.3133/70100414>
- Wang, J. (2010). “*Hydration mechanism of cements based on low-CO₂ clinkers containing belite, ye’elimite and calcium alumino-ferrite.*” PhD Thesis, University of Lille, France.
- Yang, C. C., Chiang, C. T. (2005). “*On the relationship between pore structure and charge passed from RCPT in mineral-free cement-based materials.*” Materials Chemistry and Physics, 93 (1), 202–207. <https://doi.org/10.1016/j.matchemphys.2005.03.044>
- Ye, G., Liu, X., De Schutter, G., Poppe, M., Taerwe, L. (2007). “*Influence of limestone powder used as filler in SCC on hydration and microstructure of cement pastes.*” Cement and Concrete Composites, 29 (2), 94–102. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.09.003>
- Zhang, T., Vandeperre, L. J., Cheeseman, C. R (2014). “*Formation of magnesium silicate hydrate (M-S-H) cement pastes using sodium hexametaphosphate.*” Cement and Concrete Research, 65, 8–14. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.07.001>
- Zhange, P., Li, S. X., and Zhange, Z. F. (2011). “*General relationship between strength and hardness.*” Materials Science and Engineering: A, 529, 62–73. <https://doi.org/10.1016/j.msea.2011.08.061>

Efeito sinérgico de um polímero super absorvente e um aditivo inibidor de corrosão à base de nitrito de cálcio na durabilidade do concreto de alto desempenho

A. Durán-Herrera*^{id}, J. A. Canul-Polanco^{id}, R. Dávila-Pompermayer^{id},
L. G. López-Yépez^{id}, P. Valdez-Tamez^{id}

* Autor de Contato: alejandro.duranhr@gmail.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.450>

Recepção: 22/11/2019 | Aceitação: 05/03/2020 | Publicação: 30/04/2020

RESUMO

Nesta pesquisa, o efeito sinérgico de um polímero super absorvente (SAP) e um inibidor de corrosão do nitrito de cálcio (CNI) foi avaliado como uma tecnologia combinada para melhorar a durabilidade do Concreto de Alto Desempenho. Para isso, foram produzidas argamassas de cimento Portland com uma relação água/cimento de 0,4 e uma adição de 9,5% de sílica ativa. O efeito dessas tecnologias foi avaliado medindo-se os seguintes parâmetros: retração autógena e por secagem, resistividade elétrica da superfície e coeficiente de migração de cloretos em estado não estacionário. Os resultados indicam que o efeito sinérgico do SAP + CNI melhora a retração autógena e a resistividade elétrica superficial.

Palavras-chave concreto de alto desempenho; polímero super absorvente; inibidor de corrosão baseado em nitrito de cálcio; microssilice; durabilidade.

Citar como: Durán-Herrera, A., Canul-Polanco, J. A., Dávila-Pompermayer, R., López-Yépez, L. G., Valdez-Tamez, P. (2020), “Efeito sinérgico de um polímero super absorvente e um aditivo inibidor de corrosão à base de nitrito de cálcio na durabilidade do concreto de alto desempenho”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 206 – 218, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.450>

¹ Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Civil, Nuevo León, México.

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.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2020.

Synergetic effect of a superabsorbent polymer and a calcium nitrite corrosion inhibitor in high performance concrete durability

ABSTRACT

In this research, the synergetic effect of a super-absorbent polymer (SAP) and a calcium nitrite corrosion inhibitor (CNI) were evaluated as a combined technology to improve concrete durability in High Performance Concrete. For this purpose, Portland cement mortars with a water/cement ratio of 0.4 and an addition of 9.5% of silica fume were produced. The effect of this technology was evaluated by measuring the following parameters: autogenous and drying shrinkage, surface electrical resistivity and the non-steady-state chloride migration coefficient. Results indicate that the synergistic effect of SAP + CNI improves autogenous shrinkage and surface electrical resistivity.

Keywords: High performance concrete; superabsorbent polymer; calcium nitrite corrosion inhibitor; silica fume; durability.

Efecto sinérgico de un polímero super absorbente y un aditivo inhibidor de la corrosión base nitrito de calcio en la durabilidad del concreto de alto desempeño

RESUMEN

En esta investigación se evaluó el efecto sinérgico de un polímero súper-absorbente (SAP) y un inhibidor de la corrosión a base de nitrito de calcio (CNI), como una tecnología combinada para mejorar la durabilidad del concreto de alto desempeño. Para esto, se produjeron morteros base cemento portland, con una relación agua/cemento de 0.4 y una adición de microsilica de 9.5%. El efecto de esta tecnología se evaluó mediante la medición de los siguientes parámetros: las retracciones autógena y por secado, la resistividad eléctrica superficial y el coeficiente de migración de iones cloruro en estado no-estacionario. Los resultados indican que el efecto sinérgico del SAP + CNI mejora la retracción autógena y la resistividad eléctrica superficial.

Palabras clave: Concreto de alto desempeño; polímero super absorbente; inhibidor de la corrosión base nitrito de calcio; microsilice; durabilidad.

1. INTRODUÇÃO

É sabido que o concreto de alto desempenho (HPC) possui melhores propriedades mecânicas e de durabilidade do que o concreto convencional (Zhutovsky S. et. Al., 2012). No HPC, materiais cimentícios suplementares (SCM), como sílica ativa (SF), são comumente usados para obter um desempenho superior em termos de desempenho mecânico e de durabilidade (Lothenbach B. et. Al., 2011). No entanto, apesar desses benefícios, a presença de sílica ativa no HPC pode originar adversamente fissuras em idade precoce atribuídas ao processo de hidratação (Pendergrass B. et. Al., 2014).

As misturas de nitrito de cálcio (CNI) são usadas como inibidores de corrosão desde os anos 80 para prolongar a vida útil do concreto armado e são comumente usadas no HPC para construções marítimas (Gaidis J.M., 2004). Na presença da CNI, os tempos de pega do concreto podem ser atrasados (M.A. Quraishi, et. Al., 2016; Hansson C.M. et al., 1998), mas neste trabalho esperamos que a presença de SF possa neutralizar esse atraso.

Devido à finura da SF, é sabido que, na presença deste SCM, a retração do concreto aumentará, principalmente em idades precoces. Com a inclusão da CNI, esperamos que uma leve retração venha ocorrer e, conseqüentemente, pode prejudicar a durabilidade. Portanto, uma solução

Efeito sinérgico de um polímero super absorvente e um aditivo inibidor de corrosão à base de nitrito de cálcio na durabilidade do concreto de alto desempenho

proposta para esse problema poderia ser a implementação da cura interna através de um polímero superabsorvente (SAP).

Para os resultados positivos que demonstrou mitigar a retração precoce (Snoeck D. et al., 2015), a cura interna é conhecida como uma tecnologia viável para diminuir a fissuração precoce do HPC (Craeye B. et al., 2011; Cusson D. et al., 2010). Essa tecnologia consiste na introdução de um material altamente poroso que pode absorver uma quantidade significativa de água que será liberada na rede porosa do concreto à medida que a umidade relativa e a pressão interna dos poros diminuem. Para esse propósito, polímeros superabsorventes e agregados leves são os agentes mais comuns usados para implementar a cura interna (Jensen O. et. Al., 2001). No entanto, o uso do SAP provou um melhor desempenho em termos de capacidade de absorção de água (Mechtcherine V. et. Al., 2012).

Para implementar essa tecnologia em HPC, a dosagem de polímero superabsorvente que deve ser usado pode ser determinada através do modelo de hidratação de Powers modificado (TC Powers, et. Al., 1948; Jensen O. et al., 2000; Jensen O. et al. , 2002), um modelo que é explicado por dois sistemas de hidratação diferentes, um sistema aberto com água e um sistema fechado isolado de uma fonte externa de água. A Fig. 1 ilustra a importância da cura interna no HPC, porque neste concreto, o nível mais alto de densificação da matriz cimentícia impedirá que a cura externa seja eficaz (penetração de água) em toda a profundidade do concreto, condição que pode ser resolvida através da implementação de cura interna.

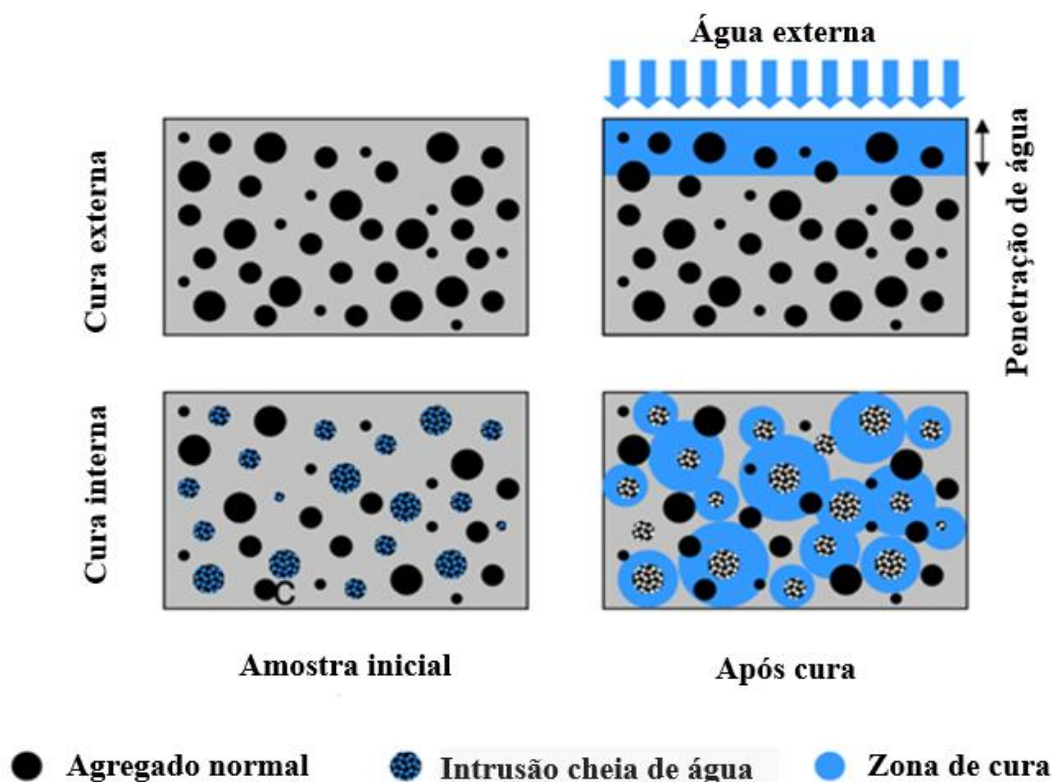


Figura 1. Cura por água interna x cura por água externa no HPC (I. De la Varga et al., 2012)

Assim, voltando à preocupação com o uso de CNI e sílica ativa no concreto. Como a CNI pode modificar o tempo de endurecimento e a taxa de hidratação de uma matriz cimentícia (M.A. Quraishi, et. Al., 2016; Hansson C.M. et al., 1998), espera-se que o método de cura interna com SAP possa diminuir esses efeitos mencionados.

A maioria das pesquisas publicadas sobre o efeito da CNI no concreto à base de cimento Portland avalia o efeito dessa mistura através de testes eletroquímicos de corrosão, mas deixa de lado a

avaliação do efeito dessa mistura em relação aos tempos de pega e à taxa de hidratação (Hansson CM et al. 1998). Neste projeto, espera-se que o método de cura interna com a SAP influencie a hidratação do sistema cimentício e contrarie o atraso dos tempos de pega associados à presença da CNI, por isso foi focado principalmente na avaliação do efeito sinérgico da CNI e da CNI. SAP nas propriedades de estágio fresco e endurecido de um HPC com SF, como: retração autógena, retração por secagem, resistividade elétrica superficial e o coeficiente de migração de cloreto.

2. PROCEDIMENTO

Materiais utilizados para a produção das argamassas:

- Um cimento Portland comum (ASTM C 150) Tipo V (OPC), com uma finura de Blaine de 363 m²/kg, uma massa específica de 3,1 e uma perda ao fogo (LOI) de 3,37%.
- Uma sílica condensada (SF) (ASTM C 1240) com uma área de superfície específica BET de 21,63 m²/g, uma massa específica de 2,2, uma LOI de 2,63% e um teor de SiO₂ de 95%.
- Um agregado de calcário triturado (FA) ASTM C 33 de Monterrey, México, com tamanho nominal máximo de 5 mm, massa específica seca de 2,61 e absorção de água de 2,2%.
- Um polímero super absorvente de poliacrilamida-potássio e poliacrilato de potássio com uma absorção de 25 g/g, uma massa específica de 1,004 e uma dessorção (perda de umidade) de 90% em soluções de poros extraídas de um conjunto de dez pastas cimentícias (Tipo V OPC + SF) com uma relação água / ligante (w / b) de 0,4 e relação s/c de 0,095.
- Um superplastificante (SP) à base de poli-carboxilato com um teor de sólidos de 51,8%, uma massa específica de 1,1.
- Uma mistura de inibidor de corrosão à base de nitrato de cálcio (CNI) com um teor de sólidos de 51,6% e uma massa específica de 1,3.

Argamassas foram preparadas com uma w/c de 0,40 e uma adição de sílica ativa de 9,5% em massa. As proporções de pasta foram estabelecidas de acordo com o modelo de Powers de hidratação modificada para sistemas cimentícios Portland Cement-Silica Fume (PC-SF) (TC Powers, et. Al., 1948; Jensen O. et al., 2000; Jensen O. et al. ., 2002), que avaliam analiticamente o grau de hidratação para a mesma matriz cimentícia exposta a um sistema de cura aberto externo ou a um sistema fechado interno isolado da água de cura externa. Para este projeto, o sistema foi fechado isolado com e sem cura interna (veja a Fig. 2). O diagrama da Fig. 2 apresenta a distribuição da fase volumétrica em uma pasta cimentícia: água capilar, água de gel (pw), gel sólido (bw) e retração química (CS). O CS e o bw foram calculados pelo ensaio da ASTM C 1608 e pela análise termogravimétrica (TGA) correspondentemente. A quantidade de água em gel foi considerada 0,19 g/g para cimento e 0,5 g/g para sílica ativa (Sellevold E. J. et. Al., 1998).

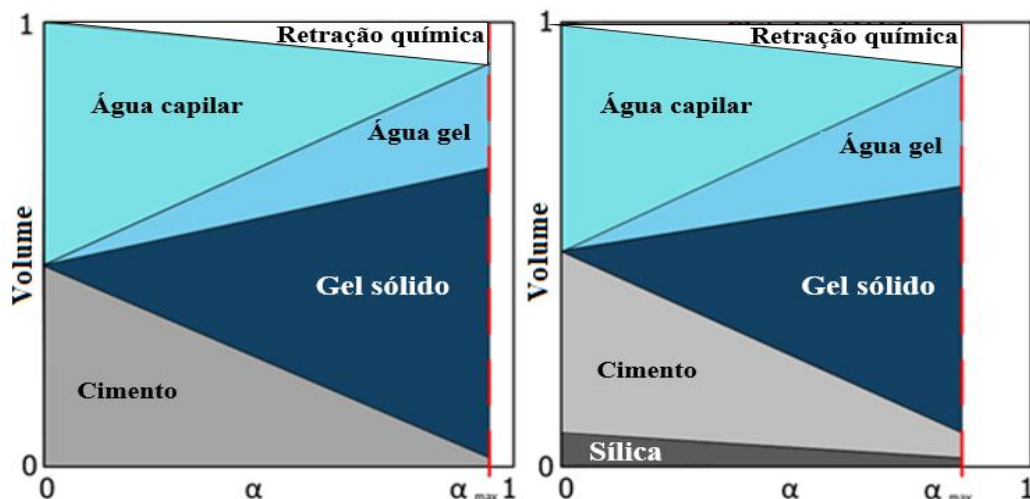


Figura 2. Distribuição da fase volumétrica e nível de hidratação em uma pasta cimentícia com w/c de 0,4, sem SF (esquerda) e com SF (direita), ilustrada de acordo com o modelo de Powers. Observa-se como a distribuição da fase volumétrica muda para um mesmo grau de hidratação, α , na presença de um SCM.

A equação 1 foi usada para calcular b_w :

$$b_w = (M_{1000\text{ °C}} - M_{105\text{ °C}} - M_{CO_2}) / (M_{1000\text{ °C}} / \{1 - LOI_{cem}\}) \quad (1)$$

Onde:

- $M_{1000\text{ °C}}$ é a massa da amostra a 1000 °C em gramas
- $M_{105\text{ °C}}$ é a massa da amostra a 105 °C em gramas
- M_{CO_2} é a perda de massa devido à descarbonatação do $CaCO_3$, geralmente entre $650\text{--}800\text{ °C}$.
- LOI_{cem} é a perda ao fogo do cimento

A quantidade necessária de água de cura interna (IC_w) para mitigar a retração autógena em uma pasta cimentícia de cimento Portland e sílica com uma relação a/c de 0,40 foi calculada de acordo com as equações 2 e 3:

$$IC_w = (Cem) * (0.42 + 0.5 (s/c)) - (a/c) \quad (2)$$

$$IC_s = (IC_w / abs) / des \quad (3)$$

Onde:

- Cem é a quantidade de cimento em kg/m^3
- a/c é a relação w/c da pasta
- s/c a relação sílica ativa / cimento
- IC_w é a quantidade de água de cura interna em kg/m^3
- IC_s é a quantidade de SAP em kg/m^3
- abs é a absorção do SAP em gramas
- des é a desorção do SAP em gramas

A dosagem de CNI foi de 2% em relação à massa dos materiais cimentícios. Uma consistência alvo (espalhamento) de 24 ± 1 cm foi estabelecida para todo o conjunto de misturas de argamassa e foi medida na flow table ASTM C 230, de acordo com o procedimento descrito na ASTM C 1437, mas

Efeito sinérgico de um polímero super absorvente e um aditivo inibidor de corrosão à base de nitrito de cálcio na durabilidade do concreto de alto desempenho

sem as quedas especificadas na procedimento padrão. Para manter constante a relação água/cimento, a quantidade de água nas misturas foi considerada como parte da água da reação. As misturas foram preparadas em um misturador epicíclico (argamassadeira) que atende aos requisitos da ASTM C 305, através do seguinte procedimento de mistura:

1. Os materiais foram adicionados ao misturador na seguinte ordem: agregados finos, cimento, sílica ativa, SAP e água. O procedimento de mistura começa 30 segundos depois. Para misturas sem SAP, a mistura começou imediatamente após a adição de água.
2. Em seguida, os materiais foram misturados em baixa velocidade por 4 minutos. Nesta etapa, para a mistura CNI, essa mistura foi dosada três minutos após o início da mistura (sem desligar o misturador) e a mistura continuou por mais um minuto em baixa velocidade.
3. Após a dosagem do SP, a mistura continuou por mais um minuto em baixa velocidade.
4. Após um tempo de mistura acumulado de 5 minutos, o misturador foi desligado por 30 segundos para raspar as laterais e o fundo da tigela com uma espátula.
5. Em seguida, o processo de mistura continuou por três minutos em alta velocidade. Para a mistura SAP + CNI, a CNI foi dosada no início desta etapa (5,5 minutos após o início da mistura).

Para todo o conjunto de argamassas, a caracterização das propriedades do estágio fresco consistiu na determinação da consistência (espalhamento) de acordo com a norma ASTM C 1437, mas sem qualquer queda da flow table; o teor de ar e o peso unitário foram determinados de acordo com a norma ASTM C 85. A retração autógena foi avaliada de acordo com a norma ASTM C 1698, após o tempo final de endurecimento do concreto, mas na fração de argamassa do material determinado de acordo com a norma ASTM C 403 e até idade de 28 dias. As medições da tensão autógena linear foram feitas por triplicado através de um molde ondulado flexível e um dilatômetro.

Os quatro traços avaliados neste trabalho são identificados de acordo com a nomenclatura que aparece na tabela 1, e as proporções para todos esses traços, com os agregados em estado seco, são apresentadas na tabela 2.

Tabela 1. Identificação dos traços (ID)

ID	Materiais
REF	PC + SF
SAP	PC + SF + SAP
CNI	PC + SF + CNI
SAP+CNI	PC + SF + SAP + CNI

Tabela 2. Proporção dos materiais em kg/m³, FA em condição seca

Nome	OPC	SF	Água	IC _w	SP	FA	SAP	CNI
REF	485.1	46.1	225.7	----	3.2	1513.8	----	----
SAP	481.7	45.8	224.1	32.5	3.2	1414.3	1.4	----
CNI	485.8	46.1	220.9	----	3.2	1506.7	----	10.7
SAP+CNI	481.3	45.7	217.0	32.5	3.2	1404.3	1.4	10.6

Ao final do processo de mistura, amostras prismáticas com dimensões de 50 x 50 x 250 mm foram moldadas para a determinação da retração por secagem, conforme ASTM C 596 (quatro amostras foram moldadas para cada mistura); amostras cilíndricas com dimensões de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, foram moldadas para realizar os ensaios de resistividade elétrica superficial (SER) de acordo com AASHTO TP 95, com um dispositivo que opera de acordo com o ensaio de sonda de matriz de quatro pontos Wenner (AASHTO TP 95, 2011), bem como o coeficiente de migração

Efeito sinérgico de um polímero super absorvente e um aditivo inibidor de corrosão à base de nitrito de cálcio na durabilidade do concreto de alto desempenho

de cloretos não estáveis de acordo com o NT Build 492 (NT Build 492, 1999). Os resultados desses dois métodos apresentam boas correlações e são comumente relatados como índices de durabilidade do concreto e como indicador da qualidade da pasta de cimento (TC Powers, et. Al., 1948). As amostras foram desmoldadas às 24 h e colocadas em uma sala de cura que atenda às condições controladas exigidas estabelecidas pela ASTM C 31 ($23^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ} \text{C}$ e $\text{UR} \geq 95\%$).

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Parâmetros de hidratação

Para OPC e SF, os parâmetros de hidratação foram obtidos no Modelo de Powers (TC Powers, et. Al., 1948; Jensen O. et al., 2000; Jensen O. et al., 2002) através de TGA (Termo Gravimetric Analysis) e medidas de CS e calculadas de acordo com a equação 1-3. Os resultados foram utilizados para calcular a água de cura interna e a quantidade de SAP a ser dosada e estão resumidos na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros de hidratação dos materiais cimentícios das medições TGA e CS

Cementícios	b_w (g/g)	p_w (g/g)	CS (ml/100g)	CH g/g	Grau de hidratação (HD)
OPC	0.23	0.19	6.03	0.16	1
SF	0	0.5	19.66	1.7	-----

As equações 1-3 e os valores relatados para os parâmetros de hidratação na Tabela 3 indicam teoricamente que em um sistema fechado a pasta cimentícia (OPC e SF) atingirá um HD de 1 se a relação w/c final for 0,47. Neste trabalho experimental, a pasta cimentícia foi ajustada para ter uma relação w/c de 0,40. Portanto, para atingir um w/c de 0,47, a quantidade de água de cura interna a ser adicionada em termos da razão w/c deve ser 0,07. Para uma relação sílica / cálcio (s/c) de 0,095 obtida como resultado desse cálculo, a massa necessária de água de cura interna (ICw) e a dose necessária de SAP para implementar a cura interna na argamassa são relatadas na tabela 4.

Tabela 4. Parâmetros para calcular as quantidades de ICw e SAP para implementar a cura interna em um sistema fechado de água penetrada.

a/c_{closed}	a/c	X	s/c	ICw (kg/m^3)	SAP (kg/m^3)
0.47	0.40	0.07	0.095	33.8	1.5

$$X = a/c_{\text{closed}} - a/c$$

3.2 Propriedades no estado fresco

As propriedades de estágio fresco são apresentadas na tabela 5. Todas as misturas atingiram a meta de espalhamento de 24 ± 1 cm. Os resultados do teor de ar e do massa específica mostram que a substituição da areia pelo SAP aumentou o teor de ar e subsequentemente diminuiu a massa específica. Para as misturas CNI e CNI + SAP, as propriedades no estado fresco foram semelhantes à mistura de referência.

Tabela 5. Propriedades no estado fresco das argamassas

Traço	Espalhamento (cm)	Ar incorporado (%)	Massa específica (kg/m ³)
REF	24	1.4	2359
SAP	24	2.1	2283
CNI	24	1.3	2358
CNI+SAP	23	2.4	2295

Tabela 6. Resultados do tempo de espalhamento

Traço	Inicial (min)	Final (min)
REF	220	285
SAP	297	383
CNI	195	245
SAP+CNI	248	307

Como se sabia que a CNI poderia influenciar os tempos de pega (Hansson C.M. et al., 1998) e que o SAP também poderia diminuir os tempos de pega, a determinação dessa propriedade foi incluída no programa experimental deste trabalho. Os resultados dos tempos de pega relatados na Tabela 6 indicam que, isoladamente, as dosagens da CNI aceleram os tempos de pega inicial e final em 25 e 40 minutos, e que o SAP adia esses tempos de cura em 1 h 17 e 1 h 38, respectivamente. Na mistura SAP + CNI, o efeito combinado levou a um atraso nos tempos de ajuste inicial e final de 28 e 22 minutos, respectivamente. A aceleração ou atraso nos tempos de configuração originados pela CNI, SAP e SAP + CNI são insignificantes e não representam nenhum problema para aplicações práticas.

3.3 Retração autógena e por secagem.

Os resultados da retração autógena (EA) apresentados na Fig. 3, com idades de 64 h e 28 dias, mostram o grande benefício do SAP em neutralizar o SA em 97% e 89%, respectivamente. A presença da CNI aumenta significativamente o AS em 89% e 78%, respectivamente, mas, em combinação com a SAP, esse desempenho indesejado contraria a instabilidade volumétrica e leva a reduções do AS de 79% e 69%, respectivamente.

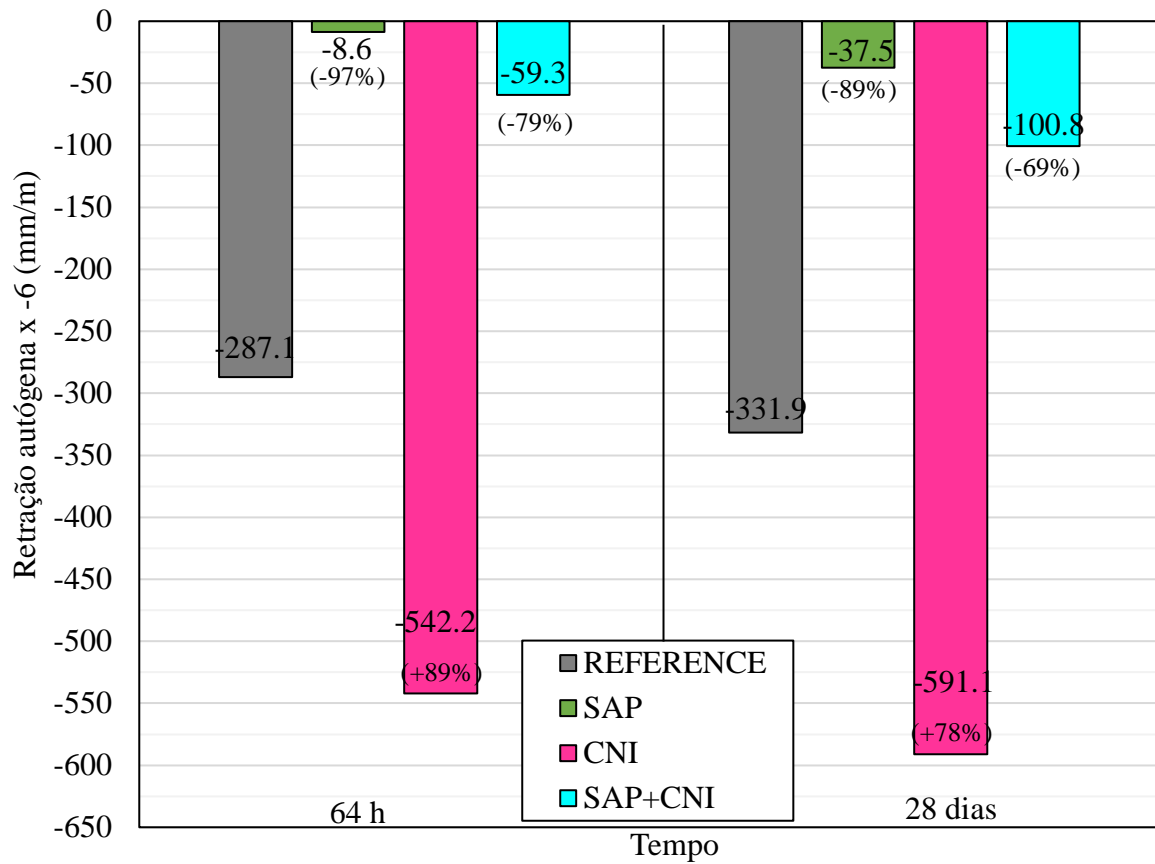


Figura 3. Retração autóloga a 64h e 28 dias.

Para as misturas Reference, SAP e CNI, os resultados do retração por secagem (DS) relatados na Fig. 4, aos 70 dias de idade (595, 620 e 645 μm , respectivamente) ilustram claramente que SAP e CNI não têm um efeito maior nessa propriedade, no entanto, combinando as duas misturas, o DS aumenta para 765 μm , representando um aumento menor de 145 μm em comparação com o DS médio das outras três misturas (620 μm).

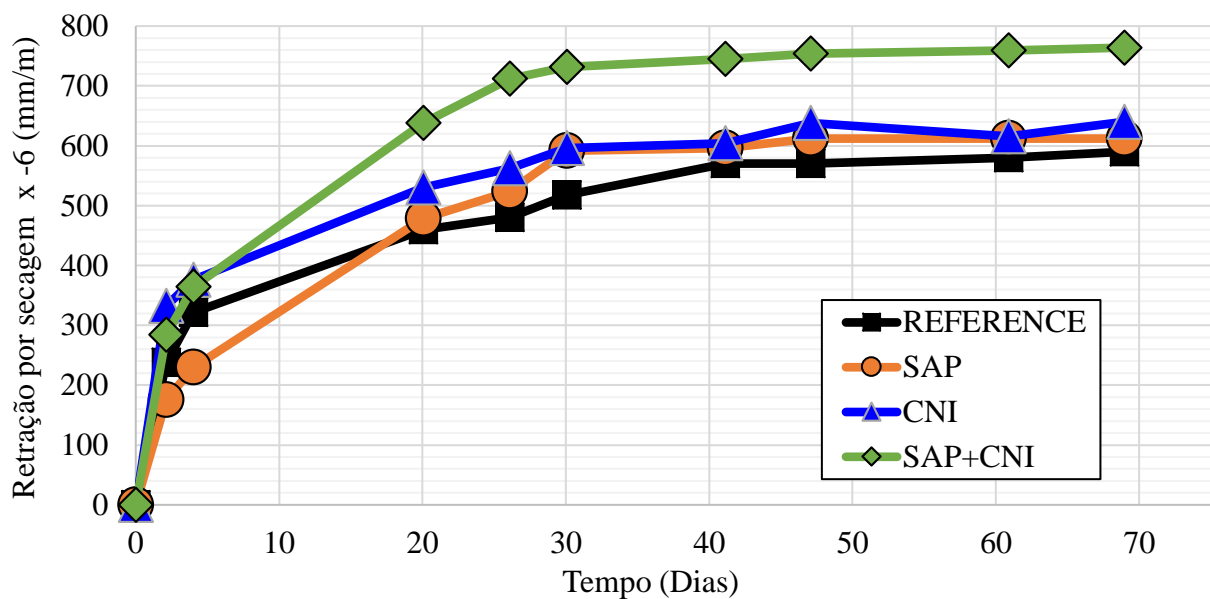


Figura 4. Retração por secagem na idade de 70 dias

3.4 Resistividade elétrica superficial (SER) e coeficiente de migração de cloretos (Dnssm)

Os resultados relatados na Fig. 5 indicam que, para todas as idades relatadas nesta figura, a CNI melhorou ligeiramente a SER dentro de um intervalo de 10% a 13%. De acordo com a classificação qualitativa relatada no método de ensaio padrão para este ensaio AASHTO TP 95, os resultados para referência e misturas de CNI apresentam um potencial de permeabilidade de íons de cloreto muito baixo. Aos 28 dias, a presença do SAP origina uma redução de 36%, sugerindo que o potencial de permeabilidade ao íon cloreto foi afetado e passa de muito baixo para baixo, mas aos 70 e 114 dias as reduções permanecem quase as mesmas (38% e 32%), também que nessas duas idades o concreto recupera o potencial de permeabilidade de íons cloreto muito baixo. A mistura SAP + CNI apresentou tendência semelhante, com reduções de 31%, 32% e 37% nas idades de 28, 70 e 114 dias, respectivamente.

A resistividade elétrica de superfície é uma medida indireta de porosidade e difusividade. A corrente elétrica que flui através da pasta hidratada é devida a um processo eletrolítico resultante principalmente do fluxo de íons presentes na solução porosa (KO Ampadu, et. Al., 1999), por outro lado, quando a concentração de espécies iônicas como o sódio e o potássio, isso levará a uma diminuição da condutividade iônica e, portanto, a um aumento da resistividade elétrica (C. Shi, 2004). Parece que o aumento do SER, originado pela presença de CNI, é o resultado da diminuição do fluxo de corrente elétrica como consequência da provável diminuição da condutividade iônica na solução porosa.

Entre outros, fatores que afetam os resultados de SER são porosidade, teor de água, presença de materiais cimentícios suplementares e a relação w/c. Para misturas com CNI, também é importante destacar que esta técnica pode fornecer um resultado ligeiramente subestimado (AASHTO TP 95, 2011).

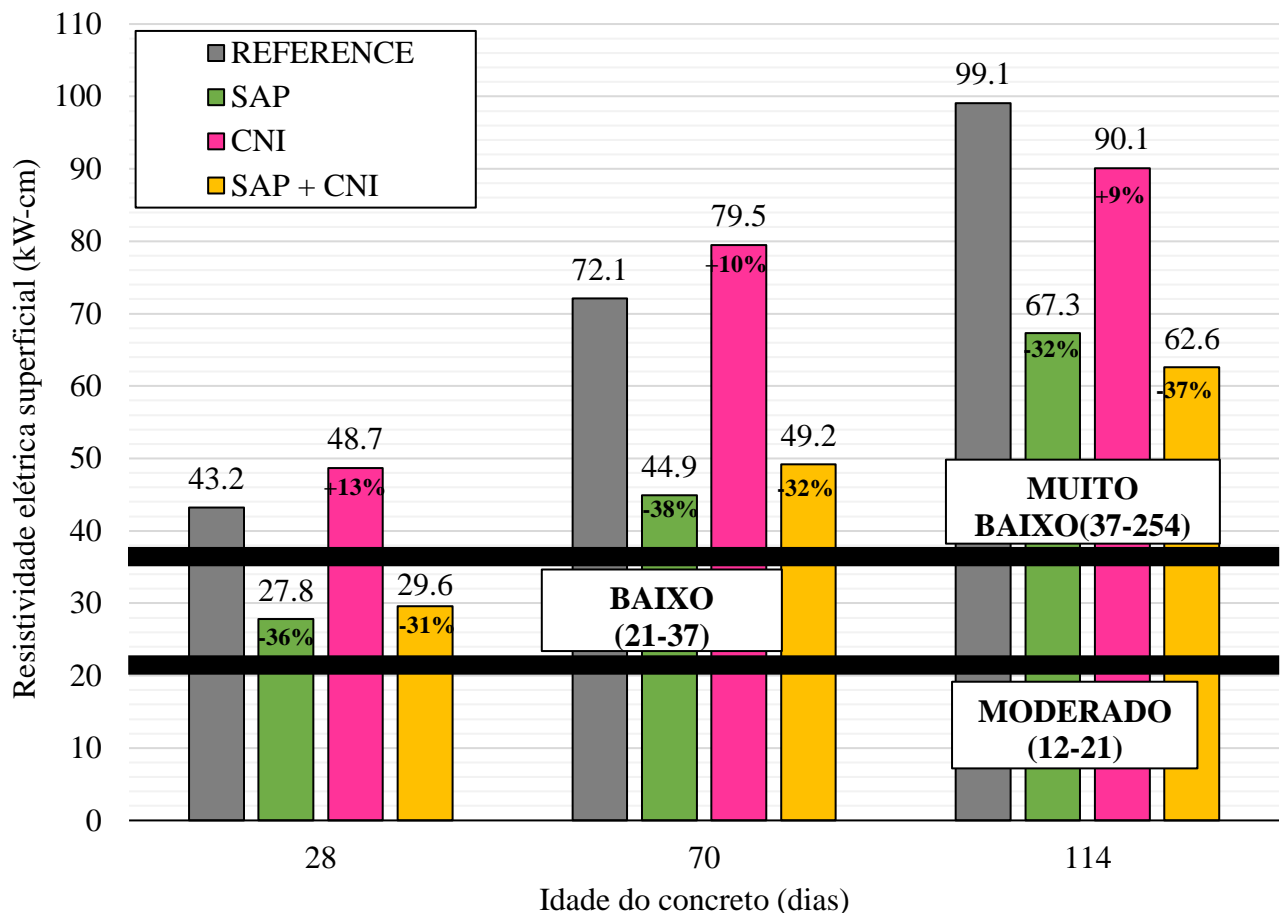


Figura 5. Desenvolvimento de resistividade elétrica superficial até 114 dias de idade.

Os resultados da Tabela 8 indicam que as três tecnologias (SAP, CNI e SAP + CNI) aumentaram o CMC em 38, 30 e 122%. Embora esses incrementos possam ser percebidos como muito altos, a classificação qualitativa estabelecida para esse método de ensaio (Nilsson L., et al., 1998) indica que, para o HPC com essas tecnologias, a resistência potencial à entrada de cloretos é extremamente alta ($D_{nssm} < 2,5 \times 10^{-12} \text{ m}^2 / \text{s}$) e muito alta ($D_{nssm} = 2,2 - 5,0 \times 10^{-12} \text{ m}^2 / \text{s}$) para a mistura SAP + CNI. Os coeficientes de variação relatados na tabela 7 são incluídos como referência da incerteza que poderia ser esperada para medições feitas em triplicata.

Analisando a diferença absoluta de pega entre SER e D_{nssm} , pode-se observar que as misturas com SAP apresentam alto valores. Este comportamento pode ser atribuído principalmente ao aumento da relação w/c resultante das primeiras idades, porque se considera que o SAP não é efetivo nesse período inicial para consumir a água interna, liberando-a durante o período de mistura até início e fim de pega. Apesar deste pequeno efeito adverso do SAP, SER e CMC indicam que as consequências na durabilidade são desprezíveis.

Tabela 7. Coeficiente de Migração de Cloreto (D_{nssm}) em 114 dias

Nome	CMC ($\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$)	Coeficiente de variação (%)
REF	1.46	4.44
SAP	2.01	7.04
CNI	1.90	5.03
SAP+CNI	3.25	9.14

Se os vazios do SAP não estiverem preenchidos, os íons terão que percorrer uma rota um pouco mais longa para passar pelo vazio, mas se os vazios do SAP estiverem cheios de líquido, eles poderão fornecer uma via expressa sem obstáculos para o transporte de íons. No entanto, o líquido no vazio pode ser total ou parcialmente retido dentro de uma partícula SAP intumescida e as propriedades de transporte em uma partícula SAP intumescida não são conhecidas (Marianne T.H. et al., 2015). Esta afirmação pode ser a razão dos coeficientes mais altos (D_{nssm}) obtidos para as misturas com SAP.

4. CONCLUSÕES

Com base na análise dos resultados obtidos para as argamassas avaliadas neste trabalho, pode-se tirar as seguintes conclusões:

- Os resultados da resistividade elétrica superficial indicam que o SAP tem o efeito mais prejudicial em termos de durabilidade. Embora, mais cedo ou mais tarde, as misturas sejam classificadas com uma probabilidade muito baixa de penetração de íons cloreto (37-251 $\text{k}\Omega\text{-cm}$), os resultados do SER mostram que o efeito prejudicial atrasará o tempo em que essas misturas atingirem esse nível de impermeabilidade, 30 e 50 dias após a mistura de referência, respectivamente. A CNI também induziu um atraso de 15 dias.
- Apesar das diferenças nos valores absolutos, a SAP e a CNI não afetaram a permeabilidade qualitativa, apresentando uma probabilidade extremamente alta de resistir à entrada de cloretos ($\text{CMC} < 2,5 \times 10^{-12} \text{ m}^2 / \text{s}$). A combinação de SAP e CNI afetou levemente a permeabilidade dos materiais, apresentando uma probabilidade muito alta de resistir à entrada de cloreto ($D_{nssm} = 2,5 \text{ a } 5 \times 10^{-12} \text{ m}^2 / \text{s}$).
- Os critérios de avaliação qualitativa para resultados de SER e CNI indicam que, em termos de durabilidade, a incorporação do SAP e / ou CNI a um HPC com sílica e uma relação água / ligante de 0,40, não reduz a durabilidade do concreto.
- O efeito prejudicial do SAP exibido pelos resultados de tempos de pega, resistividade

elétrica superficial e coeficiente de migração de cloretos é atribuído a um aumento da relação água / ligante por uma quantidade não qualificada de água de cura interna durante o processo de hidratação entre o tempo de endurecimento e o endurecimento final.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar sua gratidão e sincero agradecimento às diferentes organizações que contribuíram no desenvolvimento deste projeto: ao Conselho Nacional de Ciência e Tecnologia do México (CONACYT) pela bolsa concedida a Jennifer A. Canul-Polanco, ao Programa de Pesquisa Científica e Tecnológica da Universidade Autônoma de Novo Leão (PACyT-UANL) e ao Programa para a Promoção e consolidação de projetos de pesquisa e desenvolvimento tecnológico da Facultad de Ingeniería Civil (FIC-UANL). Além disso, os autores desejam expressar sua gratidão a José Alfredo Rodríguez Campos, do HOLCIM México S.A. de C.V. ; e a Filiberto Marin, da EUCOMEX S.A. de C.V., por fornecer o cimento Portland e as misturas químicas, respectivamente.

6. REFERÊNCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2011). *AASHTO TP 95: Standard Method of Test for Surface Resistivity Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*. Washington, DC.
- Ampadu, K. O. Torii, K., Kawamura, M. (1999), *Beneficial effect of fly ash on chloride diffusivity of hardened cement paste*, *Cement and Concrete Research*, 29 (4), 585–590. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00047-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00047-2)
- Craeye, B., Geirnaert, M., DeSchuttera, G. (2011), *Super absorbing polymers as an internal curing agent for mitigation of early-age cracking of high-performance concrete bridge decks*. *Construction and Building Materials*. 25, 1-13. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.06.063>.
- Cusson, D., Lounis, Z., Daigle, L. (2010), *Benefits of internal curing on service life and life-cycle cost of high-performance concrete bridge decks – A case study*. *Construction and Building Materials*, 32, 339-350 <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.02.007>.
- De la Varga, Castro, J., Bentz, D., Weiss, J. (2012), *Application of internal curing for mixtures containing high volumes of fly ash*. *Cement & Concrete Composites*, 34 1001–1008, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.06.008>.
- Gaidis, J. M. (2004). *Chemistry of corrosion inhibitors*. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 26, pp. 181–189. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(03\)00037-4](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(03)00037-4).
- Hansson, C. M., Mammoliti, L. Hope, B. B. (1998). *Corrosion Inhibitors in concrete Part I - Principles*. *Cement and Concrete Research*, Vol. 28, No. 12, pp. 1775–1781. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00142-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00142-2).
- Jensen, O., Hansen, P. F. (2001), *Water-entrained cement-based materials*, PCT Patent Application WO01/02317A1.
- Jensen, O., Hansen, P. F. (2001), *Water-entrained cement-based materials I. Principles and theoretical background*, *Cement and Concrete Research*, Volume 31, Issue 4, pages 647-654. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00463-X](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00463-X).
- Jensen, O. Hansen, P. F. (2002), *Water-entrained cement-based materials II. Experimental observations*, *Cement and Concrete Research*, Volume 32, Issue 6, June pages 973-978. . [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00737-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00737-8).
- Lothenbach, B., Scrivener, K., Hooton, R. D. (2011), *Supplementary cementitious materials*, *Cement and Concrete Research* Num. 41 1244-1256. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.12.001>.
- Mechtcherine, V., Reinhardt, H. (2012), *Application of Superabsorbent Polymers (SAP) in Concrete*

- Construction State of the Art Report Prepared by Technical Committee 225-SAP*, <https://doi.org/10.1007/978-94-007-2733-5>.
- Nordest (1999), NT Build 492: *Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments*.
- Nilsson, L., Ngo, M., & Gjrv, O. (1998). *High-performance repair materials for concrete structures in the port of Gothenburg*. En O. Gjrv, K. Sakai, & N. Banthia, *Concrete under severe conditions: environment and loading*, volumen 2, pp 1193-1198. Troms, Norway: E & FN Spon. <https://doi.org/10.1201/b16469>.
- Pendergrass, B., Darwin, D. (2014), *Low-cracking High-Performance Concrete (LC-HPC) bridge decks: Shrinkage-Reducing Admixtures, Internal Curing, and cracking performance*. Structural Engineering and Engineering Materials SM Report no. 107. The University of Kansas Center for Research, INC, Lawrence Kansas. <https://kuscholarworks.ku.edu/handle/1808/19821>.
- Powers, T. C., Brownyard, T. L. (1948) *Studies of the physical properties of hardened Portland Cement pastes*, Journal of the American Concrete Institute, USA.
- Quraishi, M. A., Nayak, D. K., Singh, B. N., Kumar, V., Pandey, K. K. (2016), *Experimental Studies on Effects of Sodium Citrate, Calcium Nitrite and Hexamine as Corrosion Inhibitor in Concrete*; Journal of Steel Structures & Construction, 5 pp; doi: [10.4172/2472-0437.1000117](https://doi.org/10.4172/2472-0437.1000117).
- Sellevoid, E. J. Radjy F. F. (1982), *Condensed silica fume in concrete*, Report BML 82.610. Division of Building Materials. The Norwegian Institute of Technology & The University of Trondheim, Norway.
- Shi, C. (2004), *Effect of mixing proportions of concrete on its electrical conductivity and the rapid permeability test (ASTM C1202 or ASSHTO T277) results*, Cement and Concrete Research, 34 (3), 537–545. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.09.007>.
- Snoeck, D. Jensen O. M., De Belie N. (2015), *The influence of superabsorbent polymers on the autogenous shrinkage properties of cement pastes with supplementary cementitious materials*. Cement and concrete research 74, 59-67. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.03.020>.
- Tange Hasholt, M., Mejlhede Jensen, O. (2015), *Chloride migration in concrete with superabsorbent polymers*, Cement and Concrete Composites, 55, 290-297. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.09.023>.
- Zhutovsky S. and Kovler K. *Effect of internal curing on durability-related properties of high performance concrete*, Cement and concrete research (2012), vol. 42., 1, pages 20-26, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.07.012>.

Análise de imagem em concreto desintegrado na fase de pós-aquecimento

A. H. Akca^{1*}, N. Özyurt²

* Autor de Contato: aakca@yildiz.edu.tr

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.482>

Recepção: 26/11/2019 | Aceitação: 05/02/2020 | Publicação: 30/04/2020

RESUMO

A relação entre o crescimento de fissuras e a redução da resistência à compressão após exposição a altas temperaturas seguidas de resfriamento lento e ao ar foi investigada neste estudo. As amostras de concreto foram aquecidas a 1000 °C e, após submetidas ao resfriamento lento foram, na sequência sazoadas ao ar por 28 dias. Durante o período de resfriamento, sua superfície foi monitorada usando uma câmera reflex digital de lente única e as imagens foram analisadas usando o software de análise de imagens. Logo após o resfriamento, a redução máxima na resistência à compressão do concreto foi de 49,5% e a do concreto sazoadado ao ar, após 28 dias, foi de 66,8%. As análises de imagem mostraram altas correlações entre o crescimento da fissura e a redução da resistência à compressão. Este método não destrutivo tem o potencial de representar a extensão dos danos no concreto após a exposição a altas temperaturas.

Palavras-chave: temperatura alta; concreto reforçado com fibra; deterioração; desenvolvimento de fissuras; análise de pixel preto.

Citar como: Akcal, A. H., Özyurt, N. (2020), “Análise de imagem em concreto desintegrado na fase de pós-aquecimento”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 219 – 229, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.482>

¹ Department of Civil Engineering, Yıldız Technical University, İstanbul, Turkey.

² Department of Civil Engineering, Boğaziçi University, İstanbul, Turkey.

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 Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2020.

Image analysis on disintegrated concrete at the post-heating stage

ABSTRACT

The relation between crack growth and reduction in the compressive strength after high temperature exposure and after air re-curing was investigated in this study. Concrete specimens were heated to 1000 °C and they were subjected to air re-curing for 28 days. During re-curing period, their heated surfaces were monitored by using a digital single-lens reflex camera and the images were analyzed by using image analysis software. After cooling, the maximum reduction in the compressive strength of concrete was 49.5% and that of air re-cured concrete was 66.8%. Image analyses showed high correlations between crack growth and reduction in the compressive strength. This non-destructive method has the potential to represent the extent of damage in concrete after high temperature exposure.

Keywords: high temperature; fiber reinforced concrete; deterioration; crack development; black pixel analysis.

Análisis de imagen sobre hormigón desintegrado en la etapa de post-calentamiento

RESUMEN

En este estudio se investigó la relación entre el crecimiento de grietas y la reducción de la resistencia a la compresión después de la exposición a altas temperaturas y después del curado con aire. Las muestras de hormigón se calentaron a 1000 °C y se sometieron a curado por aire durante 28 días. Durante el período de curado, sus superficies calentadas fueron monitoreadas usando una cámara réflex digital de lente única y las imágenes fueron analizadas usando un software de análisis de imágenes. Después del enfriamiento, la reducción máxima en la resistencia a la compresión del concreto fue del 49.5% y la del concreto curado al aire fue del 66.8%. Los análisis de imagen mostraron altas correlaciones entre el crecimiento de grietas y la reducción de la resistencia a la compresión. Este método no destructivo tiene el potencial de representar el alcance del daño en el concreto después de la exposición a altas temperaturas.

Palabras clave: alta temperatura; hormigón reforzado con fibra; deterioro; desarrollo de grietas; Análisis de píxeles negros.

1. INTRODUÇÃO

Gradientes térmicos, evaporação da água livre e mudanças químicas no concreto são os principais motivos de deteriorações, como fissuras superficiais, delaminação da superfície, destacamentos (spalling) (Poon et al. 2001; Akca e Özyurt, 2013). Além disso, a deterioração do concreto pode continuar nos dias subsequentes ao resfriamento devido a mudanças contínuas ocorridas na microestrutura do concreto. Por exemplo, uma eventual rehidratação do CaO resulta em Ca(OH)₂ com uma expansão de volume de 44% e essa reação pode causar fissuras no concreto, especialmente na superfície que sofreu mais com o aquecimento (Lin et al. 1996; Alonso e Fernandez, 2004; Mendes et al. 2011).

As alterações nas superfícies aquecidas do concreto podem ser usadas para avaliar as propriedades residuais do concreto após a exposição ao calor. Por exemplo, mudanças de cor em superfícies de concreto aquecidas ou expostas ao fogo podem fornecer informações sobre a temperatura máxima experimentada e a quantidade de deterioração do concreto (Yüzer et al. 2004; Ingham, 2009). A coloração rosa a vermelho ocorre devido à oxidação de compostos de ferro em partículas de areia e argila após 300 °C, e a superfície de concreto de cor esbranquiçada pode significar que a

temperatura do concreto excedeu 700 °C na qual ocorre a descarbonatação dos carbonatos. Assim, a redução da resistência pode ser prevista, aproximadamente, sem aplicar ensaios destrutivos no concreto em alguns casos.

Da mesma forma, fissuras nas superfícies aquecidas podem ser avaliadas para prever a resistência residual do concreto após o resfriamento. Portanto, as amostras de concreto foram submetidas a um processo de resfriamento ao ar lento, posterior ao aquecimento de até 1000 °C. Neste projeto, uma condição de aquecimento de face foi aplicada às amostras, uma vez que pode ser considerada mais realista e aplicável. Em seguida, as superfícies pré-aquecidas de corpos de prova de concreto foram monitoradas usando uma câmera DSLR, logo após o resfriamento, e as imagens foram avaliadas para entender a relação entre a abertura da fissure e a taxa de crescimento de fissuras nas superfícies pré-aquecidas e a redução da resistência à compressão após o aquecimento.

2. ESTUDO EXPERIMENTAL

2.1 Materiais e amostras

O cimento Portland tipo CEM I (PC) foi utilizado nos concretos e a quantidade total de cimento em 1 m³ de concreto foi de 450 kg e todos os concretos tiveram uma relação água / cimento de 0,45. A tabela 1 mostra os traços dos concretos. Foram utilizados nos concretos, aditivo incorporador de ar (AEA) à base de sal de amônia e álcool de óleo e superplastificante à base de policarboxilato modificado. A quantidade de AEA foi a mesma de 0,3 kg (0,7% do peso total de cimento) em todos os concretos. A quantidade de superplastificante foi variada para obter as consistências do concreto fresco nos limites de S4 dados na EN 206-1. As fibras de aço foram usadas como fibras de alto ponto de fusão e as fibras PP foram usadas como fibras de baixo ponto de fusão para reforçar os concretos. Nos concretos reforçados com fibra de PP foram utilizadas fibras de PP equivalentes a 0,2% do volume de concreto e nos concretos reforçados com fibra de aço foram utilizadas 0,5% de volume de concreto. Foram adicionadas fibras de PP e fibras de aço com teores de 0,1% e 0,25% por volume nos concretos reforçado com fibra híbrida, respectivamente. Areia de rio e cascalho silicoso foram utilizados em todos os grupos de concreto como agregados. Dependendo do tipo de fibra e também da presença do incorporador de ar, foram projetados 8 diferentes grupos de concreto, como pode ser visto na Tabela 1.

Foram produzidos 11 corpos de prova cúbicos com dimensões de 15x15x15 cm para cada grupo de concreto. Um dia após a produção, as amostras foram desmoldadas e colocadas em água de cura por 27 dias. Em seguida, eles foram condicionados em ambiente de laboratório por mais 2 meses antes dos ensaios (Poon et al. 2001; Chang et al. 2006). Três corpos de prova cúbicos foram utilizados para determinar as propriedades iniciais do concreto antes do aquecimento. As 8 amostras cúbicas restantes foram aquecidas a 1000 °C. Dois deles foram usados para monitorar as temperaturas em cubos de concreto durante o aquecimento, três deles foram testados para determinar propriedades logo após o resfriamento e os três corpos de prova cúbicos restantes foram submetidos a um sazonalamento ao ar por 28 dias. Portanto, nas tabelas e gráficos 0, X e Z representam ensaios antes do aquecimento, após o resfriamento e após 28 dias ao ar, respectivamente.

Tabela 1. Traços.

Séries	W/C	Cimento	Água	Agregado graúdo	Areia artificial	Areia natural	SP ^a	AEA	Fibras PP	Fibras metálicas
									(kg/m ³)	(dm ³ /m ³)
C00	0.45	450	202.5	968	565	225	5.7	-	-	-
C0S	0.45	450	202.5	968	565	225	6.0	-	-	5
C0P	0.45	450	202.5	968	565	225	6.3	-	2	-
C0H	0.45	450	202.5	968	565	225	6.6	-	1	2.5
CA0	0.45	450	202.5	968	565	225	5.3	0.3	-	-
CAS	0.45	450	202.5	968	565	225	5.7	0.3	-	5
CAP	0.45	450	202.5	968	565	225	6.0	0.3	2	-
CAH	0.45	450	202.5	968	565	225	6.6	0.3	1	2.5

^a SP significa superplastificante

2.2 Procedimento de aquecimento

Um forno elétrico com temperatura máxima de operação de 1250 °C foi utilizado neste estudo. Foram determinados dois estágios de aquecimento e durante o primeiro estágio as amostras foram aquecidas a 1000 °C e durante o segundo estágio as amostras foram mantidas a essa temperatura até o final do tempo total de aquecimento (200 minutos). A Fig. 1 representa o procedimento de aquecimento. O forno elétrico foi operado em potência máxima e a temperatura dentro do forno atingiu 1000 °C em aproximadamente 120 minutos. Como a capacidade de aquecimento do forno era limitada, a taxa de aquecimento era de 20 °C / min no início, mas a taxa diminuiu para 5 °C / min no final do primeiro estágio de aquecimento. Após a segunda etapa concluída, as amostras de concreto quentes não foram retiradas até que o forno esfriasse até 100 °C.

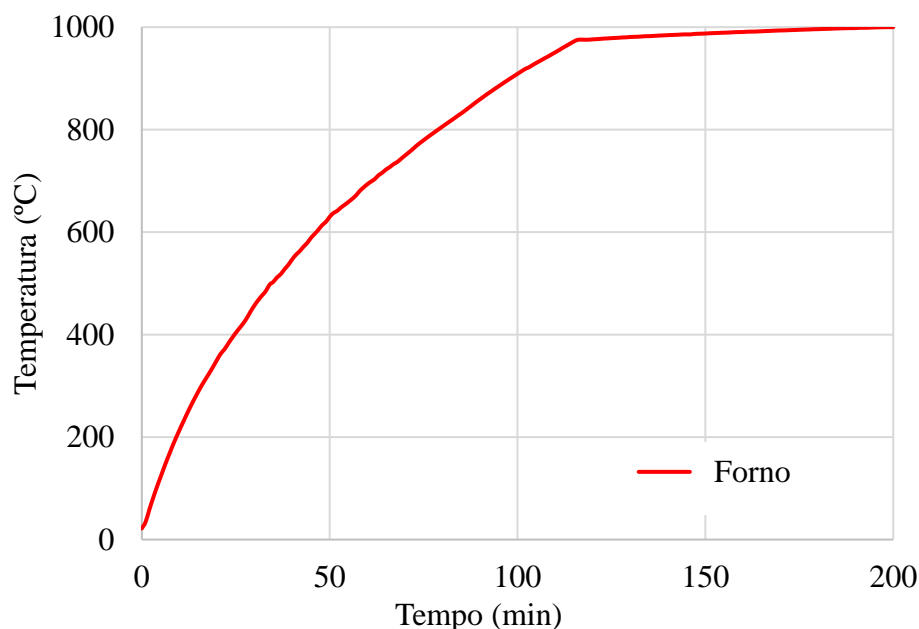


Figura 1. Procedimento de aquecimento.

Quatro corpos de prova cúbicos foram colocados juntos no forno elétrico e, a fim de simular as condições de aquecimento de uma face, foram isolados com blocos de concreto aerados, como mostra a Fig. 2. Para monitoramento da temperatura, os termopares tipo K foram colocados dentro de uma amostra de concreto durante o aquecimento.

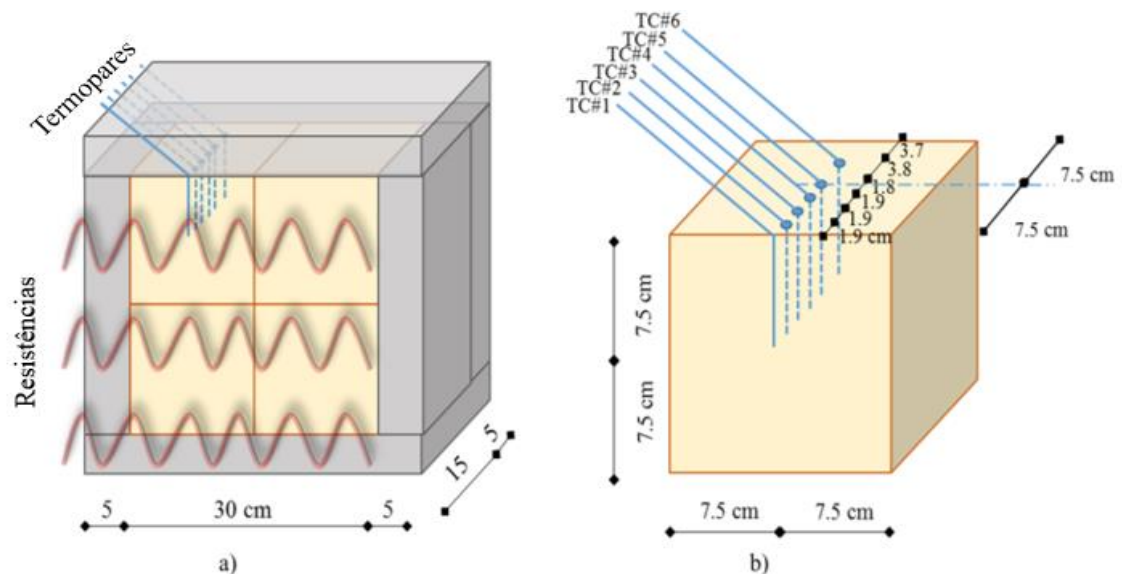


Figura 2. a) Isolamento térmico de amostras de concreto em fornos elétricos, b) posições dos termopares do tipo K usados para monitorar a mudança de temperatura.

2.3. Processo de sazonalamento ao ar por 28 dias

Após os processos de aquecimento e resfriamento, três amostras foram submetidas a um período de 28 dias ao ar. As amostras foram mantidas em ambiente de laboratório, com umidade relativa de $65 \pm 10\%$ e temperatura de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ durante esse período de sazonalamento ao ar.

2.4. Medida da abertura das fissuras

Alterações visuais no concreto aquecido ou exposto ao fogo podem fornecer informações sobre a temperatura máxima experimentada e a estimativa dos danos ao concreto (Yüzer et al. 2004; Ingham, 2009). Portanto, a fotografia da face aquecida de uma amostra sobrevivente de cada grupo de concreto foi tirada usando uma câmera DSLR. Essas imagens foram analisadas através de um software chamado Image J, como pode ser visto na Fig. 3. Durante a análise, toda a área da imagem foi dividida em 9 subáreas e as aberturas máximas de fissuras de cada subárea foram medidas e, em seguida, as aberturas médias foram obtidas.

2.5. Análise de pixel preto

O desenvolvimento de fissuras durante o sazonalamento de 28 dias ao ar foi monitorado, tirando fotos das superfícies que sofreram aquecimento a cada hora durante uma semana. Uma câmera DSLR de alta resolução e uma lente macro de 100 mm foram usadas para obter imagens detalhadas. Como pode ser visto na Fig. 4, essas imagens foram convertidas em imagens em preto e branco de 8 bits usando a Imagem J e foram realizadas análises de pixel preto (BPA).

Os pixels pretos representam fissuras, vazios de ar, delaminação da superfície e sombra (devido às posições dos refletores) nas superfícies aquecidas das amostras. As áreas totais de pixels pretos foram calculadas para todas as imagens separadamente. Em seguida, esses valores calculados foram divididos em área de pixel preto da primeira imagem para obter valores de área normalizados. Finalmente, gráficos de área normal-tempo foram desenhados para todos os grupos de concreto, exceto os grupos que sofreram destacamento (spalling) durante o aquecimento e as linhas de tendência foram ajustadas nos gráficos, como mostra a Fig. 5. Essas curvas foram usadas para monitorar a deterioração do concreto por uma semana. As inclinações das linhas de tendência ajustadas foram denominadas taxas de BPA e foram comparadas às taxas de redução da resistência à compressão de grupos de concreto curado ao ar.

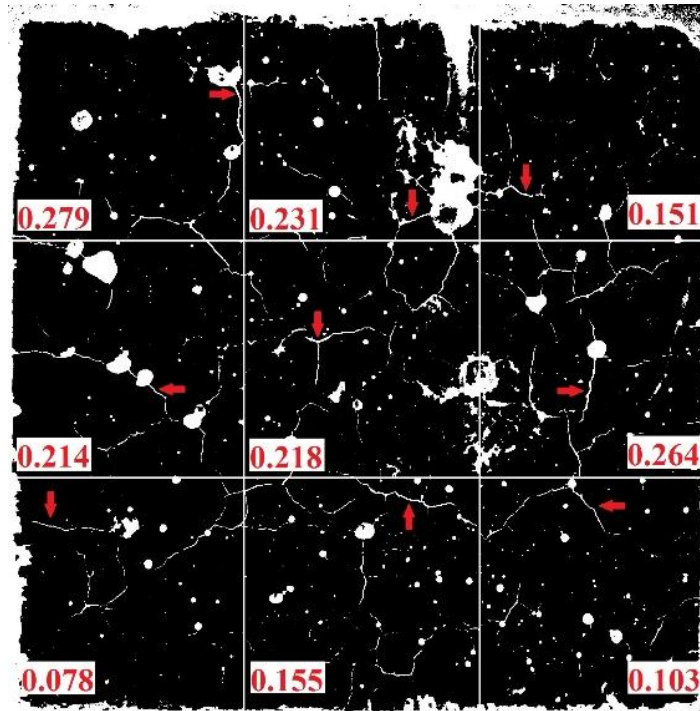


Figura 3. Medições da abertura da fissura em uma amostra C00X (superfície logo após o resfriamento).

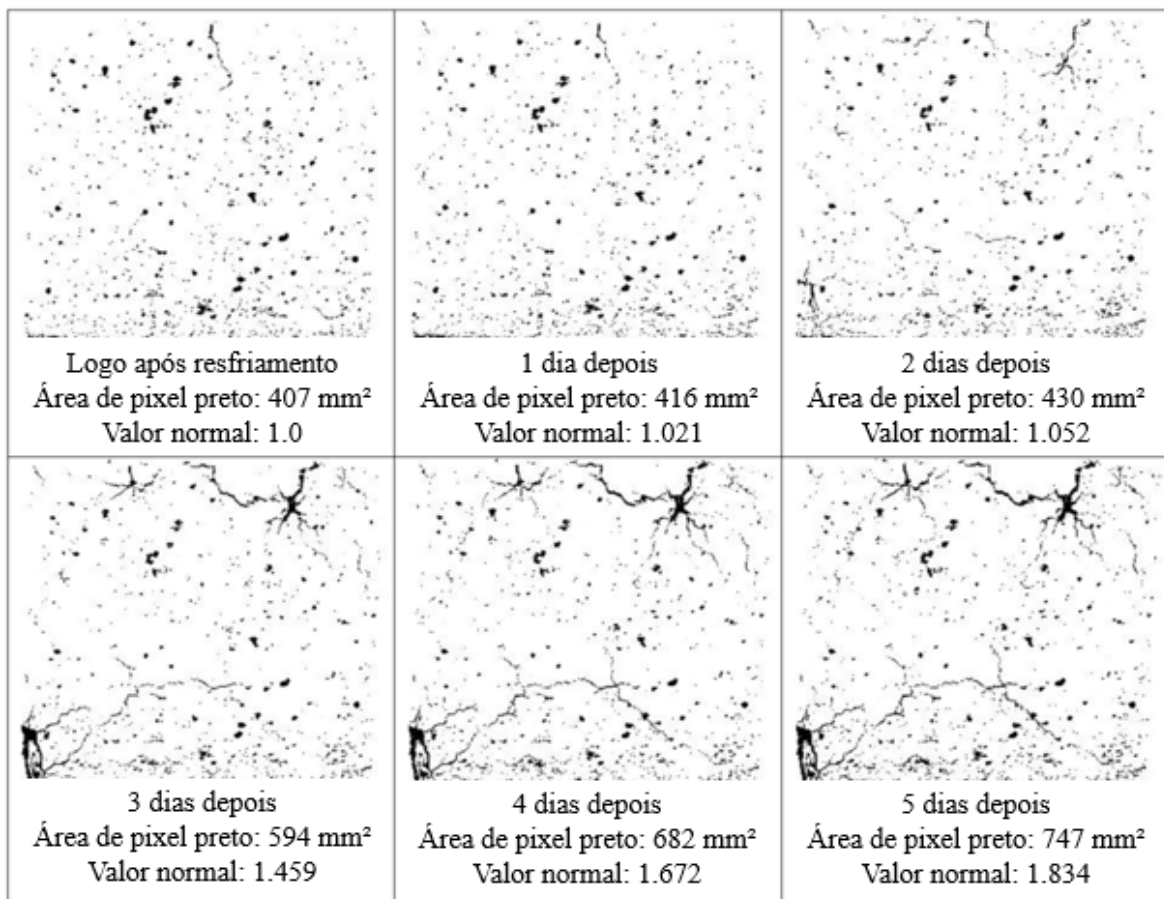


Figura 4. Monitoramento de crescimento de fissuras em imagens em preto e branco capturadas da amostra COPZ durante a cura ao ar.

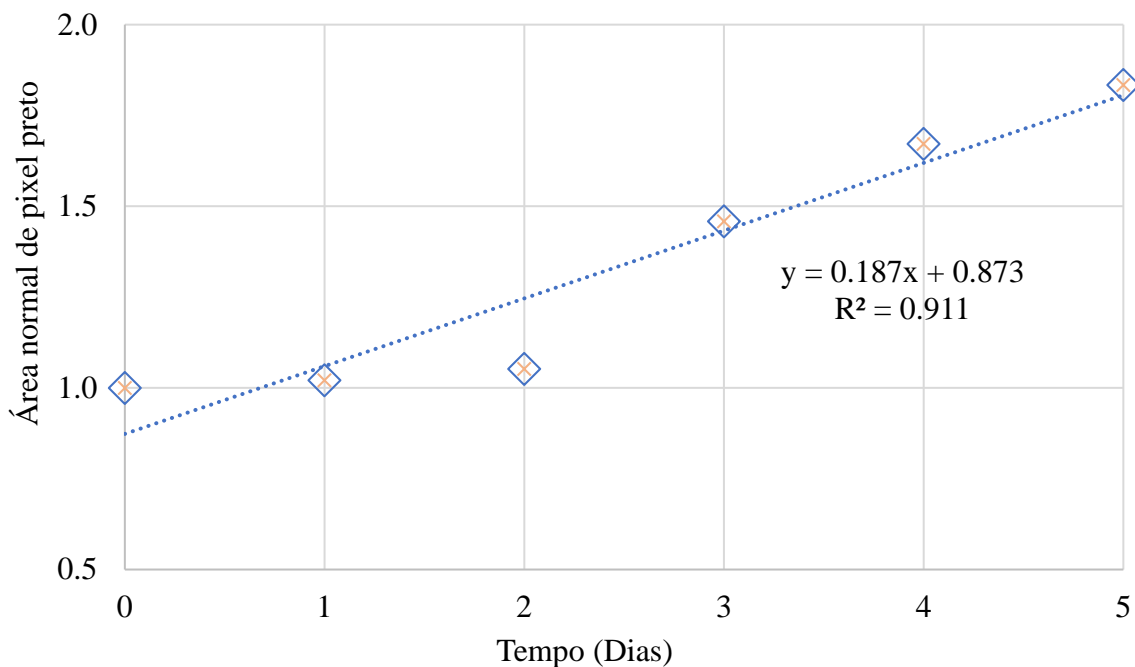


Figura 5. Valor da análise de pixel preto da amostra C0PZ.

3. RESULTADOS

3.1 Monitoramento de temperatura

As temperaturas da superfície aquecida e das partes internas dos corpos de prova cúbicos de concreto foram monitoradas durante o aquecimento e a monitoração da temperatura continuou ainda mais durante o resfriamento do forno (mais 150 minutos). No período de resfriamento, embora o aquecimento do forno tenha sido interrompido, as temperaturas no concreto continuaram a aumentar. Os dados do termopar estavam muito próximos quando comparados em termos de tipos de materiais cimentícios. Portanto, todos os concretos foram reunidos em duas categorias, dependendo do uso de AEA neles. A Tabela 2 mostra as temperaturas máximas médias monitoradas nas categorias de concreto com e sem entrada de ar durante o monitoramento da temperatura total (200 + 150 minutos). Os resultados mostraram que as temperaturas experimentadas no concreto com ar incorporado eram menores do que as do concreto sem ar incorporado. Quando todo o período de aquecimento e resfriamento é considerado, pode-se observar que os concretos experimentaram pelo menos 583 °C de temperatura, o que pode resultar em severas perdas de resistência (Poon et al. 2001; Akca e Özyurt, 2013).

Tabela 2. Valores médios de temperatura máxima em profundidades predefinidas da superfície durante os processos totais de aquecimento e resfriamento (no final de 350 minutos).

Termopar No	TC#1	TC#2	TC#3	TC#4	TC#5	TC#6
Profundidade (mm)	0	19	38	57	75	113
Sem AEA¹ (°C)	1000	805	691	657	636	608
Com AEA² (°C)	1000	784	662	627	608	583
Diferença (°C)	0	21	29	30	28	25

Sem AEA¹ significa todos os grupos de concreto sem ar incorporado.

Com AEA², são todos os grupos de concreto com ar incorporado.

3.2. Ensaio de resistência à compressão

As amostras de concreto cúbicas foram ensaiadas antes do aquecimento, após o resfriamento e após 28 dias ao ar, e os valores de resistência à compressão dos grupos de concreto foram determinados em todas as etapas. Os valores de resistência à compressão de todos os grupos de concreto diminuíram após o aquecimento e uma redução adicional na resistência residual foi observada após o período de sazonalidade de 28 dias ao ar. As razões de redução na resistência à compressão de todos os grupos de concreto após o resfriamento e após 28 dias ao ar podem ser vistas na Tabela 3.

Tabela 3. Redução da resistência à compressão em relação à resistência antes do aquecimento.

Redução na resistência à compressão	C00	C0S	C0P	C0H	CA0	CAS	CAP	CAH
Após o resfriamento (%)	31.9	25.8	36.7	33.9	35.2	36.5	49.5	45.5
Após 28 dias ao ar (%)	64.1	44.9	66.8	49.2	56.3	49.6	58.7	56.5

3.3. Medição da abertura da fissura (após o resfriamento das amostras)

Fotografias da face aquecida de uma amostra de cada grupo de concreto foram tiradas usando uma câmera DSLR. Essas imagens foram analisadas através de um software chamado Image J, e as aberturas médias das fissuras foram obtidas. As aberturas médias de fissuras dos grupos de concreto após o resfriamento foram apresentadas na Tabela 4. De acordo com os resultados, pode-se concluir que houve fissuras nas faces aquecidas das amostras cerca de 0,20 mm após o aquecimento. Também a tendência de fissuração do concreto reforçado com fibra de PP pode ser considerada mais alta e a do concreto reforçado com fibra de aço pode ser considerada menor em relação aos grupos de concreto simples após o resfriamento. Por outro lado, fissuras maiores foram observadas nos grupos de concreto com ar incorporado do que grupos de concreto sem ar incorporado.

Tabela 4. Aberturas médias de fissuras nas faces aquecidas de grupos de concreto após o resfriamento.

Abertura da fissura	C00X	C0SX	C0PX	C0HX	CA0X	CASX	CAPX	CAH X
Média (mm)	0.188	0.175	0.196	0.181	0.195	0.182	0.206	0.204
Desvio padrão (mm)	0.07	0.05	0.03	0.03	0.03	0.04	0.03	0.04

As aberturas médias calculadas da fissura foram comparadas com a redução na resistência à compressão das amostras após o resfriamento, como pode ser visto na Fig. 6. Os resultados mostraram que o aumento na abertura média da fissura das amostras causou aumento na redução da resistência à compressão. Essa relação pode ser usada para prever a extensão da deterioração nas propriedades mecânicas residuais dos elementos de concreto sem aplicar ensaios destrutivos sobre eles após um evento de incêndio.

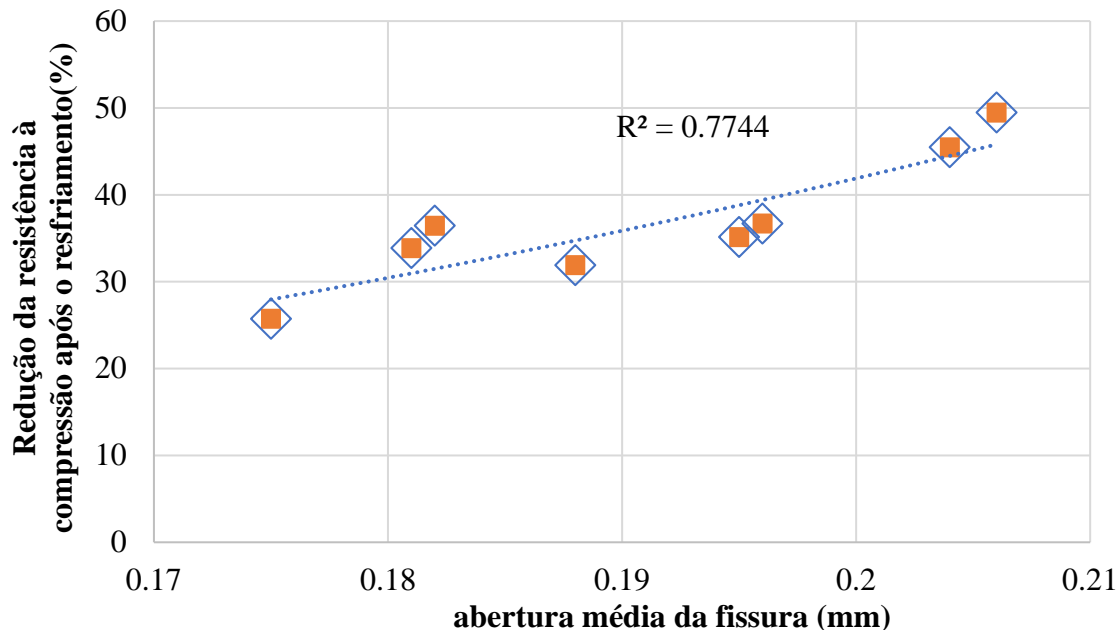


Figura 6. Relação entre redução na resistência à compressão e abertura média da fissura após o resfriamento.

3.4. Análise de pixel preto (BPA) (para o período de re-cura ao ar)

Após o resfriamento, o tamanho e o número de fissuras aumentaram nas superfícies aquecidas das amostras de concreto, provavelmente devido à reidratação expansiva de CaO. Portanto, imagens de superfície das amostras foram capturadas durante a primeira semana de exposição ao ar e essas imagens foram avaliadas no software de análise de imagem, a fim de avaliar a relação entre a taxa de desenvolvimento de fissuras e a redução da resistência à compressão durante esse período. Consequentemente, as taxas de BPA de amostras de concreto ao ar foram calculadas (como explicado na Seção 2.5) para monitorar o desenvolvimento de danos e esses valores foram comparados com as diferenças nos valores de resistência à compressão após o período de exposição ao ar, como mostrado na Tabela 5.

Tabela 5. Resistência à compressão residual e valores de BPA.

Grupo	X-Grupo ¹ (MPa)	Z-Individual ² (MPa)	(Z-X)/X (%)	Taxa BPA (Day ⁻¹)
C00	Destacamento (Spalling) ocorreu. O BPA não ocorreu.			
C0S	Destacamento (Spalling) ocorreu. O BPA não ocorreu.			
C0P	36.9	20.1	- 45.5	0.187
C0H	36.7	24.6	- 32.8	0.056
CA0	35.5	22.2	- 37.5	0.087
CAS	34.9	25.6	- 26.9	0.087
CAP	25.3	21.2	- 16.1	0.007
CAH	27.2	24.3	- 10.5	0.019

Grupo X¹ Representa o valor médio da resistência residual de 3 amostras após o resfriamento

Z-Individual² Representa o valor da resistência residual individual da amostra monitorada após 28 dias ao ar

Valor da resistência à compressão individual da amostra monitorada (ao ar por 28 dias após o período de resfriamento e ensaiado no final deste período de 28 dias) e valor médio da resistência à compressão de 3 amostras ensaiadas após o resfriamento (como um valor inicial da resistência antes do período de 28 dias ao ar) foram utilizados para calcular a mudança na resistência à compressão durante o período de exposição ao ar.

Após a comparação, uma dispersão foi observada como mostrado na Fig. 7 e mostrou que havia uma relação logarítmica entre as alterações na resistência à compressão e as taxas de BPA. O valor calculado de R^2 para todo o conjunto de dados foi de 0,77. Essa taxa pode ser aumentada usando técnicas avançadas de fotografia, analisando em software específico, aumentando o tamanho da amostra etc. Por exemplo, os vazios de ar na superfície das amostras influenciam a quantidade total de pixels pretos. Se, de alguma forma, o efeito dos vazios for eliminado, taxas mais precisas de BPA poderão ser obtidas.

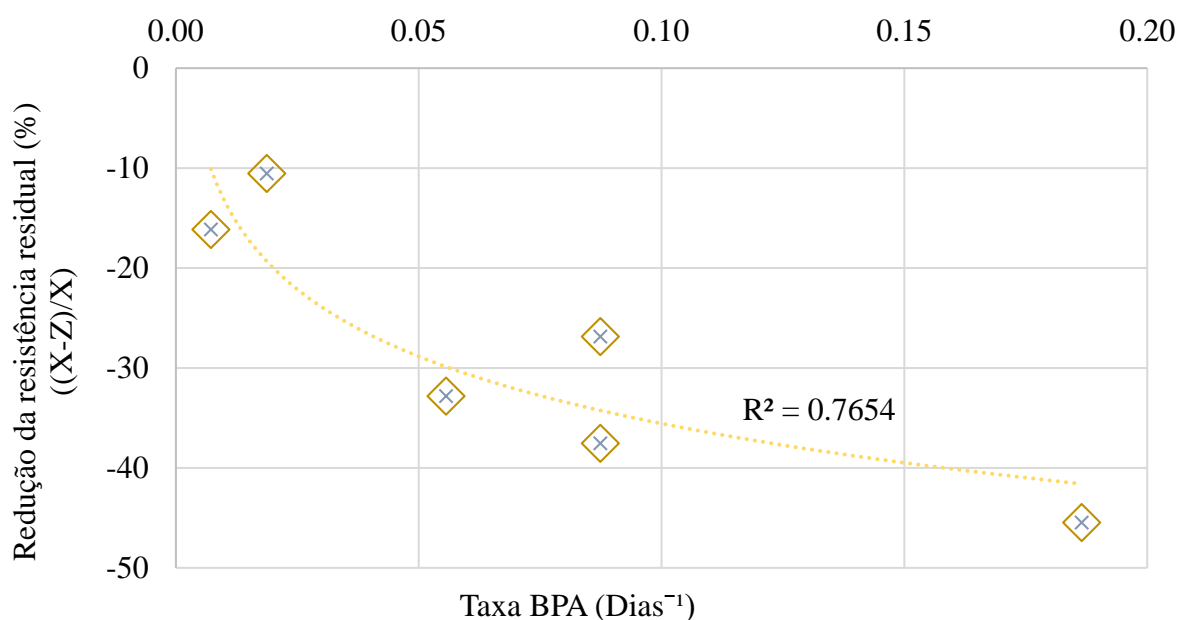


Figura 7. Resultados da análise de pixel preto

4. CONCLUSÕES

Neste estudo, investigou-se a deterioração progressiva de vários tipos de concreto pre-aquecidos e 1000° C, resfriados e posteriormente mantidos ao ar por 28 dias. Os BPAs foram conduzidos em amostras sazoadas ao ar e a relação entre o desenvolvimento da fissura e a redução da resistência à compressão foi avaliada.

As conclusões abaixo podem ser tiradas em relação aos resultados obtidos limitados à geometria da amostra (forma cúbica 15 por 15 por 15 cm):

1. Devido à temperatura elevada de 1000° C, a resistência à compressão dos grupos de concreto diminuiu aproximadamente 35%. Além disso, a fissuração contínua do concreto após o resfriamento causou uma redução adicional na resistência à compressão.
2. A relação entre fissuras nas superfícies aquecidas e a redução na resistência à compressão foram avaliadas após o resfriamento. Os resultados mostraram que a abertura média da fissura na superfície aquecida do concreto pode fornecer informações sobre a diminuição da resistência à compressão do concreto.

3. Uma técnica de análise de imagem foi desenvolvida durante este estudo, chamada de análise de pixel preto (BPA), a fim de entender a relação entre o crescimento da fissura durante o sazonalamento ao ar e a redução da resistência à compressão após 28 dias. Este método deu bons resultados e pode ser aprimorado para representar melhor a extensão dos danos no concreto após exposição a altas temperaturas.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro do Fundo de Pesquisa da Universidade Boğaziçi [Código do Projeto 14A04D2]. Também é reconhecido o apoio da AKÇANSA Cement e da BASF-YKS Construction Chemicals. Os autores também gostariam de agradecer a Ümit Melep, Bilge Uluocak e Melike Babucci pelo apoio durante as medições experimentais. O primeiro autor agradece o apoio financeiro do Conselho de Pesquisa Científica e Técnica da Turquia (TÜBİTAK).

6. REFERÊNCIAS

- Akca, A. H., Özyurt, N. (2013). *High performance concrete under elevated temperatures*. Construction and Building Materials. 44:317-328. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.005>
- Alonso, C., Fernandez, L. (2004). *Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments*. Journal of Materials Science. 39:3015-3024.
- Chang, Y. F. Chen, Y. H., Sheu, M. S., Yao, G. C. (2006). *Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high temperatures*. Cement and Concrete Research. 36 (10):1999-2005. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.029>
- Ingham, J. P. (2009). *Application of petrographic examination techniques to the assessment of fire-damaged concrete and masonry structures*. Materials Characterization. 60 (7):700-709. <https://doi.org/10.1016/j.matchar.2008.11.003>
- Lin, W. M., Lin, T. D., Powers-Couche, L. J. (1996). *Microstructures of Fire-Damaged Concrete*. ACI Materials Journal. 93 (3):199-205.
- Mendes, A., Sanjayan, J. G., Collins, F. (2011). *Effects of slag and cooling method on the progressive deterioration of concrete after exposure to elevated temperatures as in a fire event*. Materials and Structures. 44:709-718. <https://doi.org/10.1617/s11527-010-9660-2>
- Poon, C. S., Azhar, S., Anson, M., Wong, Y. L. (2001). *Comparison of the strength and durability performance of normal- and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures*. Cement and Concrete Research. 31 (9):1291-1300. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00580-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00580-4)
- Yüzer, N., Aköz, F., Dokuzer Öztürk, L. (2004). *Compressive strength-color change relation in mortars at high temperature*. Cement and Concrete Research. 34 (10):1803-1807. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.01.015>

Uma abordagem numérica para avaliar a capacidade residual de elementos de concreto submetidos a incêndio

V. K. R. Kodur^{1*} , A. Agrawal² 

* Autor de Contato: kodur@egr.msu.edu

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.483>

Recepção: 26/11/2019 | Aceitação: 05/02/2020 | Publicação: 30/04/2020

RESUMO

Este artigo apresenta uma abordagem para avaliar a capacidade residual de estruturas de concreto danificadas pelo fogo. A abordagem envolve capturar a resposta em três fases; ou seja, resposta estrutural em condições ambiente (antes da exposição ao fogo), resposta termomecânica durante a exposição ao fogo e resposta residual pós-incêndio após o resfriamento do membro estrutural. A abordagem proposta é implementada em um modelo numérico abrangente desenvolvido no programa computacional ABAQUS de elementos finitos para avaliar especificamente a capacidade residual de uma viga de CA após exposição a diferentes cenários de incêndio. Previsões do modelo numérico são utilizados para destacar a importância de cada fase de análise em avaliar a capacidade residual real de elementos de concreto danificado pelo fogo.

Palavras-chave: elementos de concreto armado, danos por incêndio, fase de resfriamento, capacidade residual pós-incêndio.

Citar como: Kodur, V. K. R., Agrawal, A. (2020), “Uma abordagem numérica para avaliar a capacidade residual de elementos de concreto submetidos a incêndio”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 230 – 242, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.483>

¹ Department of Civil Engineering, Michigan State University, East Lansing, USA.

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.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2020.

A numerical approach for evaluating residual capacity of fire damaged concrete members

ABSTRACT

This paper presents an approach to evaluate residual capacity of fire-damaged concrete structures. The approach involves capturing response in three stages; namely, structural response at ambient conditions (prior to fire exposure), thermo-mechanical response during fire exposure, and post-fire residual response after cooling down of the structural member. The proposed approach is implemented in a comprehensive numerical model developed in the finite element computer program ABAQUS for specifically evaluating residual capacity of an RC beam after exposure to different fire scenarios. Predictions from the numerical model are utilized to highlight importance of each stage of analysis in evaluating realistic residual capacity of fire damaged concrete members.

Keywords: reinforced concrete members, fire damage, cooling phase, post-fire residual capacity.

Un enfoque numérico para evaluar la capacidad residual de los miembros de concreto dañados por el fuego

RESUMEN

Este artículo presenta un enfoque para evaluar la capacidad residual de las estructuras de hormigón dañadas por el fuego. El enfoque implica capturar la respuesta en tres etapas; a saber, la respuesta estructural en condiciones ambientales (antes de la exposición al fuego), la respuesta termomecánica durante la exposición al fuego y la respuesta residual posterior al incendio después del enfriamiento del miembro estructural. El enfoque propuesto se implementa en un modelo numérico integral desarrollado en el programa de computadora de elementos finitos ABAQUS para evaluar específicamente la capacidad residual de un haz RC después de la exposición a diferentes escenarios de incendio. Las predicciones del modelo numérico se utilizan para resaltar la importancia de cada etapa de análisis en la evaluación de la capacidad residual realista de los elementos de hormigón dañados por el fuego.

Palabras clave: elementos de hormigón armado, daños por incendio, fase de enfriamiento, capacidad residual posterior al incendio.

1. INTRODUÇÃO

O incêndio representa uma severa condição ao ambiente que a infraestrutura civil pode sofrer durante sua vida útil. Portanto, os elementos estruturais dos edifícios devem atender aos requisitos exigidos de resistência ao fogo especificados nas normas de construção (CEN, 2004 a; ASTM Internacional, 2018). Entretanto, dados estatísticos sugerem claramente que, mesmo quando os incêndios ocorrem em estruturas, o colapso completo dos sistemas estruturais devido ao incêndio é um evento raro (Beitel e Iwankiw, 2005). A probabilidade de colapso completo em estruturas de concreto armado ou concreto protendido (CA e CP) é ainda menor devido à baixa condutividade térmica, alta capacidade térmica e degradação mais lenta das propriedades mecânicas do concreto devido à temperatura (Tovey e Crook, 1986; Kodur, 2014; Kodur, 2017). Portanto, é razoável supor que estruturas de concreto, após a maioria dos incidentes de incêndio, possam ser abertas para reocupação com reparos e readaptações adequadas (Kodur e Agrawal, 2015; Kodur e Afrawal, 2016; Kodur e Phan, 2007).

No entanto, sempre há incerteza em relação ao nível de capacidade estrutural residual em elementos

de concreto após um incidente de incêndio. É imperativo avaliar se existe capacidade residual suficiente nos elementos estruturais antes da reocupação após um incêndio grave. Além disso, essa avaliação forma a base para o desenvolvimento de estratégias relevantes de readaptações (reparo) em estruturas de concreto danificadas pelo fogo.

A capacidade residual retida em estruturas de concreto danificadas pelo fogo é altamente variável e depende do histórico de temperatura e das condições estruturais presentes durante a exposição ao fogo (Kodur e Agrawal, 2015; Kodur e Afrawal, 2016; Kodur e Phan, 2007). Série de fatores, incluindo a gravidade do fogo, as propriedades do material dependente da temperatura do aço e do concreto, a duração do incêndio (períodos de aquecimento e resfriamento), a degradação dos vínculos induzido pela temperatura, o nível de carga e as condições de restrição presentes durante a exposição ao fogo influenciam a capacidade residual. Muitos desses fatores são interdependentes e podem variar significativamente em diferentes cenários. Desta forma, a avaliação da capacidade residual pode ser bastante complexa e depende das suposições utilizadas na análise.

Atualmente, existem abordagens limitadas para avaliação da capacidade residual de estruturas de concreto danificadas pelo fogo (Bai e Wang, 2011; Kodur et al, 2013; Kodur et al, 2010). A maioria dessas abordagens é baseada em análises seccionais que não levam em conta como relevante o nível de carga, as condições de contorno e as deformações residuais pós-incêndio na avaliação da capacidade residual. Além disso, a maioria das abordagens atuais de avaliação de capacidade residual não leva em consideração o efeito de endurecimento por deformação na armação, o que pode levar a uma sub-predição da capacidade de momento em 15 a 25% do que o valor real experimentado em aplicações de campo (Kodur e Agrawal, 2016).

Para superar algumas das desvantagens acima, é proposta uma abordagem para prever a capacidade residual e as deflexões residuais das estruturas de CA expostas ao fogo. A novidade da abordagem atual reside na consideração de distintas propriedades dos materiais da armadura de aço e concreto durante a fase de aquecimento da exposição ao fogo, fase de resfriamento da exposição ao fogo, bem como a fase residual (após o resfriamento) e a incorporação de deformações (plásticas) residuais pós-incêndio de elementos de CA danificados pelo fogo na análise de resposta pós-incêndio. A abordagem proposta é implementada através de um modelo numérico abrangente desenvolvido em um programa de computador baseado em elementos finitos ABAQUS (ABAQUS, 2012). Os resultados de estudos numéricos são utilizados para ilustrar a importância de cada fase da análise na avaliação da capacidade residual de elementos de CA danificados pelo fogo.

2. DANO CAUSADO PELO FOGO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

A extensão dos danos às estruturas de concreto devido à exposição ao fogo é influenciada pelas condições existentes imediatamente antes do incidente, bem como enquanto a duração completa da exposição ao fogo, incluindo a fase de resfriamento prolongada quando as temperaturas da seção transversal do elemento retornam às condições ambiente. As diferentes fases encontradas para uma viga típica de CA durante e após um incêndio são ilustradas na Fig. 1. Quando o incêndio atinge ignição súbita generalizada, as temperaturas da seção transversal aumentam e a capacidade de carga diminui, juntamente com o aumento da deflexão devido à degradação induzida pela temperatura na resistência e rigidez do concreto e do aço. Além disso, mesmo quando as temperaturas do fogo começam a decair durante a fase de resfriamento, as temperaturas da seção transversal dentro do elemento estrutural permanecem significativamente altas por uma duração prolongada após condições de exaustão ou após a extinção do fogo, devido à alta inércia térmica do concreto. De fato, as temperaturas dentro do elemento podem não voltar às condições ambiente até 24 a 72 horas após a extinção do incêndio, dependendo do tamanho (massa térmica) do elemento e da gravidade do incêndio. Depois que o elemento esfria até as condições ambiente, existe uma deflexão

irrecuperável no membro estrutural. Essas deformações residuais representam o estado de dano estrutural no elemento resultante da exposição ao fogo e a extensão do dano, dependendo do nível de carga, condições de contorno e degradação induzida pela temperatura nas propriedades do material.

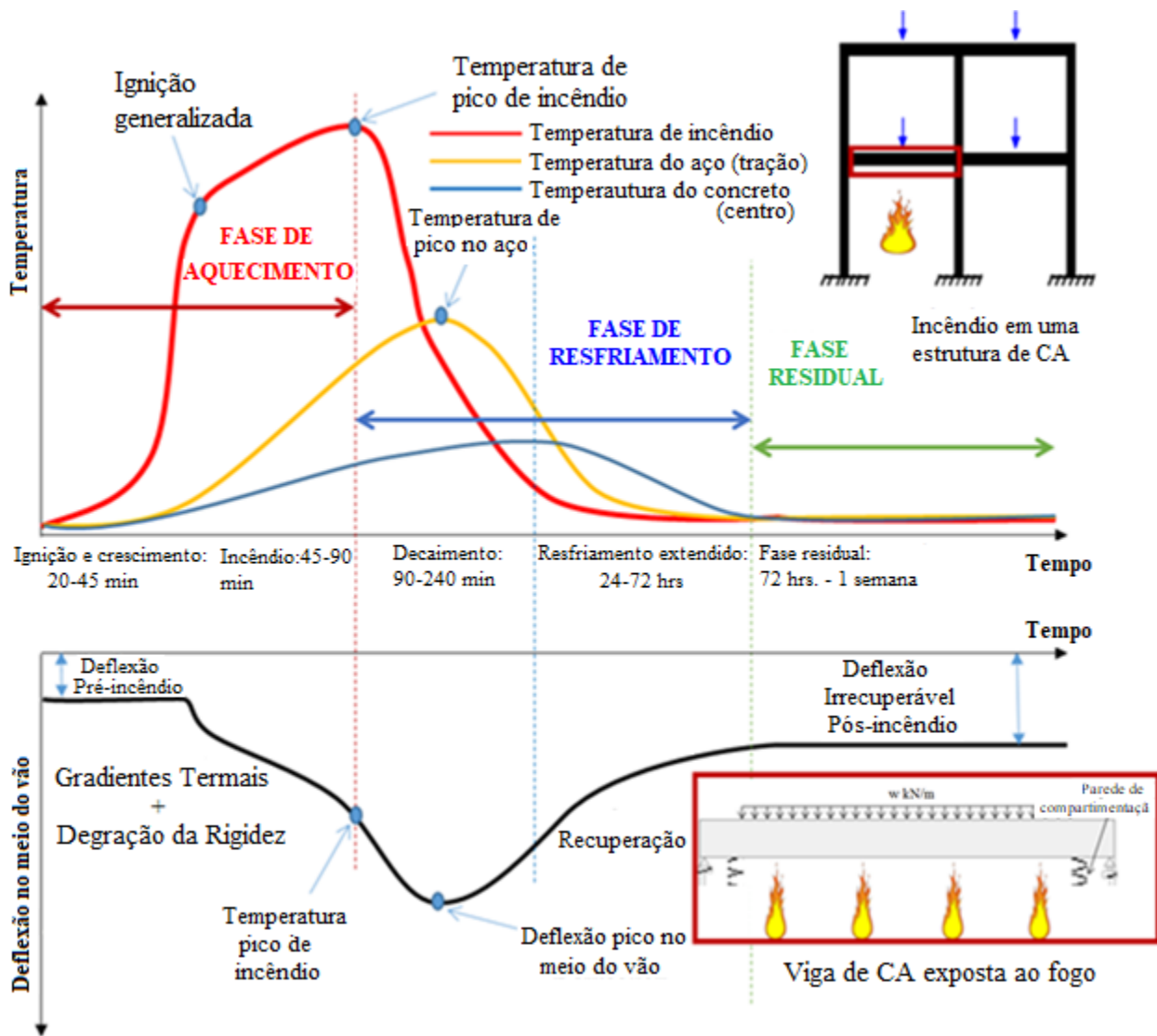


Figura 1. Resposta de uma viga típica de CA durante e após a exposição ao fogo.

Dessa forma, é crucial estabelecer temperaturas seccionais experimentadas pelo elemento estrutural, condições estruturais presentes durante o evento de incêndio, taxa de resfriamento e deformações residuais para avaliar a capacidade residual dos elementos de concreto danificados pelo fogo.

3. ABORDAGEM PARA LEVANTAMENTO DA CAPACIDADE RESIDUAL

O comportamento de um elemento de CA após a exposição ao fogo geralmente depende de parâmetros como nível de carga, temperaturas experimentadas no elemento durante a exposição ao fogo, taxa de resfriamento e recuperação da resistência após o incêndio. Uma abordagem geral composta por três fases, que incorporam a interdependência desses parâmetros na avaliação da capacidade residual dos elementos de CA, é apresentada nesta seção.

3.1 Procedimento geral

Para avaliar a capacidade residual, a análise de resistência de um elemento de CA tem de ser realizada em três fases, nomeadamente, análise da resposta ambiente à temperatura ambiente (Fase 1), análise de temperatura elevada compreendendo a fase de aquecimento e resfriamento da exposição ao fogo (Fase 2) e, finalmente, análise residual pós-incêndio após o resfriamento do elemento de concreto (Fase 3). As três fases da análise para avaliar a capacidade residual de elementos de CA danificados por incêndio são ilustrados através de um fluxograma na Fig. 2. Esse tipo de abordagem pode ser aplicado através de análises avançadas, utilizando o pacote de software de elementos finitos comerciais, como o ABAQUS (ABAQUS, 2012).

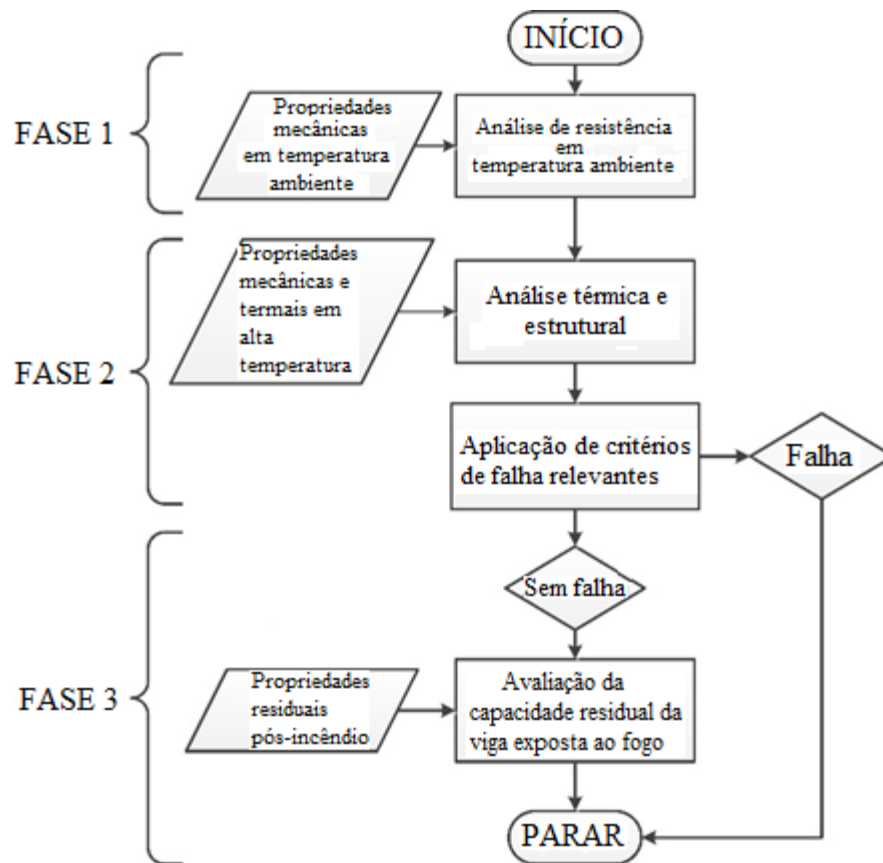


Figura 2. Fluxograma descrevendo a abordagem em três fases para avaliar a capacidade residual de estruturas de concreto armado danificadas pelo fogo.

Na Fase 1, a capacidade de carga (momento) de um elemento de CA é avaliada através de equações de resistência especificadas para avaliação da capacidade em temperatura ambiente disponível em normas de concepção. Alternativamente, a análise detalhada dos elementos finitos pode ser realizada incrementando gradualmente a carga no elemento até que ocorra falha. Para esta análise, as propriedades de resistência e rigidez à temperatura ambiente do concreto e da armadura de aço devem ser levadas em consideração.

Na Fase 2 da análise, a resposta do elemento de CA é avaliada em um cenário de incêndio, nível de carga e condições de restrição que estão presentes durante a exposição ao fogo. Ambas respostas térmica e estrutural do elemento são rastreadas para avaliar o desempenho ao fogo do elemento de CA. Nesta fase, as propriedades dependentes da temperatura do concreto e do aço da armadura específicas para as fases de aquecimento e resfriamento do fogo devem ser inseridas (Kodur e Agrawal, 2015; Kodur e Afrawal, 2016; Kodur e Phan, 2007). Essa fase da análise é realizada em vários incrementos de tempo até a falha do elemento ou através da duração total da exposição ao

fogo, o que ocorrer primeiro. Os parâmetros de resposta da análise térmica e estrutural devem ser utilizados para verificar a falha no final de cada incremento de tempo para avaliar o estado do elemento de CA em diferentes estados limites de falha.

Após o resfriamento do elemento, se não houver falha na Fase 2, a Fase 3 da análise deve ser realizada. Nesta fase da análise, o elemento de CA é carregado de forma incremental e a resposta estrutural do elemento é traçada. Para esta análise, são consideradas propriedades residuais específicas do material (concreto e armadura de aço). Os incrementos de carga continuam até que o membro falhe, conforme qualquer um dos estados limite especificados que governam a falha.

4. ESTUDO DE CASO

A fim de ilustrar a capacidade da abordagem proposta para avaliar a resistência residual de um elemento de CA exposto ao fogo, um modelo de elementos finitos foi desenvolvido no ABAQUS (ABAQUS, 2012). Este modelo foi aplicado para avaliar a resposta de vigas de CA danificadas pelo fogo em três fases de análise diferentes, conforme a abordagem proposta. Detalhes completos da validação da abordagem proposta para análise da capacidade residual da avaliação de capacidade residual de elementos de concretos danificados pelo fogo podem ser encontrados em outros lugares (Kodur e Agrawal, 2016).

4.1 Vigas analisadas

Duas vigas de concreto idênticas, designadas como vigas V1 e V2, foram analisadas quanto à capacidade residual após exposição a cenários de incêndio com fases distintas de aquecimento e resfriamento. Os parâmetros chave de resposta, incluindo deflexões e temperaturas, foram calculados durante diferentes fases da análise para monitorar o desempenho de cada viga. Os parâmetros de análise adotados para as duas vigas estão resumidos na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo dos parâmetros de análise e resultados utilizados para o estudo de caso.

Designação da viga	Condição de apoio	Exposição ao fogo	Capacidade de projeto ACI (kN-m)	Resistência ao fogo prevista (min)	Capacidade residual prevista (kN-m)
V1	Simplesmente apoiada	SF*	191	Sem falha	189
V2		LF**		Sem falha	164

* Cenário de incêndio curto com fase de aquecimento de 2h; ** Cenário de incêndio severo com fase de aquecimento de 3h

4.2 Detalhes da análise

A análise foi realizada no programa computacional de elementos finitos ABAQUS (ABAQUS, 2012). Os modelos constitutivos para concreto e aço são definidos na estrutura do pacote de software e a modelagem de vigas de CA expostas ao fogo é realizada usando o procedimento de análise termomecânica acoplada sequencialmente. Neste procedimento, a análise mecânica utiliza os resultados (temperaturas) gerados na análise de transferência de calor, mas não existe dependência reversa. Além disso, são necessários dois submodelos para realizar as três fases da análise, nomeadamente, modelos estruturais e térmicos. É necessário um modelo estrutural para realizar a análise de resistência nas Fases 1, 2 e 3, enquanto a Fase 2 da análise requer cálculos de transferência de calor para calcular temperaturas seccionais na viga de CA.

No caso do modelo estrutural, elementos contínuos de oito nós com integração reduzida (C3D8R) e elementos de ligação de dois nós (T3D2) são utilizados para discretização de concreto e armadura

de aço, respectivamente. No caso do modelo térmico em espaço 3D, concreto e a armadura de aço foram discretizados utilizando elementos DC3D8 (elemento de bloco linear de 8 nós) e elementos DC1D2 (elemento de vínculo de 2 nós) disponíveis na biblioteca do ABAQUS (ABAQUS, 2012), que tem a temperatura nodal (NT11) como o único grau ativo de liberdade.

4.3 Parâmetros de entrada para análise

Vários parâmetros de entrada, como geometria do modelo, distribuição de carga, condições de contorno, cenários de incêndio e propriedades do material são necessários para executar diferentes fases de análise. Os detalhes das vigas e as curvas tempo-temperatura dos cenários de incêndio assumidos para análise são apresentados esquematicamente na Fig. 3a-c.

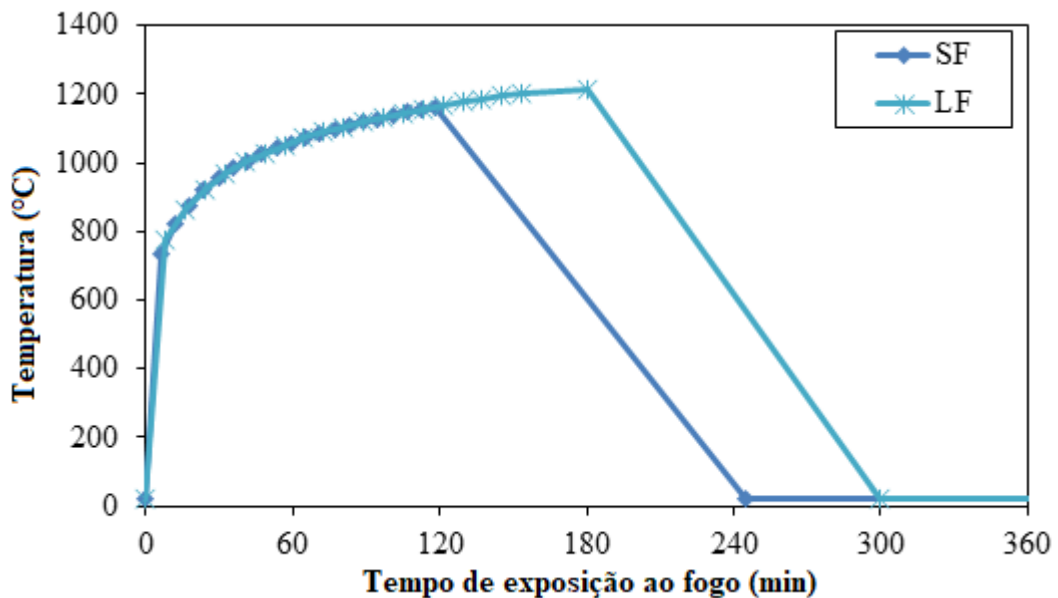
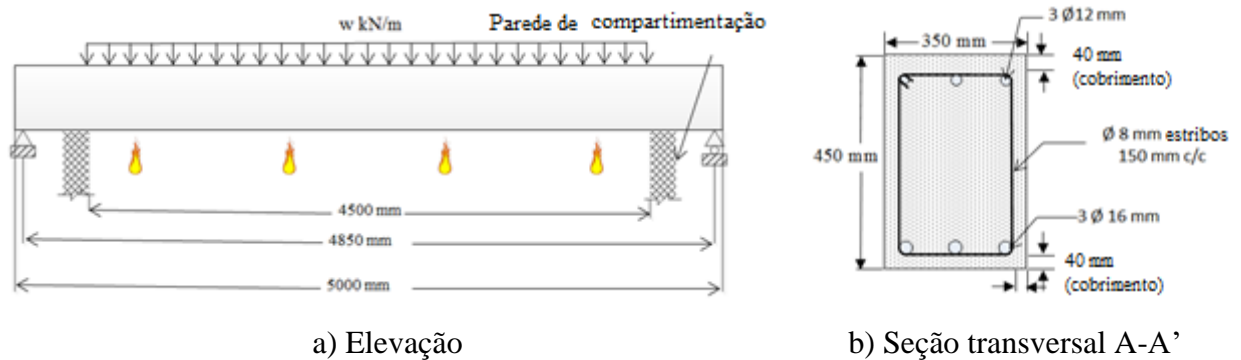


Figura 3. Dimensões, detalhes de armadura, cenários de carga e incêndio adotados para estudo de caso em vigas de CA

Ambas as vigas tinham dimensões transversais e detalhamento de armadura idênticas. Presume-se que o aço das armaduras principais e dos estribos apresentem resistência de escoamento de 450 MPa e 280 MPa, respectivamente. Além disso, a resistência média à compressão (do cilindro) do concreto adotada foi de 50 MPa. Supunha-se que as vigas fossem simplesmente apoiadas em todas as fases da análise. Uma carga uniformemente distribuída foi aplicada em cada viga, gerando um momento fletor de 50% da capacidade da viga, de acordo com o ACI 318 (American Concrete Institute, 2008), semelhante ao nível de carga (tensão) normalmente presente durante as condições de exposição pré-incêndio. Os cenários de exposição ao incêndio adotados para simular danos ao

fogo nas vigas foram calculados de acordo com o Eurocode 1 (CEN, 2004a) e compostos por uma fase distinta de aquecimento e resfriamento. A variação da carga de combustível de 500 MJ/m² para 750 MJ/m² resultou em uma fase de aquecimento de 2h para o cenário de Fogo Curto (SF) e 3h para o Fogo Severo (LF), respectivamente. O resfriamento linear (decaimento) nas temperaturas de incêndio foi adotado de acordo com as recomendações do Eurocode 1 (CEN, 2004a) para simular a fase de resfriamento no elemento estrutural (ver Fig. 3).

Além desses parâmetros de entrada, várias propriedades do material também devem ser inseridas durante as diferentes fases da análise. Para a análise da Fase 1, à temperatura ambiente, são adotadas relações tensão-deformação uniaxiais típicas para concreto e aço à temperatura ambiente. Na análise da Fase 2, durante a fase de aquecimento, assume-se que as propriedades térmicas e mecânicas dependentes da temperatura da armadura de aço e do concreto sejam as das disposições do Eurocode 2 e 3 (CEN, 2004b; CEN, 2004d). Na análise da Fase 3, após o resfriamento da viga de CA exposto ao fogo, presume-se que a resistência à compressão e tração uniaxial residual do concreto após o resfriamento até a temperatura ambiente seja 10% menor que a resistência atingida na temperatura máxima. Esta premissa é baseada nas recomendações do Eurocode 4 (CEN, 2004e). A relação tensão-deformação residual da armadura de aço é calculada usando a degradação observada por Neves et al. (1996).

4.4 Resultados

Os campos de deslocamento e temperatura são as principais variáveis de saída geradas durante as diferentes fases da análise. Os deslocamentos devido à carga aplicada na primeira fase da análise são usados para verificar a condição da viga durante a análise da Fase 1. Na análise da Fase 2, a saída da análise térmica, ou seja, temperaturas nodais, é aplicada como carga corporal térmica no modelo estrutural para avaliar a resposta mecânica da viga de CA sob exposição ao fogo. Um identificador para verificar se o material está em fase de aquecimento ou resfriamento, para aplicar as propriedades apropriadas do material, é atualizado na análise estrutural usando a sub-rotina UFIELD disponível na ABAQUS (ABAQUS, 2012). Além disso, as temperaturas máximas experimentadas em cada nó durante a análise térmica são usadas para calcular propriedades mecânicas residuais a serem usadas para a avaliação da capacidade residual na análise da Fase 3, quando necessário. A resposta de carga (momento) de deflexão da análise da Fase 3 é utilizada para avaliar a capacidade residual de vigas de concreto armado expostas ao fogo.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na análise da Fase 1, a capacidade de projeto em temperatura ambiente das vigas V1 e V2 foi calculada em 191 kN-m, de acordo com as equações de projeto da ACI 318 (ACI, 2008). Além disso, a capacidade realista em temperatura ambiente das vigas de CA antes da exposição ao fogo, usando análise de elementos finitos quando o endurecimento por deformação e nenhum fator de redução de material é aplicado, foi calculada em 250 kN-m.

Após avaliar a capacidade em temperatura ambiente na Fase 1, cada viga foi submetida a um cenário distinto de exposição ao fogo sob nível de carga constante (tensão) na análise da Fase 2. Durante a análise da Fase 2 (exposição ao fogo), a resposta térmica e estrutural das vigas foi avaliada não apenas até o final da exposição ao fogo, mas durante um período de resfriamento prolongado, isto é, o período que abrange a extinção do fogo para completar o resfriamento, incluindo o tempo gasto para que toda a seção transversal da viga volte à temperatura ambiente.

A resposta térmica das vigas analisadas, V1 e V2, durante a exposição ao fogo, é mostrada na Fig. 4, plotando as temperaturas do aço e do concreto em diferentes locais da seção transversal, em função do tempo. Diferentemente das temperaturas do fogo que subiram rapidamente nos primeiros minutos, as temperaturas na seção transversal de ambas as vigas começaram a subir de 10 a 15

minutos na exposição ao fogo, quando as temperaturas do fogo já estavam acima de 700°C. Temperaturas dentro da seção transversal da viga aumentam monotonicamente durante a fase de aquecimento das vigas V1 e V2, que duram 120 minutos e 180 minutos, respectivamente. Além disso, as temperaturas de seção transversal em ambas as vigas continuam a aumentar, mesmo quando a temperatura do fogo decai, devido à alta inércia térmica do concreto. De fato, as temperaturas de seção transversal atingem valores de pico durante a fase de resfriamento (decaimento) da exposição ao fogo em ambas as vigas. As temperaturas de pico do aço em V1 e V2 são calculadas em 592°C e 715°C a 170 e 240 minutos, respectivamente, bem após o término da fase de aquecimento da exposição ao fogo. Da mesma forma, as temperaturas de pico em profundidade média do concreto são calculadas em 240°C e 315°C, respectivamente. Portanto, a exposição ao fogo relativamente menos severa adotada para a viga V1 leva a temperaturas transversais relativamente mais baixas em comparação com as experimentadas na viga V2. No entanto, ambas as vigas não falham durante a exposição ao fogo ou durante a fase de resfriamento prolongada após a exposição ao fogo.

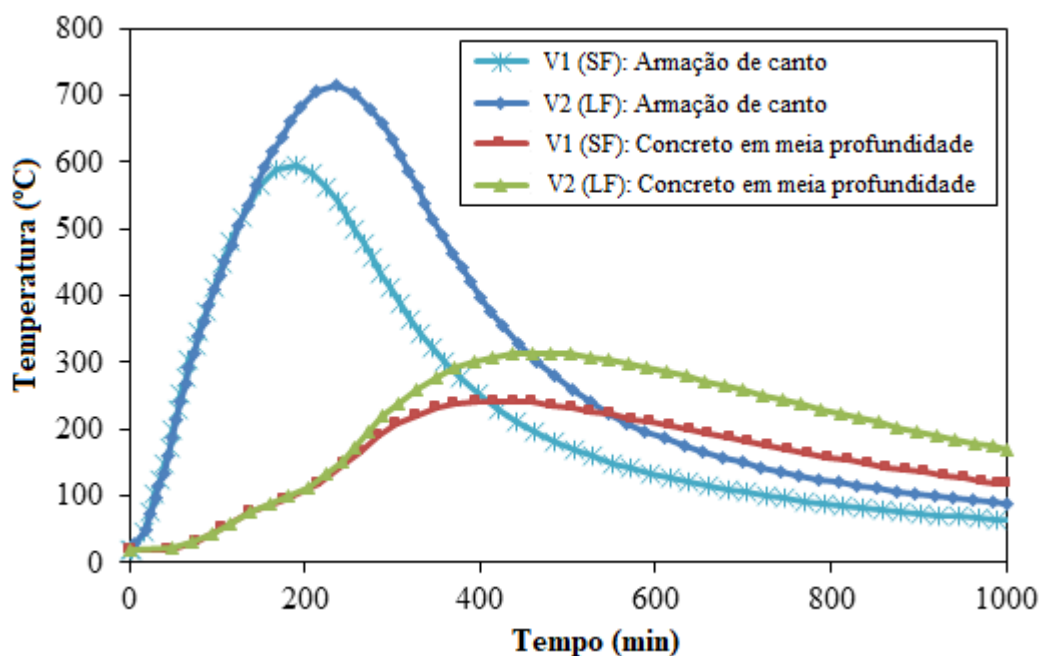


Figura 4. Temperaturas previstas nas vigas V1 e V2

A resposta estrutural das vigas V1 e V2 pode ser aferida através de deflexões previstas no meio do vão em função do tempo, conforme mostrado na Fig. 5. Durante essa fase inicial de exposição ao fogo, o aumento da deflexão é governado principalmente pelo nível de carga aplicada e gradientes térmicos que se desenvolvem dentro da seção transversal da viga. À medida que a exposição ao fogo avança, a temperatura da seção transversal dentro da viga começa a subir e os gradientes térmicos diminuem ao longo da profundidade. A deflexão no meio do vão das vigas continua a aumentar, mas a uma taxa relativamente gradual, devido à redução gradual nas propriedades mecânicas, especialmente no módulo de elasticidade da armadura de aço.

À medida que as temperaturas do aço continuam a aumentar de maneira constante, calculou-se que a deflexão de pico no meio do vão foi de aproximadamente 80 mm e 120 mm nas vigas V1 e V2, respectivamente. Pode-se observar que, quando a temperatura de pico do aço aumentou de aproximadamente 600°C para 700°C, o pico da deflexão no meio do vão aumentou significativamente em quase 50%.

Ambas as vigas não falham durante a exposição ao fogo e as deflexões no meio do vão se recuperam

quando as temperaturas do aço e do concreto voltam à temperatura ambiente. Isso pode ser atribuído principalmente à recuperação das propriedades de resistência e módulo na armadura de aço, uma vez que a viga entra na fase de resfriamento estendida. Além disso, a recuperação na deflexão no meio do vão durante a fase de resfriamento da exposição ao fogo é governada por temperaturas transversais, especialmente temperaturas das barras de aço.

Um estado estacionário é atingido na deflexão no meio do vão nas vigas V1 e V2, à medida que as temperaturas do aço resfriam abaixo de 150°C. Além disso, deformações residuais perceptíveis são deixadas nas vigas expostas ao fogo e não retornam à configuração pré-incêndio após o carregamento aplicado ser removido. Isso se deve principalmente a danos irreversíveis causados pela temperatura no concreto, que não recuperam nenhuma de suas propriedades de resistência e rigidez após o resfriamento às condições ambiente, bem como deformações plásticas residuais na armadura de aço e concreto, mesmo após o resfriamento à temperatura ambiente. Tais deformações afetam negativamente a capacidade de manutenção futura da estrutura de concreto danificada pelo fogo, pois essas deformações são significativamente maiores que a deflexão pré-incêndio (temperatura ambiente) no elemento. A deformação residual, sem carga atuando na viga, foi calculada em 43 mm para a viga V1 e 74 mm para a viga V2, respectivamente (ver Fig. 6), e foi assumido que este era o estado inicial da análise de resistência residual na Fase 3.

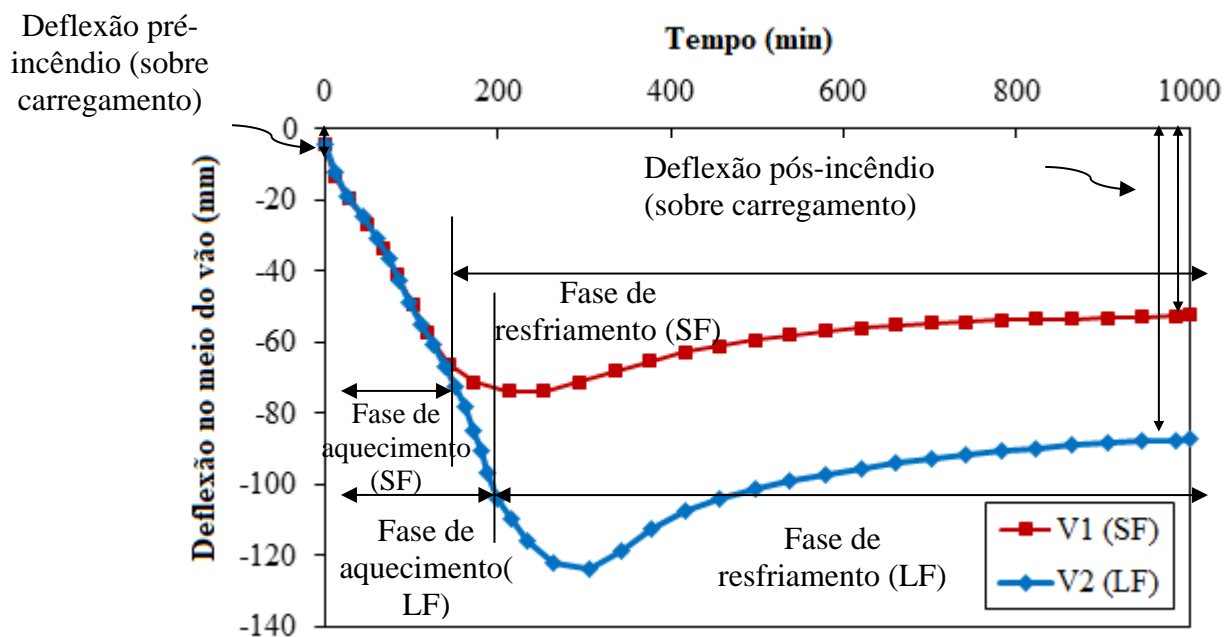


Figura 5. Deflexão no meio do vão das vigas V1 e V2 previstas durante os cenários de incêndio.

A resposta de momento-deflexão residual das vigas V1 e V2 é avaliada na análise da Fase 3 e mostrada na Fig. 6. As duas vigas danificadas pelo fogo exibem três fases principais na progressão da deflexão, ou seja, resposta linear (marcada como A-B na Fig. 6), início do escoamento na armadura de aço (marcada como B na Fig. 6) e deformação plástica até a falha (marcada como BC na Fig. 6). Na primeira fase (veja A-B na Fig. 6), a resposta de momento-deflexão das vigas danificadas pelo fogo segue uma tendência linear como vista em uma seção trincada, até o início do escoamento na armadura de aço. Isso pode ser atribuído a extensas trincas por tração e degradação do material induzida pela temperatura que ocorrem nas vigas durante a exposição ao fogo. O momento de escoamento para as vigas danificadas por fogo V1 e V2 foi calculado em 135 kN -m e 150 kN -m, respectivamente.

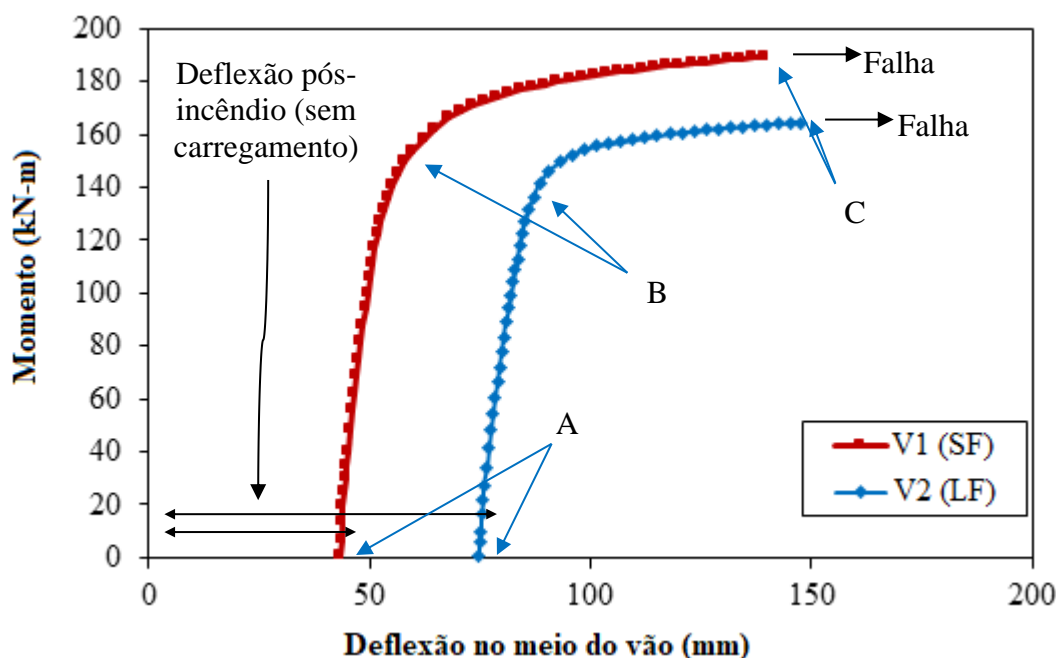


Figura 6. Resposta prevista de momento-deflexão residual para vigas danificadas por incêndio.

Após o escoamento, as vigas se deformam de maneira plástica, aumentando ainda mais a capacidade de carga do momento, devido ao efeito de endurecimento por deformação na armadura de aço.

Calculou-se que a capacidade de momento de pico nas vigas danificadas pelo fogo V1 e V2 era de 189 kN-m e 164 kN-m, respectivamente. Essa capacidade residual calculada foi comparável à capacidade de temperatura ambiente calculada de acordo com a ACI 318 (ACI, 2008), mesmo após danos significativos ao fogo, uma vez que o endurecimento por tensão do aço não é considerado conservadoramente nas equações de projeto do ACI 318 (ACI, 2008) para estimar a capacidade da viga na Fase 1 (Kodur et al., 2010). No entanto, a capacidade residual das vigas V1 e V2 representa uma recuperação de 76% e 65%, respectivamente, em relação à capacidade realista em temperatura ambiente da viga calculada usando análise de elementos finitos. Desse modo, após um incidente de incêndio, as vigas danificadas por incêndio podem satisfazer o estado limite do projeto devido à consideração de resistência, mas precisam ser readaptadas para fornecer um nível comparável de segurança (capacidade) que existia antes do incidente de incêndio.

6. CONCLUSÃO

Uma abordagem geral é proposta para avaliar a capacidade residual de elementos estruturais de CA expostos ao fogo. Com base nos resultados da análise, as seguintes conclusões podem ser tiradas:

1. São necessárias três fases de análise para avaliar a capacidade residual dos elementos estruturais de concreto armado expostos ao fogo, nomeadamente nas condições ambiente pré-incêndio, durante a exposição ao fogo e após o resfriamento do elemento de CA exposto ao fogo.
2. O software ABAQUS de elementos finitos pode ser aplicado com sucesso na avaliação da resposta de membros estruturais de concreto armado expostos ao fogo. Parâmetros de entrada específicos, incluindo características de incêndio, parâmetros estruturais e propriedades do material, devem ser inseridos em cada fase de análise.
3. Deformações plásticas residuais irreversíveis ocorrem nos elementos de CA devido a danos induzidos pela temperatura, sofridos durante a exposição ao fogo. Essas deformações

residuais são significativamente maiores que as deformações pré-incêndio (temperatura ambiente) e podem afetar adversamente a capacidade de manutenção pós-incêndio do elemento de concreto danificado pelo fogo.

Após um incidente de incêndio, as vigas danificadas pelo fogo podem satisfazer o estado limite de projeto devido à resistência, mas precisam ser readaptadas para fornecer um nível comparável de segurança (capacidade) que existia antes do incidente de incêndio.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores desejam agradecer o apoio da Agência dos Estados Unidos para o Desenvolvimento Internacional (através do Programa Cooperativo Paquistão-EUA em Ciência e Tecnologia, concessão PGA-2000003665) e da Michigan State University pela realização desta pesquisa. Quaisquer opiniões, descobertas, conclusões ou recomendações expressas neste artigo são de responsabilidade do autor e não refletem necessariamente as opiniões da instituição.

8. REFERÊNCIAS

- ABAQUS (2012), *ABAQUS Version 6.12 Documentation*. Dassault Systemes Simulia Corp., Providence, RI. URL: <http://130.149.89.49:2080/v6.12/index.html>
- American Concrete Institute (ACI) (2008). *ACI 318-08: Building code requirements for reinforced concrete*. Vol. 552. American Concrete Institute. 465 pp. Farmington Hills, MI.
- ASTM International (2018). *E119-18 Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*. West Conshohocken, PA; ASTM International. doi: <https://doi.org/10.1520/E0119-18>
- Bai, L., Wang, Z. (2011). *Residual Bearing Capacity of Reinforced Concrete Member after Exposure to High Temperature*. *Advanced Materials Research*. 368–373:577–81. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.368-373.577>.
- Beitel J., Iwankiw N. (2005). *Historical Survey of Multistory Building Collapses Due to Fire*. *Fire Protection Engineering*. 3rd Quart. issue 27: 42-49.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004a). *EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire*. Brussels, Belgium.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004b). *EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium; 2004.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004c). *EN 1992-1-2, Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1–2: General Rules – Structural Fire Design*, p. 97. Brussels, Belgium.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004d). *EN 1993-1-2, Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-2: General rules-structural fire design*. Brussels, Belgium; 2004.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004e). *EN 1994-1-2, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules-structural fire design*. Brussels, Belgium; 2004.
- Kodur, V. (2014). *Properties of concrete at elevated temperatures*. *International Scholarly Research Notices Civil Engineering*. 2014 (ID 468510): 1–15. <https://doi.org/10.1155/2014/468510>
- Kodur, V., Hibner, D., Agrawal, A. (2017). *Residual response of reinforced concrete columns exposed to design fires*. *Procedia Engineering*. 210: 574–81. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.11.116>.
- Kodur, V. K., Agrawal, A. (2015). *Critical Factors Governing the Residual Response of Reinforced Concrete Beams Exposed to Fire*. *Fire Technology*. 52(4): 967 pp. ISSN: 0015-2684 eISSN: 1572-8099. Springer US. <https://doi.org/10.1007/s10694-015-0527-5>.

- Kodur, V. K. R., Agrawal, A. (2016) *An approach for evaluating residual capacity of reinforced concrete beams exposed to fire*. Engineering Structures. 110:293–306. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.047>.
- Kodur, V. K. R., Dwaikat, M. B., Fike, R.S. (2010). *An approach for evaluating the residual strength of fire-exposed RC beams*. Magazine of Concrete Research. 62 (7): 479–88. ISSN: 0024-9831, eISSN: 1751-763X. <https://doi.org/10.1680/macr.2010.62.7.479>.
- Kodur, V. K. R., Phan, L. (2007). *Critical factors governing the fire performance of high strength concrete systems*. Fire Safety Journal. 42 (6-7): 482-488. ISSN: 0379-7112. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2006.10.006>.
- Kodur, V. K. R., Raut, N. K., Mao, X. Y. (2013). *Khaliq W. Simplified approach for evaluating residual strength of fire-exposed reinforced concrete columns*. Materials and Structures. 46:2059–2075. <https://doi:10.1617/s11527-013-0036-2>.
- Neves, I., Rodrigues, J. P. C., Loureiro A. D. P. (1996). *Mechanical properties of reinforcing and prestressing steels after heating*. Journal of Materials in Civil Engineering 8. (4):189–194. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(1996\)8:4\(189\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1996)8:4(189))
- Tovey, A. K., Crook R. N. (1986). *Experience of Fires in Concrete Structures*. in SP-092: Evaluation and Repair of Fire Damage to Concrete. Special Publication. 92:1-14. American Concrete Institute.

Qualidade do processo de passivação em concreto armado: efeitos da periodicidade de polarização e parâmetros de consolidação de passivação no processamento de dados

J. A. Briceño-Mena¹ , M. G. Balancán-Zapata¹ , P. Castro-Borges^{1*} 

* Autor de Contato: pcb1963@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.466>

Recepção: 13/12/2019 | Aceitação: 24/04/2020 | Publicação: 30/04/2020

RESUMO

A qualidade do processo de passivação foi estudada considerando periodicidade de polarização, parâmetros de consolidação de passivação e processamento de dados. A qualidade do processo de passivação na armadura de aço afeta a vida útil futura planejada de uma estrutura. Algumas pesquisas abordaram esse fenômeno, mas seu estudo é complicado pelos limites dos dados da era analógica, dispersão nos dados da taxa de corrosão e sua interpretação. Duas séries de pequenas amostras de concreto armado foram moldadas usando duas relações água/cimento e duas combinações de cura/armazenamento e expostas ao ambiente marinho. A periodicidade da polarização não afetou a passivação/desp passivação durante a passivação, mas no processamento de dados. O processo de cura e armazenamento influenciou a tendência de desp passivação. O tipo de armazenamento pós-cura afetou a taxa de corrosão acumulada de 1 a 5 $\mu\text{A} \cdot \text{dia}/\text{cm}^2$; isso é equivalente à margem de incerteza na interpretação.

Palavras-chave: taxa de corrosão acumulada, relação w/c, concreto armado, ambiente marinho tropical.

Citar como: Briceño-Mena, J. A., Balancán-Zapata, M. G., Castro-Borges, P. (2020), “Qualidade do processo de passivação em concreto armado: efeitos da periodicidade de polarização e parâmetros de consolidação de passivação no processamento de dados”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 243 – 258, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.466>.

¹ Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN, Unidad Mérida, km. 6 Ant. Carr. a Progreso, 97310 Mérida, Yucatán, México

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.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2020.

Passivation process quality in reinforced concrete: effects of polarization periodicity and passivation consolidation parameters on data processing

ABSTRACT

The passivation process quality was studied considering polarization periodicity, passivation consolidation parameters, and data processing. Passivation process quality in steel reinforcement affects a structure's planned future service life. Some research has addressed this phenomenon, but its study is complicated by the limits of analog-era data, dispersion in corrosion rate data, and their interpretation. Two series of small reinforced concrete specimens were built using two water/cement ratios and two curing/storage combinations and exposed to the marine environment. Polarization periodicity did not affect passivation/depasivation during passivation but on the data processing. The curing and storage process influenced the tendency towards depasivation. Post-curing storage type affected the cumulative corrosion rate from 1 to 5 $\mu\text{A}\cdot\text{day}/\text{cm}^2$; this is equivalent to the margin of uncertainty in interpretation.

Keywords: cumulative corrosion rate, w/c ratio, reinforced concrete, tropical marine environment.

Calidad del proceso de pasivación en concreto reforzado: efectos de la periodicidad de la polarización y los parámetros de la consolidación de la pasivación en el procesamiento de datos

RESUMEN

La calidad del proceso de pasivación se estudió considerando la periodicidad de polarización, los parámetros de consolidación de pasivación y el tratamiento de datos. Algunas investigaciones han abordado la calidad del proceso de pasivación, pero su estudio se complica por la limitación de los datos de la era analógica, la dispersión de éstos y la interpretación de la velocidad de corrosión. Se construyeron dos series de especímenes de concreto reforzado utilizando dos relaciones agua/cemento y dos combinaciones de curado/almacenamiento y se expusieron en un medio marino. La periodicidad de la polarización no tuvo efecto sobre la pasivación/despasivación durante la pasivación, sino sobre el tratamiento de los datos. El proceso de curado y almacenamiento influyó en la tendencia a la despasivación. El tipo de almacenamiento posterior al curado afectó la velocidad de corrosión acumulada de 1 a 5 $\mu\text{A}\cdot\text{día}/\text{cm}^2$; esto es equivalente al margen de incertidumbre en la interpretación.

Palabras clave: velocidad de corrosión acumulada; relación a/c; concreto reforzado; ambiente tropical marino.

1. INTRODUÇÃO

Em condições naturais, uma camada de óxidos que protege o aço da armadura é consolidada ao longo do tempo (Poursae & Hansson, 2007). Essa camada é formada devido à alta alcalinidade do concreto e é conhecida como camada de passivação (Andrade et al., 1995). Essa camada fornece uma barreira contra agentes agressivos, dos quais depende a estabilidade da qualidade da passivação. Portanto, quando as estruturas são expostas a um ambiente natural agressivo, o tempo de ocorrência e consolidação da passivação é muito importante, pois o comportamento eletroquímico do aço da armadura dependerá dele e, portanto, de seu processo de corrosão (Ahmad & Kumar, 2013), entendendo como consolidação a estabilidade eletroquímica da camada passiva. Existem estudos sobre a passivação da armadura, bem como os estágios de iniciação e propagação da corrosão (Andrade et al., 1995; Huet et al., 2005; Jiang et al., 2017). No entanto, os objetivos

desses estudos não levaram necessariamente em consideração o tempo adequado para o aço consolidar a passivação (Poursaei & Hansson, 2007).

Além disso, a variabilidade nos métodos de estudo da passivação (Alonso et al., 2000; Jiang et al., 2017; Page, 2009; Poursaei & Hansson, 2007) pode causar discrepância na interpretação dos mesmos, causando valores de superestimação ou subestimação. Dados sobre corrosão em concreto armado são comumente expressos como taxa de corrosão instantânea, i_{corr} , em função do tempo (Alonso et al., 2000; Andrade & Alonso, 1996; Castro-Borges et al., 2013; Castro-Borges et al., 2017; Lopez & Gonzalez, 1993; Pech-Canul & Castro, 2002; Pedrosa & Andrade, 2010; Rebolledo & Andrade, 2010). Muitos estudos incluem a análise do comportamento i_{corr} da zona de passivação até o momento em que começa a exibir sinais claros de despassivação. Isso ajuda a avaliar a resistência à corrosão de diferentes materiais. Alguns trabalhos de ambos: antes do ano 2000 (Alonso et al., 2000; Andrade & Gonzalez, 1978; Lopez & Gonzalez, 1993) e após o ano 2000 (Ghods et al., 2009; Pech-Canul & Castro, 2002; Poursaei & Hansson, 2007), abordam os fenômenos que ocorrem antes da despassivação. No entanto, a limitação do uso de dados analógicos em estudos anteriores e a dispersão intrínseca dos dados i_{corr} atrasaram uma compreensão mais profunda das tendências i_{corr} na zona de passivação. Estudos anteriores (Andrade & Alonso, 1996; Castro-Borges et al., 2013, 2017; Melchers & Li, 2006; Pedrosa & Andrade, 2010; Rebolledo & Andrade, 2010) incluem análises de zona de passivação e alguns deles encontraram interpretações de tendências de dados aplicando um processamento matemático direto, o qual, obviamente, precisaria ser confirmado sob diferentes condições de exposição.

A prática atual de projetar estruturas de concreto armado com vida útil de quase cem anos implica a aplicação de critérios de durabilidade para evitar corrosão. Isso exige uma compreensão muito mais profunda da corrosão na zona de passivação. A estabilidade e durabilidade da zona de passivação requerem qualidade ótima do concreto (condições de cura, relação água/cimento), conhecimento do ambiente de exposição (ventos predominantes e não predominantes, regime de temperatura e umidade relativa) e medidas de prevenção de danos (cobrimento de concreto, revestimento superficial) entre outros fatores. Uma combinação inadequada destes em tenra idade pode afetar negativamente a qualidade da passivação e a vida útil futura. O estudo da qualidade da passivação no aço incorporado no concreto é vital, pois pode afetar significativamente o comportamento eletroquímico posterior e, conseqüentemente, a vida útil da estrutura a curto, médio e longo prazo.

No entanto, procedimentos de rotina para estudos de campo de longo prazo, com uma variedade de objetivos combinados e materiais diferentes, não permitem facilmente um estudo detalhado da qualidade da passivação em tenra idade e, portanto, o impacto dessa situação não é conhecido na vida útil do elemento. Um exemplo disso é geralmente quando as medições são realizadas no campo em intervalos de baixa periodicidade. Essa situação pode mascarar tendências que podem ser úteis para os modelos de vida útil. Por esses motivos, surgiram dúvidas após mais de dez anos de experimentação (a partir de 2007) em amostras de campo nas quais era esperado um processo de despassivação relativamente cedo, o que não ocorreu. Decidiu-se então, dez anos depois, outro conjunto de amostras (a partir de 2017), em que alguns parâmetros em sua composição e exposição seriam modificados para poder analisar com mais detalhes a qualidade da passivação.

Por outro lado, o estudo da qualidade da passivação requer conhecimento completo dos critérios gerais usados para definir uma barra da armadura como passiva, em transição ou ativa. O critério mais aceito é que a passivação termina quando a taxa de corrosão excede a faixa de $0,1 - 0,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Andrade & Gonzalez, 1978; Berke et al., 1996), embora alguns critérios amplamente utilizados incluam uma faixa de $0,1 - 0,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Andrade & Alonso, 1996; NMX-C-501-ONNCCCE, 2015; Troconis et al., 1998). Para fins práticos, um critério conservador de valores $<0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ indica passividade na armadura de concreto. Considerando o exposto, o objetivo do presente estudo foi analisar a qualidade da passivação na armadura de concreto em termos de periodicidade de

polarização durante a medição, parâmetros de passivação e processamento de dados. Para este trabalho, apenas os dados correspondentes a uma cobertura de concreto de 20 mm são analisados, o que está mais relacionado à situação típica do concreto na região.

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

2.1 Preparação da amostra

Utilizando o método de projeto do ACI (ACI 211-91, 2002), doze amostras prismáticas (150x150x300 mm) foram confeccionadas usando cimento Portland composto (CPC30R) padronizado pela norma mexicana (NMX-C-414-ONNCCE, 2014) e agregado de rochas calcárias típico do sudeste do México. A Tabela 1 mostra as características básicas do concreto: cura, condição de armazenamento, tipo de cimento e a relação água/cimento, e a Tabela 2, a dosagem do concreto. Cada amostra foi armada com seis barras de aço carbono classe 42 e 3/8" de diâmetro (350 mm de comprimento), colocadas em profundidades de 15, 20 e 30 mm. Antes da colocação nas amostras, a área de estudo era marcada em cada barra, deixando uma área livre de 150 mm de comprimento no centro. A barra restante foi pintada com tinta epóxi e sua extremidade coberta com fita isolante (Figura 1).

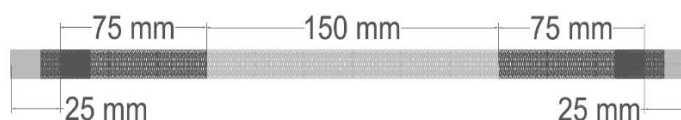


Figura 1. Marcação da área desprotegida de 150 mm no centro da barra (zona de estudo).

O concreto foi preparado com duas relações água/cimento (w/c): 0,45 (considerado concreto de alta qualidade na área de estudo) e 0,65 (considerado como baixa qualidade). Seis amostras (amostras antigas - 2007) foram curadas em uma câmara úmida por 28 dias e depois mantidas em armazenamento por 233 dias. O segundo conjunto de seis (novas amostras - 2017), foi curado por sete dias por aplicação direta de água da torneira, prática comum na área de estudo e mantido em armazenamento por 27 dias.

Tabela 1. Características básicas do tipo de concreto, cura e armazenamento

Amostra	Processo de cura	Condição de armazenamento (sem controle de temperatura e umidade relativa)	Tipo de cimento	Relação água/cimento
2007	Câmara de cura por 28 dias	Mantido em armazenamento semi-controlado por 233 dias após a cura	Cimento Portland Composto (CPC30R)	0.45 (3 amostras) 0.65 (3 amostras)
2017	Água da torneira direta, algumas vezes/dia por 7 dias	Mantido em armazenamento semi-controlado por 27 dias após a cura		0.45 (3 amostras) 0.65 (3 amostras)

Tabela 2. Traços dos concretos

Amostra	Relação w/c	Consumo de material (kg/m ³)				f'c - 28 dias (kg/cm ²)
		cimento	areia	brita	água	
2007	0.45	408	681	800	287	N/A
	0.65	277	739	868	280	N/A
2017	0.45	456	638	757	205	231
	0.65	315	740	757	205	159

Antes da exposição, os lados inferior e superior das amostras foram pintados com tinta epóxi para limitar a influência de agentes agressivos nas faces laterais (Figura 2).

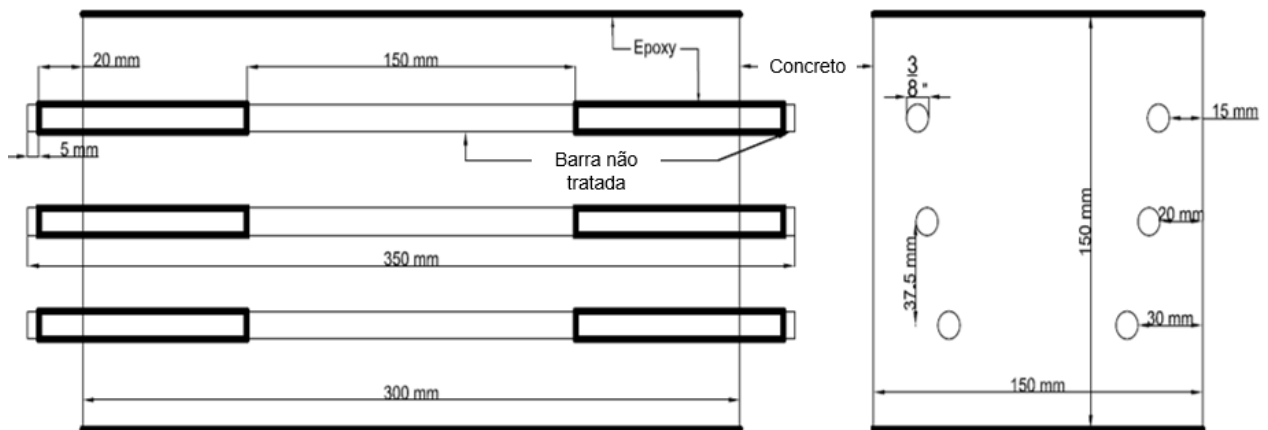


Figura 2. Configuração da amostra

2.2 Ambiente de exposição

As amostras foram expostas em um ambiente tropical marinho na costa norte da Península de Yucatan, no México. Eles foram colocados na praia a 50 m da beira-mar e 0,95 m acima da superfície do solo, posicionando a área com maior cobertura na parte inferior da amostra. Sua orientação era tal que eram expostos a diferentes condições climáticas regionais: ventos predominantes fora do nordeste (PW) e ventos não predominantes vindos do sudoeste (NPW) (Figura 3). O primeiro conjunto de amostras (2007) foi exposto 261 dias após a moldagem e o segundo conjunto (2017) 34 dias após a moldagem.

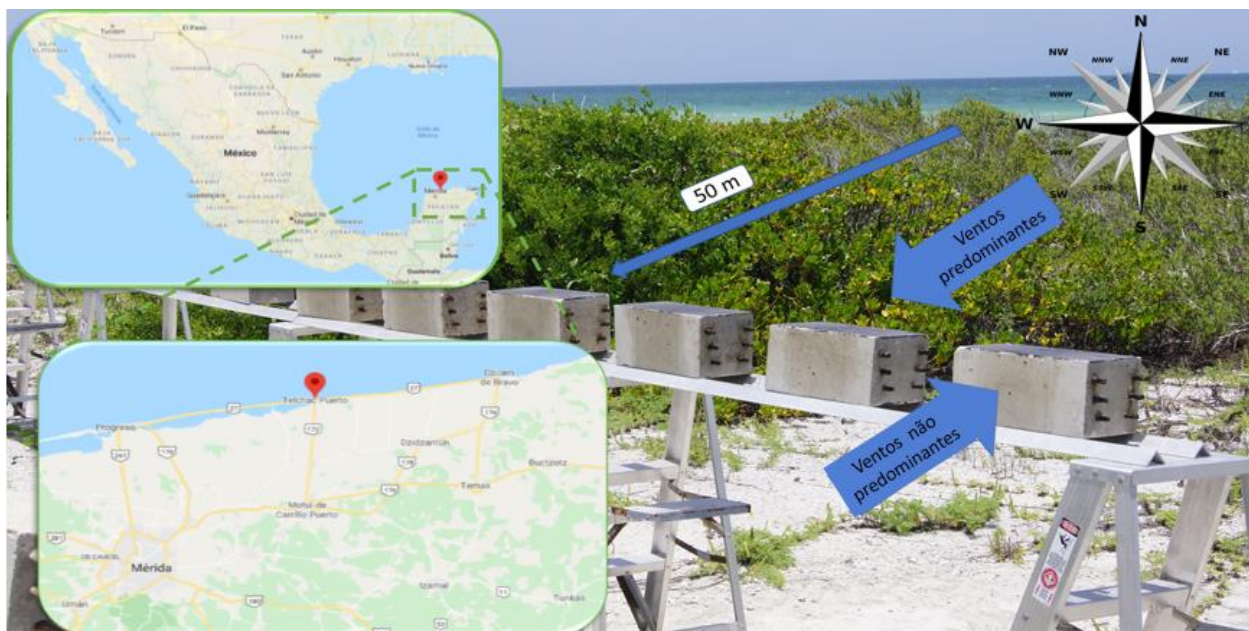


Figura 3. Configuração da estação para exposição das amostras.

2.3 Medições de corrosão

A taxa de corrosão da armadura de aço (i_{corr} , $\mu\text{A}/\text{cm}^2$), potencial (E_{corr} , mV vs. Cu/CuSO₄) e resistência elétrica do concreto (R_s , k Ω) foram medidas com um corrosímetro portátil comercial com sistema de confinamento, que utiliza a técnica de resistência de polarização linear (R_p) (Andrade & Alonso, 1996). O valor da resistividade elétrica (ρ , k Ω -cm) foi calculado com a equação (1), onde D é o diâmetro da barra em cm.

$$\rho = 2 R_s D \quad (1)$$

Para as amostras de 2007, as medições eletroquímicas foram realizadas aproximadamente a cada 90 dias, durante 557 dias, enquanto no segundo conjunto, 2017, foram realizadas a cada 14 dias, durante 279 dias.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Qualidade de passivação em idades iniciais

Para os presentes propósitos, a idade inicial é definida como o tempo durante o qual as amostras exibiram comportamento eletroquímico na zona de passivação. A interpretação dos dados da zona de passivação foi facilitada pelo uso de um valor limite conservador de $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ com uma faixa de $0,1 - 0,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ para a despassivação. A Figura 4 é um gráfico típico usado para registro i_{corr} versus tempo em pequenas amostras expostas a um ambiente marinho natural em diferentes estações do ano. Embora três cobrimentos de concreto (15 mm, 20 mm e 30 mm) tenham sido estudados, este trabalho discute apenas dados para a cobertura de concreto de 20 mm. Esse é muito comum na zona marinha da região, embora as normas aplicáveis exijam um cobrimento mais espesso (NMX-C-530-ONNCCE, 2017). Outras variáveis foram a orientação da amostra (PW e NPW), incluída para identificar qualquer efeito do vento e a qualidade do concreto (w/c 0,45 e 0,65).

Nas amostras de concreto de alta qualidade (w/c 0,45), foram coletados dois tipos de dados, um para exposição iniciada em 2007 (Tabela 1 e Figura 4.a) e outro a partir de 2017 (Tabela 1 e Figura 4.b). O parâmetro de qualidade semelhante entre as amostras foi determinado principalmente pelo

tipo de cimento e pela razão w/c. Isso ocorreu devido à falta de mais informações em 2007. No entanto, uma maneira de minimizar a variabilidade do CPC foi comparando elementos da mesma família (2007 ou 2017), onde a diferença entre os elementos era mais perceptível, da mesma família, devido a fatores mais importantes, como cura e armazenamento. De fato, os dados para exposição desde 2007 (Figura 4.a) foram essencialmente estáveis durante os primeiros 557 dias. Os primeiros 233 dias corresponderam ao armazenamento em ambiente semi-controlado. Do dia 233 ao dia 557, eles foram expostos a um ambiente marinho tropical, mas a condição de passivação continuou quase inalterada.

Por outro lado, os dados para a exposição 2017 (Figura 4.b), correspondentes a 27 dias em condições de laboratório e 211 dias de exposição natural, começaram a mostrar diferenças entre PW e NPW. Esses números confirmam uma diferença entre as duas qualidades de passivação, devido principalmente ao processo adequado de cura e armazenamento de amostras por 233 dias no ambiente não agressivo, sem agentes agressivos, para amostras de 2007. Portanto, a qualidade da passivação nas idades iniciais, permitiu um melhor comportamento eletroquímico instantâneo subsequente para 2007 (Figura 4.a) do que para as amostras de 2017 (Figura 4.b). A resposta do concreto de baixa qualidade (w/c 0,65) foi semelhante à do concreto de alta qualidade (w/c 0,45) para 2007 (Figura 4.c) e 2017 (Figura 4.d). No entanto, os dados instantâneos para ambas as proporções w/c parecem ser um pouco diferentes em 2017.

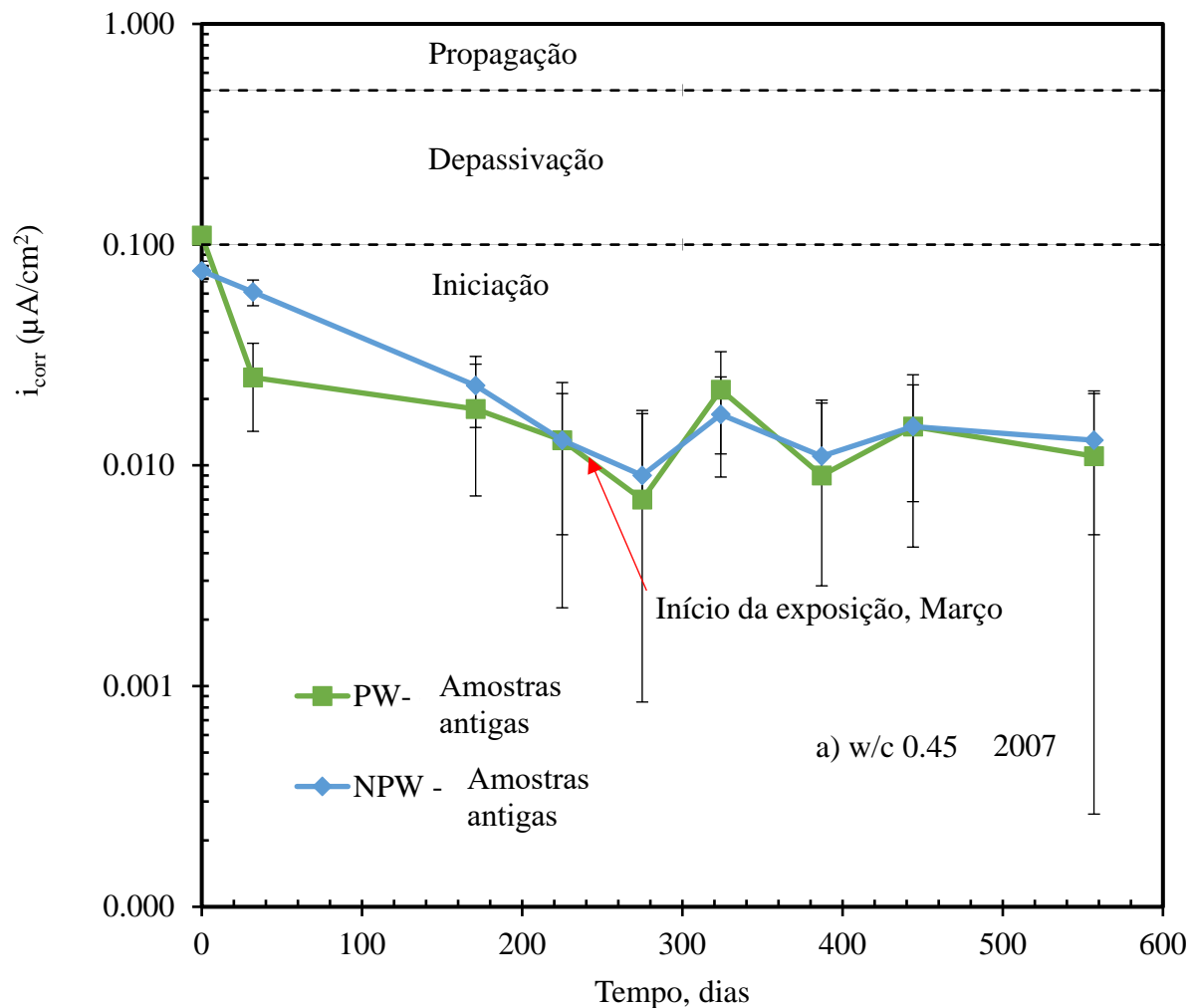
Embora o comportamento da zona de passivação tenha sido estável, ainda havia dúvidas se havia momentos em que, em resposta às mudanças de estação (chuvosa e seca), a taxa de corrosão poderia ter excedido os valores da zona de passivação. Como parte de um projeto maior, as amostras foram moldadas e expostas em 2017 para outros fins, mas claramente poderiam servir para verificar se isso poderia influenciar a taxa de corrosão cumulativa (i_{cum}), conforme relatado recentemente (Castro-Borges et al., 2013, 2017; Melchers & Li, 2006; Pedrosa & Andrade, 2010; Rebolledo & Andrade, 2010). Ao contrário dos incorporados em 2007, esses novos foram expostos ao ambiente marinho quase imediatamente após a cura. Em uma comparação dos dois processos na mesma escala de tempo (Figuras 4.a a 4.d), as amostras mais recentes exibiram comportamento mais próximo da zona de despassivação do que as amostras mais antigas para todas as variáveis estudadas. As variáveis de cura, armazenamento e ambiente afetaram, em maior ou menor grau, a tendência à despassivação. Os parâmetros medidos aqui ajudaram a confirmar a qualidade do processo de passivação nas idades iniciais, independentemente das variáveis dependentes (ou seja, w/c e orientação). Isso afetará a vida útil planejada da amostra em termos de despassivação e propagação.

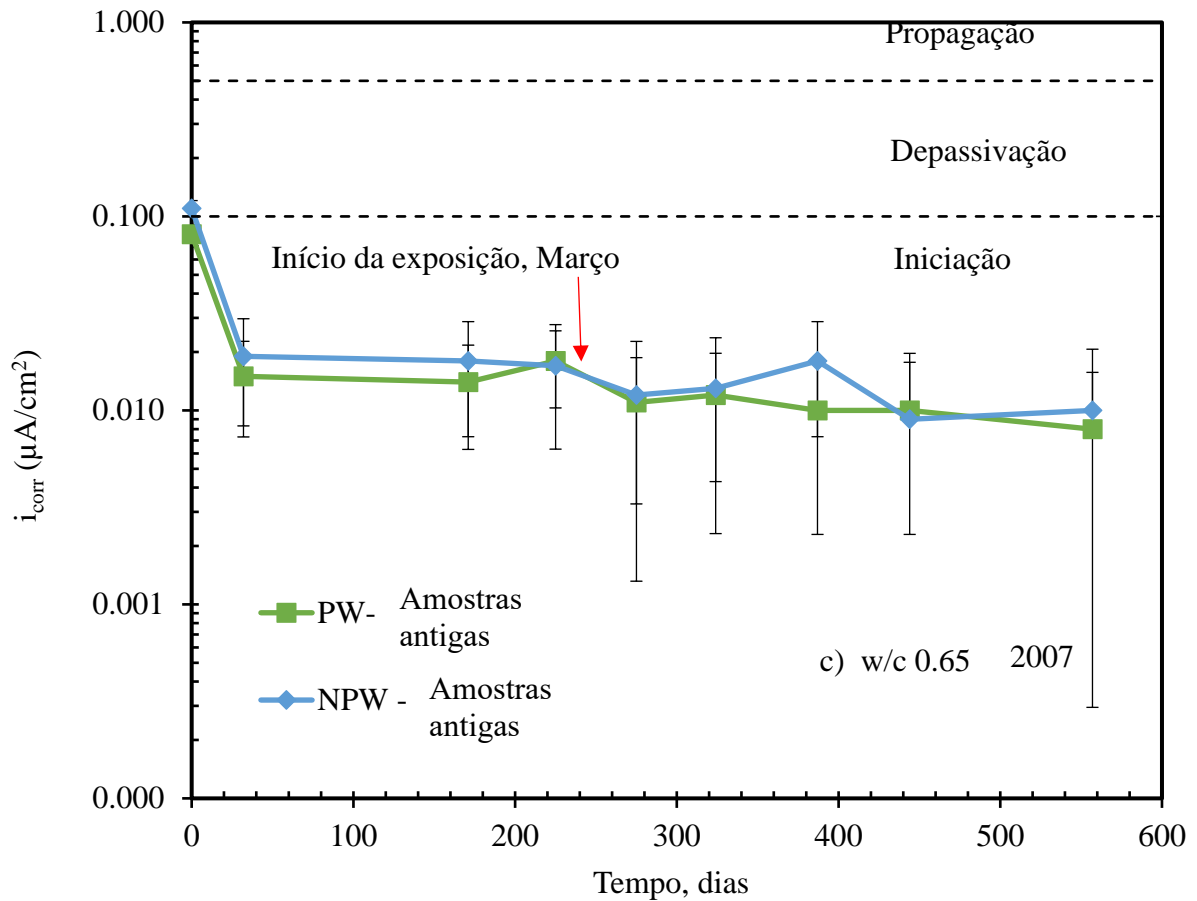
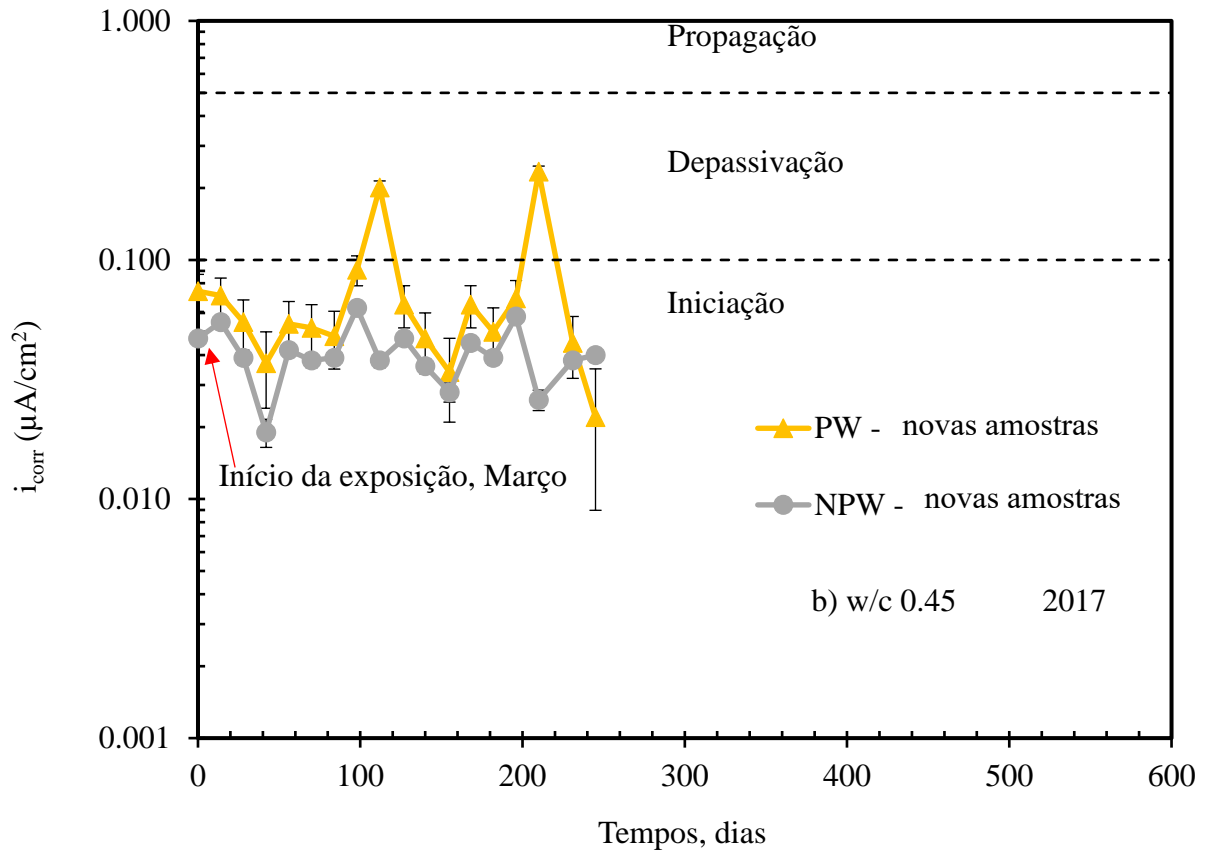
3.2 Efeitos da periodicidade da medição eletroquímica no processamento de dados

Uma preocupação óbvia ao realizar medições eletroquímicas frequentes na armadura de aço passivo no concreto é a possível polarização prejudicial que pode afetar o valor real do i_{corr} . Nos tempos modernos, a polarização prejudicial é controlada, por exemplo, medindo o i_{corr} através da resistência de polarização linear com taxas de varredura da ordem de centésimos de milivolts e com polarização catódica próxima de no máximo 20 mV. Portanto, e dentro dessas faixas, uma maior periodicidade de medição nas polarizações para medir a corrosão não é prejudicial para a barra estudada, e especialmente em ensaios de campo. Esse assunto geral foi abordado extensivamente, mas nenhum estudo anterior (Andrade & Gonzalez, 1978; Andrade et al, 1986; Clément et al, 2012; Hansson et al, 2012) contém informações sobre o possível efeito da periodicidade das medidas a serem realizadas. Interpretar o significado do i_{cum} em condições naturais. A diferença mais óbvia entre os estudos de laboratório e de campo é que, em condições de laboratório, os intervalos de medição podem ser minutos, enquanto em condições naturais os intervalos são normalmente da ordem dos dias.

O possível efeito da periodicidade de polarização em idades iniciais na corrosão cumulativa pode

ocorrer em um ambiente natural em resposta a picos de temperatura e umidade, o que permitiria interpretar com mais precisão as mudanças nas tendências observadas. Portanto, determinar se a periodicidade da medição eletroquímica influencia a interpretação de passivação / despassivação em concreto armado com i_{cum} em ambiente natural durante o estágio de iniciação (zona de passivação) é, portanto, bastante técnica e economicamente importante. O i_{corr} confirma que a periodicidade da medição nas amostras mais antigas ou mais recentes não afetou a credibilidade dos dados, pois as duas séries de amostras exibiram as mesmas tendências (Figura 4). Entretanto, ao usar o i_{cum} , a periodicidade da medição eletroquímica pode criar diferenças entre tendências que, se conhecidas, podem ser equivalentes aos níveis de tolerância usados em ensaios destrutivos, como aqueles usados para comparar perdas eletroquímicas com perdas gravimétricas (Andrade & Martinez, 2005). Para aproximar essas diferenças, os dados da Figura 4 foram analisados, resultando nos dados da Figura 5.





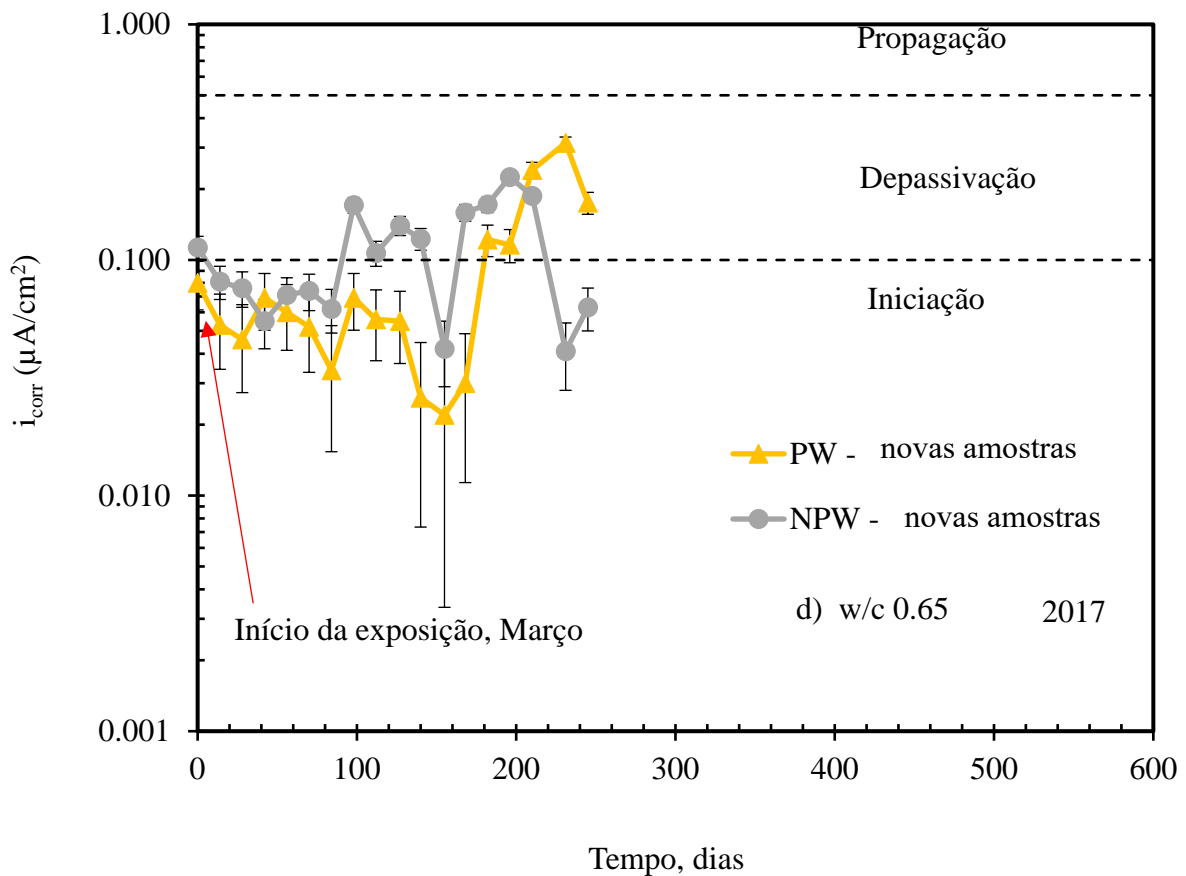


Figura 4. Taxa de corrosão instantânea versus tempo: a) w/c 0.45, março de 2007; b) w/c 0.45, março de 2017; c) w/c 0.65, março de 2007; d) w/c 0.65, março de 2017.

A Figura 5 mostra uma relação entre dezesseis medidas de março de 2017 e quatro medidas de março de 2007 que correspondem, em ambos os casos, a um período de exposição de 211 dias logo após o início da exposição ao meio ambiente. Essa relação $16/4 = 4/1$ foi tomada como referência para discutir o efeito da periodicidade da medição na interpretação do i_{cum} . O termo i_{cum} pode ser definido como a soma das taxas de corrosão anteriores em cada período específico (Castro-Borges et al., 2013), conforme dado pela equação (2):

$$i_{cum} = \frac{(t_f - t_i) * (i_{corrf} + i_{corri})}{2} + i_{cum_i} \quad (2)$$

Onde:

t_f = último dia do período considerado

t_i = dia inicial do período considerado

i_{corrf} = i_{corr} final do período considerado

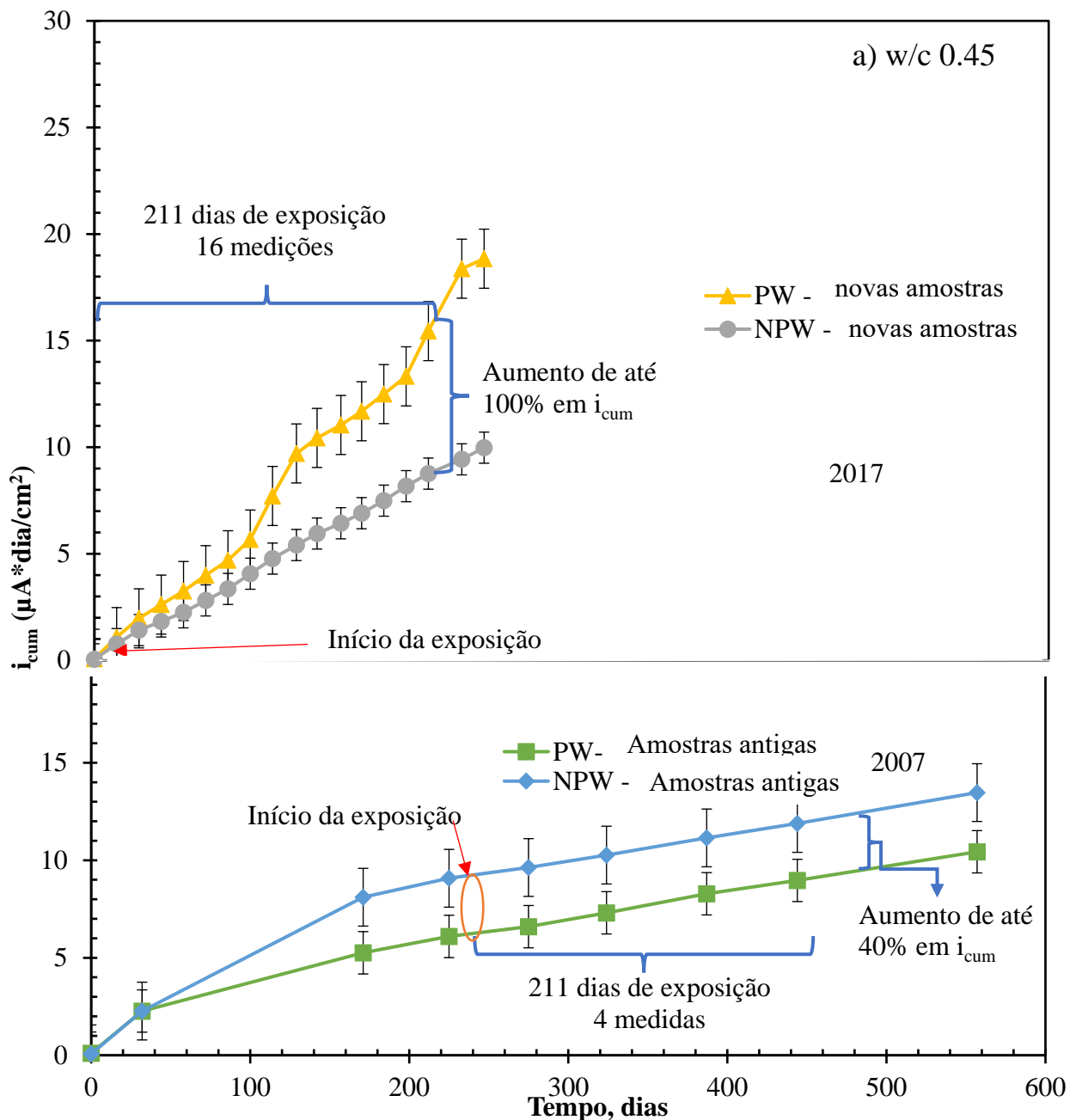
i_{corri} = i_{corr} inicial do período considerado

i_{cum_i} = Taxa de corrosão anteriormente acumulada

Quando os dados da Figura 5 foram analisados usando uma razão de periodicidade de medição eletroquímica de 4/1, a diferença entre PW e NPW foi de até 100% no valor de i_{cum} em amostras que não tiveram tempo para consolidar sua passivação corretamente (2017). Além disso, as tendências entre PW e NPW foram invertidas ao considerar a qualidade do concreto (w/c 0,45 ou 0,65). Isso coincide e pode ser comparado com a tolerância devido a erros atribuídos à coleta de dados quando as perdas eletroquímicas são comparadas às perdas gravimétricas (Andrade & Martinez, 2005). No entanto, isso não aconteceu com aqueles (2007) que foram armazenados por

233 dias e expostos por 211 dias, e que influenciaram o i_{cum} entre PW e NPW em até 40%. Nesse caso, pode significar a possibilidade de uma tolerância mais acentuada se as perdas eletroquímicas forem comparadas às gravimétricas.

Os valores de 100% e 40% provavelmente significam uma diferença característica entre amostras com passivação não consolidada ou consolidada imediatamente antes do início do estágio de despassivação para a razão 4/1 da periodicidade de medição. As limitações experimentais e de coleta de dados podem influenciar levemente os resultados, portanto não se aplicam necessariamente em condições diferentes das relatadas neste trabalho. De forma equivalente, se taxas de medição > 4/1 fossem encontradas e apresentassem diferenças numéricas ainda mais altas na corrosão cumulativa, a credibilidade dos dados seria questionada nas idades iniciais (zona de passivação). Isso é corroborado pelo fato de que os valores de i_{corr} (Figura 4) começam a mostrar valores-limite próximos de $0,1 \mu A/cm^2$, a 100% de tolerância ao comparar perdas eletroquímicas x gravimétricas e a posição invertida das tendências de PW e NPW em Figura 5.



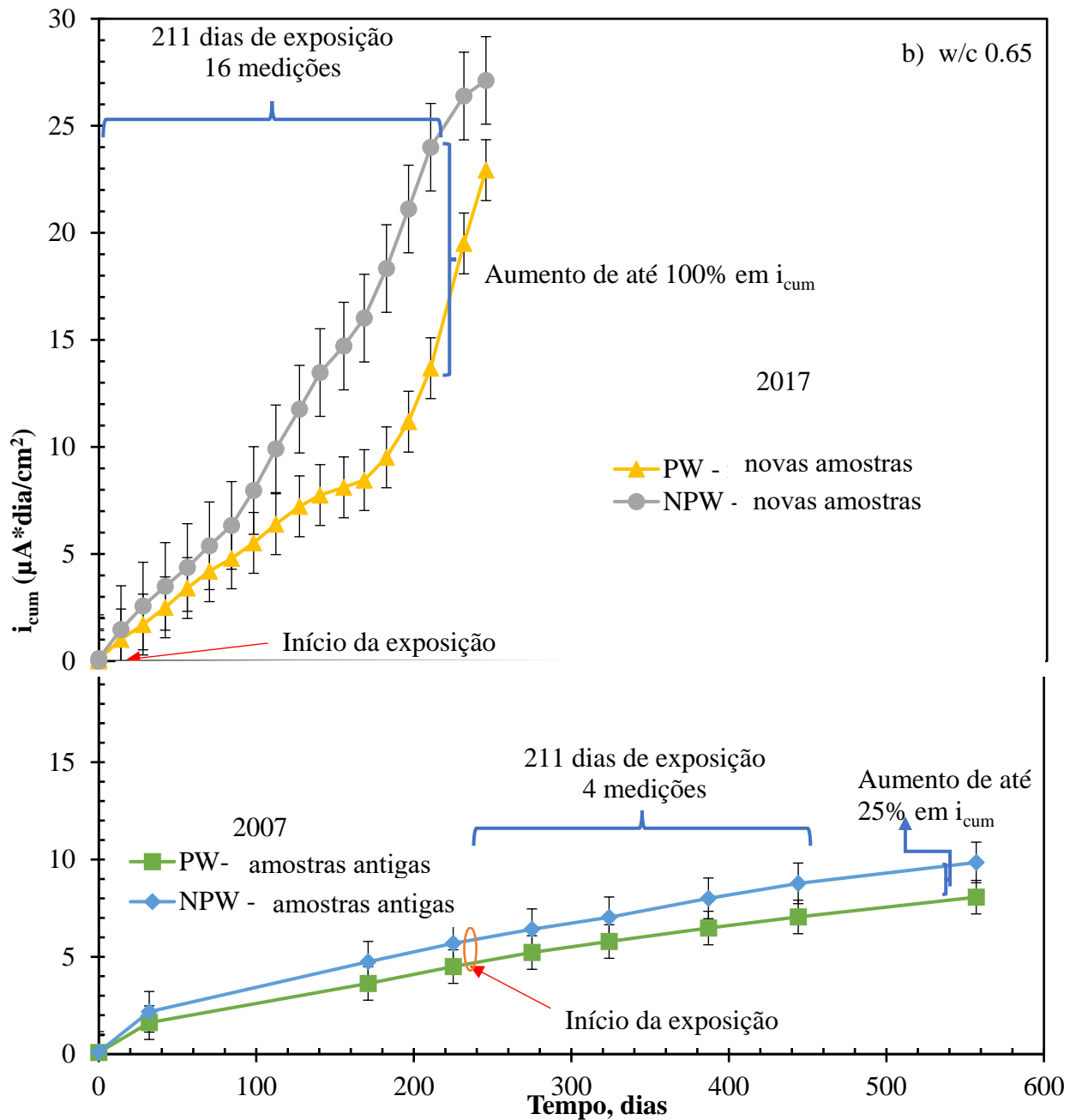


Figura 5. Taxa de corrosão cumulativa versus tempo: a) w/c 0.45; b) w/c 0.65.

3.3 Margem de incerteza na corrosão acumulativa

Na Figura 6, o i_{cum} das amostras moldadas em 2007 corresponde ao momento imediatamente anterior à exposição ao ambiente marinho tropical. Essas amostras ficaram em condições semi-controladas (armazenamento em laboratório, protegidas da chuva e do sol e sem controle da umidade e temperatura relativa) durante todo o período. Não foram observadas variações significativas em uma periodicidade de medição de aproximadamente três meses (Figura 4). Considerando que eram eletroquimicamente estáveis na zona de passivação, a corrosão cumulativa imediatamente antes da exposição ao ambiente natural diferia entre as superfícies (PW e NPW), de $1 \mu A \cdot dia/cm^2$ para $w/c = 0,65$ a $5 \mu A \cdot dia/cm^2$ para $w/c = 0,45$. Ahmad (2003) menciona que quanto menor o teor de cimento, menor a consistência plástica na mistura, o que faz com que a passivação do aço não ocorra uniformemente, resultando na despassivação; portanto, os resultados encontrados podem representar a margem de incerteza na interpretação do i_{cum} nas idades iniciais

(zona de passivação) e essas diferenças ($1 \mu\text{A}\cdot\text{dia}/\text{cm}^2$ para $w/c = 0,65$ a $5 \mu\text{A}\cdot\text{dia}/\text{cm}^2$ para $w/c = 0,45$) podem consideradas características dos materiais utilizados.

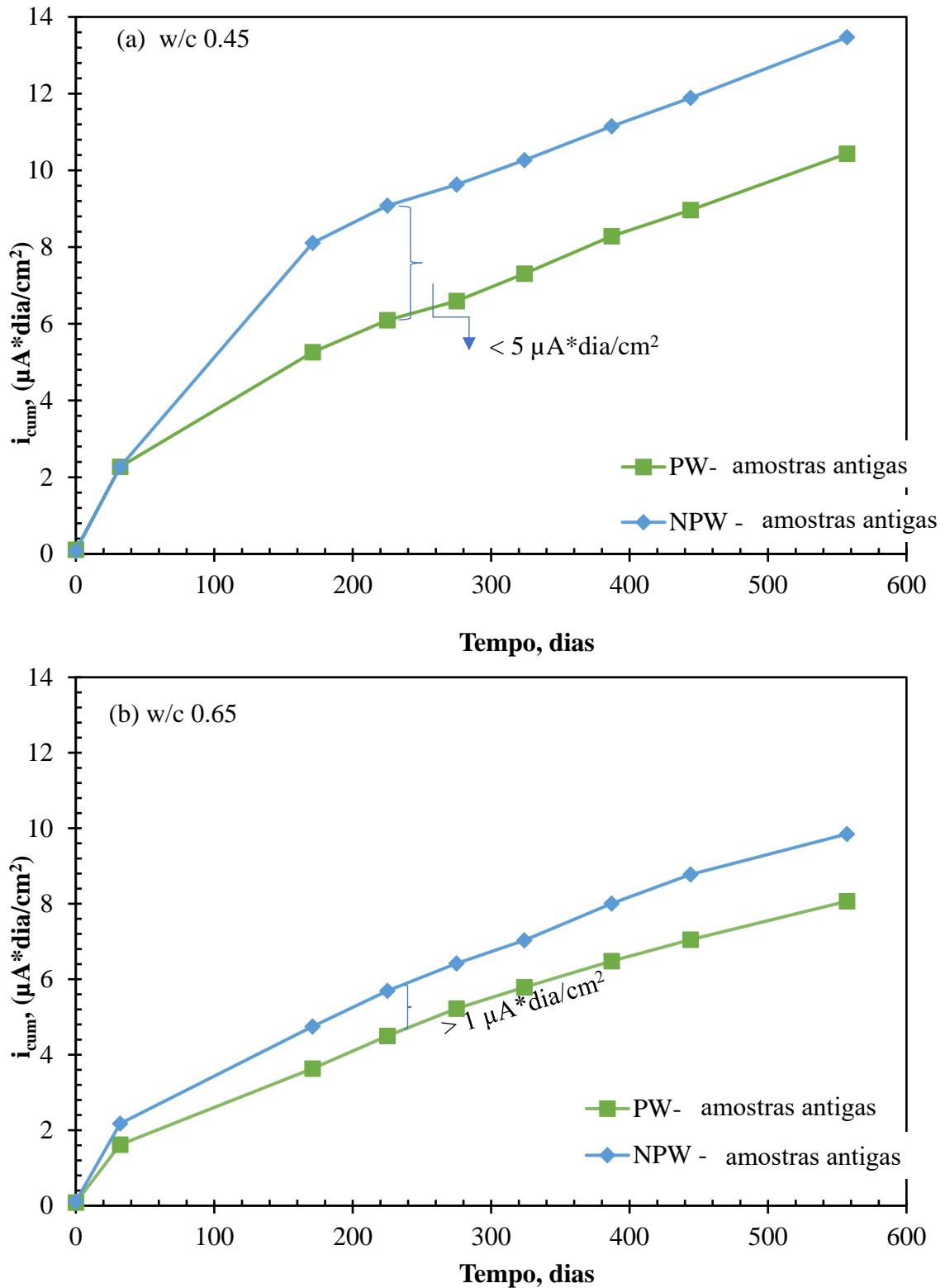


Figura 6. Incerteza na taxa de corrosão acumulada versus tempo: a) w/c 0.45; b) w/c 0.65.

4. CONCLUSÕES

Os resultados relatados se aplicam a essas condições específicas do estudo. Portanto, eles podem ser extrapolados, tomando as precauções apropriadas para outras situações. Nos presentes dados, os parâmetros usados na consolidação da qualidade da passivação em idades iniciais (ou seja, variáveis de cura, armazenamento e ambientais) afetam a tendência à despassivação, independentemente das variáveis dependentes (razão w/c e orientação). Isso pode afetar a vida útil planejada.

Como e esperado, a polarização produzida pela periodicidade da medição eletroquímica (dias) em um ambiente marinho tropical não influenciou a passivação / despassivação do concreto armado durante o estágio de iniciação (zona de passivação).

Quando a periodicidade da medição eletroquímica foi calculada na proporção 4/1, verificou-se que ela poderia influenciar numericamente o valor acumulado da corrosão em até 100%. Isso é equivalente à tolerância usada em ensaios destrutivos comparando perdas eletroquímicas com perdas gravimétricas.

Embora seja considerado um método amplamente qualitativo, o i_{cum} permite a detecção de alterações no comportamento eletroquímico do concreto armado no estágio de iniciação (passivação). Do ponto de vista quantitativo, o tipo de armazenamento após a cura e antes da exposição ao ambiente, mesmo no estágio inicial (antes da despassivação), teve uma influência que diferiu de $1 \mu A \cdot dia/cm^2$ para $w/c = 0,65$ a $5 \mu A \cdot dia/cm^2$ para $w/c = 0,45$ em i_{cum} . Isso é equivalente à margem de incerteza na interpretação da corrosão cumulativa nas qualidades de concreto estudadas.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CINVESTAV-IPN Unidad Mérida e CONACyT pelo apoio parcial. Um dos autores, Jorge Briceño-Mena, deseja reconhecer sua bolsa de estudos do CONACyT por seus estudos de doutorado.

6. REFERÊNCIAS

- American Concrete Institute Committee (ACI) (2002). *ACI 211-91. Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete*. American Concrete Institute Committee 211, (Reapproved), 1–38.
- Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M., Castro, P. (2000). *Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar*. Cement and Concrete Research, 30(7), 1047–1055. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00265-9](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00265-9)
- Andrade, C., Alonso, C. (1996). *Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site*. Construction and Building Materials, 10(5), 315–328. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00044-5](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00044-5)
- Andrade, C., Gonzalez, J. A. (1978). *Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements*. Materials and Corrosion, 29(8), 515–519. <https://doi.org/10.1002/maco.19780290804>
- Andrade, C., Martinez, I. (2005). *Calibration by gravimetric losses of electrochemical corrosion rate measurement using modulated confinement of the current*. Materials and Structures, 38(283), 833–841. <https://doi.org/10.1617/14297>
- Andrade, C., Merino, P., Nóvoa, X. R. R., Pérez, M. C. C., & Soler, L. (1995). *Passivation of Reinforcing Steel in Concrete*. Materials Science Forum, 192–194, 891–898. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.192-194.891>

- Andrade, C, Castelo, V., Alonso, C., González, J. A. (1986). *The determination of the corrosion rate of steel embedded in concrete by the polarization resistance and AC impedance methods*. Corrosion Science, 26, 961–970. [https://doi.org/10.1016/0010-938X\(86\)90086-7](https://doi.org/10.1016/0010-938X(86)90086-7)
- Ahmad, A., Kumar, A. (2013), *Chloride ion migration/diffusion through concrete and test methods*. International Journal on Advanced Scientific and Technical Research, 6(3), 151–180.
- Ahmad, S. (2003), *Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction - A review*. Cement and Concrete Composites, 25(4-5 SPEC), 459–471. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00086-0](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00086-0)
- Berke, N. S., Escalante, E., Nmai, C. K., & Whiting, D. (1996). *Techniques to Assess the Corrosion Activity of Steel Reinforced Concrete Structures - ASTM STP 1276*. American Society for Testing and Materials.
- Castro-Borges, P., Balancán-Zapata, M., López-González, A. (2013). *Analysis of tools to evaluate chloride threshold for corrosion onset of reinforced concrete in tropical marine environment of Yucatán, México*. Journal of Chemistry, 2013, 1–9. <https://doi.org/10.1155/2013/208619>
- Castro-Borges, P., Balancán-Zapata, M., Zozaya-Ortiz, A. (2017). *Electrochemical meaning of cumulative corrosion rate for reinforced concrete in a tropical natural marine environment*. Advances in Materials Science and Engineering, Article ID 6973605. <https://doi.org/10.1155/2017/6973605>
- Clément, A., Laurens, S., Arliguie, G., & Deby, F. (2012). *Numerical study of the linear polarisation resistance technique applied to reinforced concrete for corrosion assessment*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, (3–4), 1–17. <https://doi.org/10.1080/19648189.2012.668012>
- Ghods, P., Isgor, O. B., McRae, G., Miller, T. (2009). *The effect of concrete pore solution composition on the quality of passive oxide films on black steel reinforcement*. Cement and Concrete Composites, 31(1), 2–11. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.10.003>
- Hansson, C. M., Poursaeed, A., Jaffer, S. J. (2012). *Corrosion of Reinforcing Bars in Concrete*. The Masterbuilder, 15(3). <https://doi.org/10.1179/000705980798275535>
- Huet, B., L'Hostis, V., Miserque, F., Idrissi, H. (2005). *Electrochemical behavior of mild steel in concrete: Influence of pH and carbonate content of concrete pore solution*. Electrochimica Acta, 51(1), 172–180. <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2005.04.014>
- Jiang, J. Y., Wang, D., Chu, H. Y., Ma, H., Liu, Y., Gao, Y., Shi, J., Sun, W. (2017). *The passive film growth mechanism of new corrosion-resistant steel rebar in simulated concrete pore solution: Nanometer structure and electrochemical study*. Materials, 10(4). <https://doi.org/10.3390/ma10040412>
- Lopez, W., & Gonzalez, J. A. (1993). *Influence of the degree of pore saturation on the resistivity of concrete and the corrosion rate of steel reinforcement*. Cement and Concrete Research, 23(2), 368–376. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90102-F](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90102-F)
- Melchers, R. E., Li, C. Q. (2006). *Phenomenological modeling of reinforcement corrosion in marine environments*. ACI Materials Journal, 103(1), 25–32. Retrieved from <http://0-proquest.umi.com.library.newcastle.edu.au:80/pqdweb?did=1090660671&Fmt=7&clientId=29744&RQT=309&VName=PQD>
- ONNCCE (2014). *NMX-C-414-ONNCCE. Industria de la Construcción - Cementos Hidráulicos - Especificaciones y métodos de prueba*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C.
- ONNCCE (2015). *NMX-C-501-ONNCCE. Industria de la construcción-Durabilidad de estructuras de concreto reforzado-Medición de velocidad de corrosión en campo-Especificaciones y método de ensayo*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C.
- ONNCCE (2017). *NMX-C-530-ONNCCE. Industria de la construcción – Durabilidad – Norma*

- general de durabilidad de estructuras de concreto reforzado – Criterios y Especificaciones*. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C.
- Page, C. L. (2009). *Initiation of chloride-induced corrosion of steel in concrete: Role of the interfacial zone*. *Materials and Corrosion*, 60(8), 586–592. <https://doi.org/10.1002/maco.200905278>
- Pech-Canul, M. A., Castro, P. (2002). Corrosion measurements of steel reinforcement in concrete exposed to a tropical marine atmosphere. *Cement and Concrete Research*, 32(3), 491–498. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00713-X](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00713-X)
- Pedrosa, F., Andrade, C. (2010). *Study of corrosion rate variability in indoor and outdoor specimens*. In Carmen Andrade & J. Gulikers (Eds.), *Advances in Modeling Concrete Service Life: Proceedings of 4th International RILEM* (pp. 33–42). Madrid: Springer. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-2703-8>
- Poursaee, A., Hansson, C. M. (2007). *Reinforcing steel passivation in mortar and pore solution*. *Cement and Concrete Research*, 37(7), 1127–1133. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.04.005>
- Rebolledo, N., Andrade, C. (2010). *From corrosion rate to accumulated corrosion depth or loss in cross section of reinforcements*. In Carmen Andrade & J. Gulikers (Eds.), *Advances in Modeling Concrete Service Life: Proceedings of 4th International RILEM* (Vol. 3, pp. 43–51). Madrid: Springer. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-2703-8>
- Troconis, O., Romero, A., Andrade, C., Helene, P., Díaz, I. (1998). *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado* (2nd ed.). Red Durar.

Recomendações para reabilitação e proteção contra a corrosão de uma ponte metálica de 100 anos de idade (Durgadee) sobre um rio fortemente poluído perto de Mumbai, Índia

S. S. Bhonge¹, P. Dalwi²,
J. K. Kulkarni³, S. K. Manjrekar⁴
* Autor de Contato: bhongess@gmail.com
DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.476>

Recepção: 09/12/2019 | Aceitação: 15/04/2020 | Publicação: 30/04/2020

RESUMO

Este artigo descreve a proposta de reabilitação, metodologia de avaliação de perda de capacidade resistente e prováveis medidas corretivas para uma ponte metálica de 100 anos de idade no rio Ulhas, perto de Mumbai. A ponte foi construída no ano de 1914, durante a era britânica, agora como ponte histórica, uma vez que foi construída com arranjo estrutural exclusivo de decks em arco e viga vertical treliçada. Após uma inspeção estrutural em 2000, foi revelada a deterioração dos elementos de aço e concreto iniciadas há muito tempo por causa da atmosfera úmida e da poluição na área. A ponte Durgadee mostrou vários sinais de deterioração da sua estrutura, como grandes fissuras nos pilares de alvenaria, corrosão avançada dos elementos metálicos estruturais, não funcionamento das juntas de dilatação e aparelhos de apoio, falha das chapas metálicas do deck em arco, deslocamento do concreto e armadura exposta. O documento discute recomendações para reabilitação e proteção contra corrosão. **Palavras-chave:** proteção contra corrosão; reabilitação; perda de capacidade resistente; estrutura de aço; LCNR.

Citar como: Bhonge, S. S., Dalwi, Pradeep, Kulkarni, J. K., Manjrekar, S. K. (2020), “Recomendações para reabilitação e proteção contra a corrosão de uma ponte metálica de 100 anos de idade (Durgadee) sobre um rio fortemente poluído perto de Mumbai, Índia”, Revista ALCONPAT, 10 (2), pp. 259 – 273, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v10i2.476>

¹ The Superintending Engineer, Designs Circle (BR), P.W.D., Govt of Maharashtra, India.

² Executive Engineer, PW Division Thane, India.

³ Retired Executive Engineer, MIDC, Govt of Maharashtra, Mumbai, India.

⁴ Director, Sunanada Speciality coatings, Mumbai, Hon. Member ACI India, India.

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 Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no primeiro número do ano 2021, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do terceiro número do ano de 2020.

Recommendations for rehabilitation and corrosion protection of a 100-year-old steel bridge (Durgadee) across heavily polluted river near Mumbai, India

ABSTRACT

This paper describes the rehabilitation proposal, methodology of evaluation of distress and likely remedial measures for 100 years old steel bridge on Ulhas river, near Mumbai. The bridge is constructed in year 1914 during British era apparently now heritage bridge as it was constructed with unique structural arrangement of jack arch decking and warren truss girder with verticals. After structural audit in 2000, it revealed the deterioration of steel parts and concrete initiated long back because of humid atmosphere and pollution in the area. Durgadee bridge showed various signs of bridge distress like major cracks in masonry abutments, heavy corrosion of Mild Steel (MS) structural members, non -functioning of expansion joints and bearings, failure of jack arch roof plates, de-bonding of concrete and exposed reinforcement etc. Paper discusses recommendations for rehabilitation and corrosion protection.

Keywords: corrosion protection; rehabilitation; distress; steel structure; LCNR

Recomendaciones para la rehabilitación y protección contra la corrosión de un puente de acero de 100 años de antigüedad (Durgadee) sobre un río muy contaminado cerca de Mumbai, India

RESUMEN

Este artículo describe la propuesta de rehabilitación, metodología de evaluación de daño y las posibles medidas correctivas para el puente de acero de 100 años en el río Ulhas, cerca de Mumbai. El puente se construyó en el año 1914 aparentemente durante la era británica, ahora puente patrimonio ya que se construyó con una disposición estructural única de cubierta de arco plano y vigas de celosía con verticales. Después de una auditoría estructural en el año 2000, se reveló el deterioro de las piezas de acero y concreto iniciado desde hace mucho tiempo debido a la atmósfera húmeda y la contaminación en el área. El puente Durgadee mostró varios signos de daño como grietas importantes en los pilares de mampostería, corrosión intensa de los miembros estructurales de acero dulce (MS), disfuncionalidad de las juntas de expansión y los cojinetes, falla de las placas de techo del arco plano, desprendimiento de concreto y refuerzo expuesto, etc. El artículo discute recomendaciones para rehabilitación y protección contra la corrosión.

Palabras clave: protección contra la corrosión; rehabilitación; daño; estructura de acero; LCNR.

ABREVIACÕES E ACRÔNIMOS:

IRC: Indian Road Congress, an organization in India controlling road and bridge design standards.
Ponte Histórica: Estrutura reconhecida pelo governo estadual por seu significado histórico e estético.

PWD: Departamento de Obras Públicas do Governo do Estado responsável pela construção e manutenção da infraestrutura.

MPCB: Conselho de Controle de Poluição do Estado de Maharashtra, que monitora a poluição.

LCNR: Revestimento de proteção à base de tecido de nylon de cadeia longa.

IRC: Indian Road Congress, uma organização na Índia que controla as normas de projeto de rodovias e pontes.

1. INTRODUÇÃO

Este artigo descreve a necessidade de reabilitação, metodologia de avaliação de perda de capacidade resistente e prováveis medidas corretivas para ponte metálica com 100 anos de idade (também conhecida como ponte Durgadee) no rio Ulhas no km 1/800 na estrada Bhiwandi, Kalyan, perto de Mumbai.

A ponte foi construída no ano de 1914, durante a era britânica, agora como ponte do patrimônio histórico, uma vez que foi construída por engenheiros britânicos com um arranjo estrutural exclusivo de decks em arco e viga treliçada vertical. A ponte é uma estrutura de aço com dois pilares preenchidos com concreto com a superestrutura em aço, que consiste em uma chapa em arco para suporte do tabuleiro.

Estruturas de aço em atmosfera severa devem enfrentar uma variedade de cargas ambientais. Embora vários processos a deteriore, o ataque químico ainda representa sérios desafios e problemas para muitas estruturas de aço importantes. O rápido desenvolvimento da tecnologia nos últimos anos facilitou o controle desses processos em deterioração.

O aço estrutural oferece várias vantagens:

Alta resistência: a tração de escoamento do aço em tração e compressão é quase a mesma, o que nos ajuda no uso do aço em pontes de grandes vãos e estruturas altas.

Durabilidade: essa propriedade do aço permite deformações sucessivas sem perda significativa de resistência e rigidez, incluindo resistência a intempéries.

Pré-fabricação: as peças de aço são produzidas em fábrica sob rigorosa supervisão e controle de qualidade, devido a isso há uma variação muito menor nas propriedades do material. O material pode ser transportado no local e montado, o que ajuda na construção rápida, garantindo melhor qualidade.

Demolição: a estrutura de aço pode ser desmontada e reutilizada, se necessário. Pode ser reciclada facilmente, reduzindo o desperdício. Até os reparos e retrofits da estrutura de aço e seu reforço são muito mais simples e fáceis do que a estrutura de concreto.

Limitações: a estrutura de aço é suscetível à corrosão quando exposta ao ar e à água.

Embora o aço estrutural não seja combustível, eles perdem sua resistência rapidamente durante o incêndio.

Esteticamente, a estrutura de aço não dá uma aparência agradável. O custo da estrutura de aço é maior do que a do concreto

A escolha por uma ponte metálica é governada por:

- Área de seção transversal, para resistir à tração ou compressão.
- Módulo de seção para resistir a esforços de flexão e cisalhamento.
- O raio de rotação para fornecer rigidez à flambagem na compressão

2. CENÁRIO GERAL- INDIANO

A Índia é o lar de várias características geográficas, como rios, montanhas, vales, planícies, longas praias, desertos e terrenos planos. A Índia é o sétimo maior país do mundo e cobre uma área total de 3.287.263 km². A costa do país se estende por 7.517 km.

A Índia possui uma das maiores redes de rodovias do mundo, com cerca de 59 lakh km de rodovias, incluindo Rodovias Nacionais (NHs), Rodovias Expressas, Rodovias Estaduais, Rodovias Distritais, Outras Rodovias Distritais e Rodovias de vilas. Na Índia, a infraestrutura rodoviária é usada para transportar mais de 60% do total de mercadorias e 85% do tráfego total de passageiros. A Índia inventariou mais de 4 lakh pontes / estruturas construídas por vários órgãos do governo.

As pontes nas áreas costeiras foram construídas diante de vários fatores adversos, como dificuldade de fixação da via na água, requisitos de navegação, alinhamentos de aproximações, problemas de

fundação, condições salinas, dificuldade de construção da superestrutura e bancos de aproximação, requisitos de navegação. Estes, por sua vez, às vezes exigiam pontes com vãos longos envolvendo procedimentos sofisticados de construção. As fundações eram geralmente profundas nas pontes do riacho e a água parada representava um grande problema na construção.

Devido ao extraordinário aumento nas densidades de tráfego, principalmente nas principais cidades do estado e nos arredores, o governo empreendeu um programa de construção de viadutos, passagens inferiores e rodovias de desvio. Porém, antes da decisão de uma nova construção, é dada prioridade à reabilitação e ao retrofit da ponte existente. Como a ponte Durgadee superou e comprovou sua durabilidade devido ao seu arranjo estrutural robusto. A Ponte, após a reabilitação, pode atuar como desvio para LMV (veículos leves e médios) e usuários da cidade na cidade de Kalyan.

3. CENÁRIO ATUAL DA PONTE DE DURGADEE

Kalyan fica perto de Mumbai e é um local histórico e era um famoso Trade Center devido à costa do riacho de Kalyan. Existe um forte conhecido como forte Durgadee ao lado da ponte, com cerca de 400 anos. Da mesma forma, Bhiwandi é um local de Taluka e um importante centro comercial histórico. No início do século XIX, o governo britânico decidiu conectar Kalyan e Bhiwandi por uma ponte de aço sobre o rio Ullas, perto do forte Durgadee. A construção da ponte começou em algum lugar em 1908 e foi comissionada em 1914. (Local da ponte: 19 ° 14'43 "N 73 ° 6'59" E)

- **Pilares:** são pilares de alvenaria de ambos os lados, porém o pilar do lado de Bhiwandi parece estar em condições muito perigosas e precisa ser substituído.
- **A ponte** consiste em 10 vãos de 36m, com um comprimento total de 360m, com arranjo de treliça. Superestrutura e decks: existe um sistema de tabuleiro sobre arco apoiado na viga da longarina para todos os 10 vãos. Sinais da camada de rolamento mostram que há necessidade imediata de substituição. As juntas de dilatação da ponte estão completamente danificadas e bloqueadas.
- **Pavimento:** Há uma necessidade imediata de demolir o pavimento betuminoso, removendo a limpeza dos detritos no aparelho de apoio da ponte e sobre o arco. A condição das chapas de aço do arco tipo Jack, devido à corrosão, será visível somente após a remoção do pavimento e das camadas abaixo dele. O mapeamento de perda de capacidade resistente da superestrutura é necessário, expondo um ou dois vãos após a demolição do pavimento.
- **Aparelhos de apoio:** o tipo de aparelho de apoio é do tipo esférico e não é visível devido a muitos detritos depositados no local do aparelho de apoio. O arranjo dos aparelhos de apoio oscilantes / roletes não funciona devido à falta de manutenção.
- **Subestrutura:** Consiste em pilares de aço vazados preenchidos duplamente com concreto e amarrados com braçadeiras cruzadas.
- **Fundação da ponte:** Consiste na fundação de estacas com revestimentos de aço. O revestimento MS na zona de respingo, ou seja, a porção entre os níveis de água alto e baixo, mostra corrosão extrema.
- **Dispositivos atuais de proteção contra corrosão:** Nenhuma proteção é dada às superfícies expostas contra corrosão/carbonatação e outras poluições atmosféricas.

Além disso, causas gerais de perda de capacidade resistente da estrutura, a seguir expostas, desempenharam papel importante em danificar a estrutura e reduzir a vida útil.

Após uma inspeção estrutural em 2000, revelou a deterioração de peças de aço e concreto iniciadas há muito tempo por causa da atmosfera úmida na área de Kalyan, carbonatação de concreto, entrada de cloretos, lixiviação e ataque de sulfato, que levam à corrosão e, finalmente, à redução da vida útil de estrutura. A ponte está fechada para o tráfego desde 2001. A Figura 1 mostra o mapa do Google da ponte.

Qualquer estrutura de ponte, durante sua vida útil, estará sujeita a alterações químicas e físicas. Uma estrutura durável é aquela em que essas alterações ocorrem a uma taxa mais lenta, o que não afeta negativamente seu desempenho na vida útil prevista. De acordo com as normas indianas e outras normas contemporâneas, as estruturas de aço são projetadas para uma vida útil livre de manutenção de 60 a 100 anos. No entanto, as várias estruturas dentro e ao redor da área de Mumbai mostram severa deterioração (ou falha em muitos casos) dentro de um período muito curto devido ao ambiente agressivo e à umidade da atmosfera. No presente caso, o ambiente geralmente agressivo adicionado pela água poluída do rio Ulhas está desempenhando papel importante na deterioração.

Com base nos estudos, a água do rio não pode ser considerada adequada, mesmo para fins de irrigação. O teor de cloreto no efluente das águas residuais estava com um valor médio de 1.377 mg/L. Os resultados indicam que o teor de cloreto está muito acima do limite aceitável de 200 mg / L estabelecido pela OMS. Os resultados indicaram alto nível de poluição devido a metais pesados tóxicos como cromo (Cr), cádmio (Cd), níquel 6 (Ni), zinco (Zn), cobre (Cu), chumbo (Pb) e Ferro (Fe). Verificou-se que a concentração de todos esses metais pesados estava muito acima do nível de toxicidade aguda.

Devido à forte poluição no rio Ulhas, à água e à umidade devido à proximidade da beira-mar, a condição da ponte está muito deteriorada. Há forte corrosão nos elementos de aço usados na estrutura. A estrutura deve ter sido projetada para a água do rio normal em 1914. No entanto, é visto que a cor da água do rio é escura, o que pode ser devido à mistura de águas residuais das áreas urbanas circundantes e de resíduos industriais. A água do rio contém produtos químicos orgânicos e inorgânicos, além de vários gases como H₂S, CO₂, CH₄ e NH₃ etc., formados devido à decomposição do esgoto. Isso leva a uma deterioração mais rápida da estrutura de aço e concreto.



Figura 1. Google maps da ponte.

4. PERDAS DE CAPACIDADE RESISTENTE RELATADAS NA PONTE DE DURGADEE

A ponte Durgadee mostrou vários sinais de perda de capacidade resistente:

- Pequenas a grandes fissuras nos pilares de alvenaria de ambos os lados. O pilar do lado de Bhiwandi está em condições perigosas a ponto de ceder.
 - Não funcionamento de juntas de dilatação e Aparelhos de apoio.
 - Corrosão avançada dos elementos estruturais do MS. No entanto, houve perda de seção de até 3 mm devido à corrosão em menos de 10% da área.
 - Vazamentos no tabuleiro perto de Aparelhos de apoio.
 - Falha e deterioração das chapas dos arcos tipo Jack, bem como para o preenchimento de concreto acima dela, incluindo o pavimento.
 - Deslocamento do concreto e armadura exposta no concreto abaixo do pavimento.
- O Departamento de Transportes do Estado (PWD) já interrompeu o tráfego de veículos na ponte desde 2001.

5. PROJETO DE REFORÇO / ETAPAS PROPOSTAS DE REABILITAÇÃO E REPARO

Todo o programa de restauração desta ponte pode ser dividido nas seguintes partes.

1. Estudo de registros antigos relacionados à ponte

- Verifique o projeto estrutural original realizado pela PWD, especificações de materiais usados durante o período de construção.
- Estudo de restauração, reparo realizado por PWD de tempos em tempos no passado.
- Mapeamento detalhado, dimensões e preparação de desenhos detalhados para a estrutura da velha ponte com a ajuda do Drone e levantamento físico. Incluirá o uso de pesquisa por drone para a preparação de desenhos em CAD automático e desenho cotado, que serão necessários para modelagem e análise estrutural.

2. Inspeção

A ponte metálica será inspecionada com o objetivo de identificar quaisquer defeitos que possam estar presentes na estrutura e estabelecer causas para esses defeitos. Os defeitos que provavelmente afetarão a resistência, a segurança ou a capacidade de manutenção de uma ponte estão planejados para atender como parte do ciclo de trabalho de reparação e manutenção.

- Fotografias (recentes e históricas); Os relatórios de inspeção mais recentes; Histórico de manutenção recente.
- Cálculos de resistência e classificação. O levantamento das condições da ponte levará à estimativa da vida útil residual da estrutura.
- Uma inspeção visual cobrirá sistematicamente toda a superfície da estrutura de aço de perto, dando atenção especial às áreas.
- Os seguintes assuntos são críticos para o sucesso de uma inspeção de ponte de aço:
- Anotações detalhadas devem ser feitas sobre a condição do revestimento protetor em todas as partes da estrutura usando um método padrão de avaliação
- Sinais de manchas de ferrugem devem ser observados ao redor das cabeças dos parafusos. Isso pode indicar que eles estão soltos.
- Parafusos que não estão em conformidade com as normas adequadas de instalação devem ser observados.
- O parafuso ou rebite mais alto carregado em uma junta deve ser cuidadosamente examinado em áreas que se espera sejam suscetíveis à fadiga.
- A presença de uma suspeita de fissura deve ser confirmada por ensaios não destrutivos, é provável que as técnicas de penetração de corantes e partículas magnéticas sejam usadas

em primeira instância. Métodos radiográficos e ultrassônicos também podem ser utilizados para casos específicos.

- Deformações e distorções geralmente aparecem como fissuras ou deslocamentos. As medições de quaisquer desvios significativos da linha verdadeira devem ser registradas.
- A localização e descrição de todos os defeitos devem ser metodicamente registradas para permitir uma avaliação adequada de seus efeitos e subsequente monitoramento ou reparo.

3. Estudo de parâmetros de corrosão relacionados a vários componentes da ponte que possuem corrosão mapeada.

4. Vários tipos de END (Ensaio Não Destrutivo) para avaliar os danos

5. Ensaio da água do rio.

6. Planejamento para plataforma de trabalho para trabalho de mão de obra e máquinas

Plataforma suspensa ou suspensa será necessária para trabalhar abaixo do intradorso. Desenhos detalhados serão preparados para os casos acima, considerando a situação do local e a metodologia de reparo. O pontão idealmente flutuante com bote junto com a máquina do guincho será muito útil para a rápida execução do trabalho. A Figura 2 é uma foto da ponte que mostra a localização da junta de dilatação e dos Aparelhos de apoio.

7. Avaliação subaquática da parte da subestrutura e fundação

Esta avaliação inclui mapeamento de perda de capacidade resistente. Tipos especiais de câmeras e mergulhadores certificados serão necessários devido ao fato da água ser turva devido à poluição. Isso envolverá videografia subaquática e tirar fotografias e detalhes da pesquisa de envio em cópias eletrônicas e relatório de status da pesquisa subaquática. O número total de pilares a serem pesquisados será de 9 pilares da ponte.



Figura 2. Foto da ponte que mostra o local do aparelho de apoio e junta de dilatação

8. Avaliação de defeitos

Todos os defeitos observados influenciarão a resistência ou facilidade de manutenção da ponte. Defeitos que reduzem a capacidade ou a durabilidade da ponte exigem ações corretivas. O objetivo da avaliação é determinar o significado relativo de cada defeito, para que a capacidade de carga da ponte possa ser reavaliada e para que qualquer trabalho de reparação necessário possa ter a devida prioridade. A avaliação também ajudará a determinar estratégias futuras para manutenção ou substituição.

A avaliação do efeito de alguns defeitos que requerem uma compreensão completa do comportamento da estrutura em questão. A interação dos elementos de transporte de carga primários e secundários, o efeito de juntas imperfeitas com pinos e a possível presença de caminhos de carga alternativos precisam ser apreciados. É necessário um entendimento básico da fadiga do metal e da mecânica da fissura para avaliar problemas dessa natureza.

9. Análise de fatores para decidir a metodologia de reabilitação / reforço

O reparo estrutural e a manutenção da estrutura de aço incluem a substituição e manutenção de revestimentos de proteção, reparo de elementos corroídos, substituição de elementos danificados e fixações defeituosas e trabalhos de reparação associados à fissura por fadiga. Esses problemas foram identificados durante o processo de inspeção e avaliação.

O comportamento à fadiga é muito influenciado pela presença de concentrações de tração, como buracos, soldas, mudanças bruscas de forma, fissuras ou outros defeitos.

10. Avaliação da vida útil e classificação da ponte

- a) Avaliação da vida residual e classificação da ponte de acordo com a análise do projeto antes e depois da reabilitação.
- b) Avaliações para melhorar a vida útil residual em cerca de 15 a 20 anos.
- c) Avaliar a classificação de carga existente que pode variar de 30 R a 60 R para decidir a adequação da ponte ao tráfego de veículos.

11. Plano de ação para proteção contra corrosão

A avaliação detalhada do material corroído deve ser realizada por ensaios de laboratório no TIC (Instituto de Tecnologia Química), Matunga Mumbai, Índia e ensaios metalúrgicos de aço no Departamento Metalúrgico, IIT (Instituto de Tecnologia Indiano) Powai Mumbai, Índia.

Planeje as várias tecnologias e materiais disponíveis para reparo e sua metodologia com referência à consideração econômica. Sistema de proteção contra corrosão para proteger a ponte por mais 25 anos, incluindo o sistema de ânodo de sacrifício para evitar a corrosão adicional e sua ação prejudicial.

12. Seleção de medidas adequadas de reparo, restauração e reabilitação para várias estruturas.

6. METODOLOGIA PROPOSTA: RECURSOS SALIENTES E PARÂMETROS A CONSIDERAR

6.1 Reparo das vigas de aço

A Figura 3 é uma foto da ponte mostrando a estrutura do tipo treliça. O trabalho de reparar vigas de aço construídas restaurando ou substituindo elementos danificados ou deteriorados inclui, entre outros, o fornecimento de suportes temporários para elevação; modificação de vigas para aceitar cargas de elevação; apoiar ou reduzir temporariamente as cargas transportadas por vigas; desconectar ou remover elementos de vigas, removendo parafusos ou rebites; furos de perfuração

e alargamento; retificação para fornecer acabamento ou tolerâncias necessárias em superfícies de aço; fazer pequenos reparos nos conveses da área de trabalho; montagem de elementos reparados ou substituídos e itens incidentais por soldagem ou parafusos de alta resistência à tração; e preparar superfícies danificadas ou deixadas nuas pelo trabalho e aplicar uma camada de tinta de primeira qualidade.



Figura 3. Foto da ponte que mostra o tipo estrutura metálica.

6.2 Falha no revestimento de proteção

É raro um revestimento protetor durar mais que a vida útil da estrutura. A quebra da tinta ou a perda de qualquer revestimento é inevitável e deve ser antecipada. Isso geralmente resulta de condensação e pode ser aumentado pela absorção de umidade por sais do vento em áreas não sujeitas a lavagem com chuva. A acumulação de detritos, excrementos de pássaros, lascas de tinta, etc. reterá a umidade e promoverá a corrosão.

Além da eventual falha de um sistema de revestimento por intemperismo, a falha prematura pode resultar de:

- Perda de aderência do revestimento devido a especificação ou aplicação defeituosa;
- Incompatibilidade de casacos sucessivos;
- Ferrugem subterrânea devido à preparação inadequada da superfície e / ou tinta de aplicação;
- Falha localizada devido a danos mecânicos;
- Construção inadequada de filme em bordas afiadas, soldas e áreas de sombra de tinta.

6.3 Perda de seção

Onde o revestimento protetor não foi mantido ou uma área do revestimento danificado não foi reparada, geralmente ocorre corrosão, resultando em uma perda de seção. A taxa de corrosão depende em grande parte da proximidade da ponte com a costa.

A corrosão também pode ser acelerada pelas seguintes situações:

- Presença de fissuras.
- Diferentes metais em contato.
- Penetração de umidade.
- Concentração de sais por evaporação; ferrugem e detritos.

- A perda de seção também pode resultar do desgaste dos pinos ou abrasão mecânica, onde os elementos possuem contato.

6.4 Conexões frouxas ou com defeito

Seja operando em cisalhamento ou em uma junta de atrito, as conexões devem ser instaladas adequadamente para funcionar corretamente. Às vezes, devido a vibração excessiva, esforço excessivo, corrosão ou instalação inadequada, as conexões podem se soltar e devem ser substituídas.

Problemas específicos tipicamente associados a vários tipos de conexões são:

- Parafusos de aço macio tendem a corroer rapidamente se o revestimento protetor não estiver intacto. Esse tipo de parafuso também pode se soltar com vibração, a menos que sejam fornecidas arruelas ou contraporcas adequadas;
- Parafusos de alta resistência também corroem, a menos que o revestimento protetor seja mantido. Parafusos galvanizados geralmente são melhores do que o aço pintado de preto. Os parafusos com torque incorreto afrouxam e os parafusos que foram instalados através de flanges altamente cônicos sem arruelas adequadamente cônicas podem flexionar e ficar sobrecarregados.

6.5 Fissuras

A fissura de qualquer componente da ponte é potencialmente grave e precisa ser minuciosamente investigada. As fissuras nos elementos da ponte de aço podem ser causadas por fadiga do metal, fragilização, danos por impacto ou defeitos de fabricação, como falhas de aparelho de apoio, e podem se estender com o tempo. É provável que as fissuras estruturais tenham começado em concentrações óbvias de tração, como um orifício de parafuso ou rebite, extremidades de soldas, mudanças bruscas de seção ou cortes e entalhes.

As fissuras por fadiga podem não se tornar óbvias até que um elemento tenha sido sujeito a muitas reversões ou flutuações de tensões.

6.6 Impacto dos danos

Danos acidentais nos elementos da ponte devido ao impacto do veículo são um assunto sério e precisam ser investigados imediatamente. Os danos óbvios geralmente terão a forma de elementos dobrados e distorcidos e fixações com excesso de tração.

6.7 Deformações e distorções

A resistência de um membro estrutural às forças de compressão é consideravelmente reduzida se os componentes forem curvados ou distorcidos fora do plano. Os elementos elásticos podem agir imprevisivelmente. Deformação e distorção podem ocorrer como resultado de:

- Danos acidentais.
- Sobretração axial.
- Cisalhamento excessivo em abas finas.
- Aparelhos de apoio restritos.
- Provisões inadequadas para dilatação.
- A liquidação da subestrutura também pode causar distorção nos elementos.

As deformações fazem com que os elementos projetados para a tração sejam forçados a receber cargas compressivas.

6.8 Defeitos de fabricação

Apesar das especificações rigorosas e das rigorosas tolerâncias de fabricação com as quais os componentes estruturais são laminados e formados, os defeitos de fabricação e montagem podem e chegam até as estruturas concluídas.

As falhas no aparelho de apoio podem aparecer como delaminação, fissuras, bolhas, cavidades ou inclusões, além de deformação fora da tolerância ou falta de esquadria.

6.9 Falhas no detalhamento

Lamentavelmente, os defeitos podem aparecer em uma estrutura de ponte devido a um projeto, detalhamento e especificação inadequados. Nesta categoria são encontrados detalhes como:

- O corte abrupto das flanges da seção de aço nos elementos de tração.
- Excentricidades excessivas (tanto no plano quanto fora do plano) nas interseções de juntas.
- Provisão inadequada para rotação.
- Má disposição de drenagem.
- Corte de soldas em locais inadequados.

Às vezes, defeitos de fabricação e falhas de projeto podem ser percebidos através de um tour por drone, conforme ilustrado na figura 4.

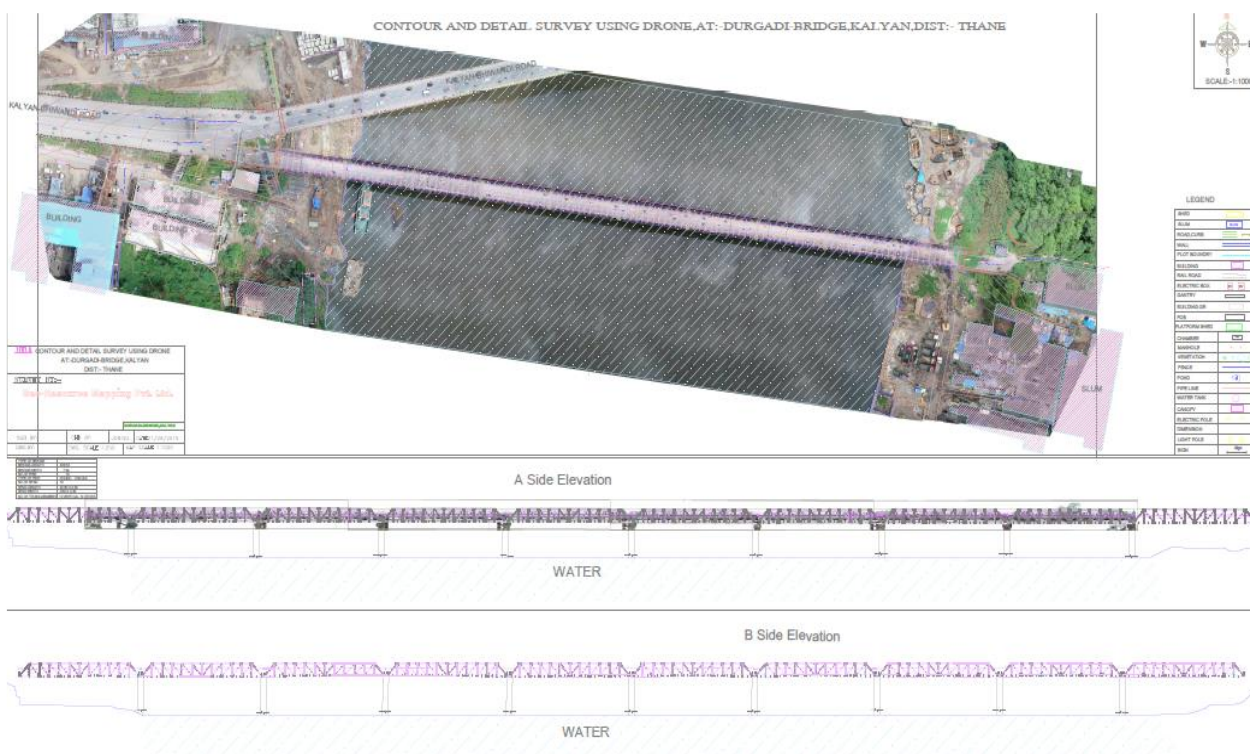


Figura 4. Mapa de pesquisa por drone da ponte

7. METODOLOGIA E PROCEDIMENTO PROPOSTOS PARA PROTEÇÃO CONTRA CORROSÃO

7.1. Tratamento composto de revestimento resistente a UV (Ultravioleta) UV LCNR (tecido ou malha nylon de cadeia longa) junto com proteção eletroquímica por ânodos de sacrifício
Será necessário envolver um sistema de revestimento resistente, altamente adesivo, resistente à UV e incluir proteção eletroquímica para prolongar ainda mais a vida útil do sistema de proteção. Este

artigo tenta escolher esse sistema composto com base em parâmetros de ensaio e histórico de sistemas inovadores.

Os pontos a serem considerados para a aplicação de novos sistemas de proteção:

- A superfície deve estar totalmente desprovida de qualquer tinta residual, bem como até os vestígios de produto de corrosão, pois a vida útil dos sistemas de proteção contra corrosão depende apenas da preparação da superfície.
- A superfície livre de corrosão deve permanecer assim (após o tratamento de remoção da corrosão) até que o próximo tratamento lógico do primário de polímero apropriado seja recebido pela superfície.
- O primer deve ser seguido por uma matriz de polímeros especialmente reticulada e altamente impenetrável.
- Esses revestimentos devem ter imunidade total à decomposição devido ao ataque da radiação ultravioleta à luz do sol.
- A corrosão é um processo eletroquímico e, em condições altamente suscetíveis, como onde se encontra a ponte Durgadee, é possível que seja prontamente iniciado sempre que houver metal exposto seja devido a defeitos deixados inadvertidamente durante a execução ou devido à fissuração de elementos de aço durante a vida útil devido a lesões não intencionais nos sistemas de proteção, e então toda a corrosão pode ser vigorosa. Assim, é preferível fornecer proteção eletroquímica como o uso de ânodos de sacrifício em intervalos regulares, principalmente nas juntas.

7.2. Procedimento de retificações

- Como a remoção de restos residuais inteiros da tinta, bem como de produtos de corrosão alcançará uma limpeza a 100% absoluto, é uma situação desafiadora por escovação de arame de aço etc., a opção mais segura é jatear com areia toda a estrutura de aço.

Como resultado do jateamento de areia, os produtos de corrosão e a tinta residual são removidos completamente, no entanto, também leva à criação de uma superfície de aço muito vulnerável, suscetível à "corrosão instantânea" devido à umidade e oxigênio nas condições ambientais. Essa camada de ferrugem instantânea pode ser visível em até 2 a 3 horas após o jateamento de areia na forma de camada de óxido de aço avermelhado. Esta camada, em seguida, cria comprometimento, em certa medida, na perda de adesão dos revestimentos subsequentes de polímero / epóxi / poliuretano.

- Para evitar essa falha no sistema de proteção, assim que o jateamento de areia terminar, uma camada de proteção superficial deve ser aplicada.

Essa proteção pode ser aplicado com panos ou escova macia etc. Essa proteção deve remover a ferrugem residual, mas também reagir com produtos de corrosão para convertê-los em um nano filme estável passivante na superfície do aço e retornar o aço ao seu branco acinzentado original. Como resultado da aplicação de proteção superficial, a superfície do aço se transforma em preto esbranquiçado.

- Agora, essa superfície está totalmente isenta de corrosão e pronta para receber a camada de primer de LCNR 100% puro - primer epóxi - Sunepoxy 358. O epóxi é sempre um primer por duas razões:
 - a. Possui extraordinária adesão ao aço ou a qualquer outra superfície seca.
 - b. A excelente adesão do epóxi garante o desempenho bem-sucedido dos revestimentos de proteção subsequentes.

Os revestimentos epóxi não devem ser fornecidos como camadas de acabamento, pois são facilmente desintegrados por raios ultravioletas ou qualquer forma de energia externa.

O Sunepoxy 358 é um primer epóxi especialmente fabricado que possui uma molécula reticulante de nylon de cadeia mais longa, o que melhora seu desempenho em comparação com os revestimentos epóxi em geral disponíveis normalmente.

- Proteção contra corrosão com revestimentos Sungard APR Epóxi à base de poliisocianato acíclico (APR) não são estáveis aos raios UV e, portanto, precisam de proteção adicional da estabilidade aos raios UV.

Após 24 horas de aplicação do Sunepoxy 358, forneça e aplique 2 demãos de Sungard APR usando pincel macio / pistola de pintura, etc. Os revestimentos de poliuretano são resistentes ao ataque de raios ultravioleta. No entanto, no caso de Sungard APR, a molécula de poliuretano normal foi adicionada com as características de poliisocianato acíclico, tornando a matriz mais complexa devido a reticulação adicional e, portanto, densidade adicional do polímero curado. Isso aumenta a robustez e a proteção em um grau mais alto.

Serão necessários rolos com alças longas (varas de metal), sapatos com espigões em superfícies horizontais.

- Como mencionado anteriormente, a corrosão é um processo eletroquímico e o sistema de revestimento LCNR dará proteção à superfície coberta pelo mesmo. No entanto, a estrutura da ponte de Durgadee está soldando vários elementos de aço não fissurados. Além disso, em vários locais, as chapas ou folhas de aço são dispostas uma sobre a outra, o que significa que o revestimento não pode ser feito fisicamente em uma área dessas, seja por spray ou pincel. Portanto, as superfícies tão desacompanhadas são vulneráveis à corrosão. A corrosão assim iniciada será muito rigorosa, como visto em algumas das fotografias. Em tais situações, é muito útil operar o ânodo de sacrifício. Esse ânodo de sacrifício é conectado às áreas vulneráveis por soldagem e onde quer que ocorra um ataque de corrosão, o ânodo de sacrifício, sendo mais vulnerável, corroerá preferencialmente deixando a superfície de aço não afetada.

A colocação dos ânodos de sacrifício deve ser mais focada nas juntas de solda da placa de reforço e nas principais junções etc. Onde a possibilidade de um revestimento protetor adequado será difícil.

- A laje do deck será reconcretada usando pinos soldados para fins de ancoragem. A inclinação necessária de 2,5% para a curvatura e para facilitar a drenagem será fornecida. Junta de dilatação e novo aparelho de apoio de rolos de balancim em aço serão fornecidos.

8. MANUTENÇÃO PREVENTIVA

8.1 A manutenção preventiva de uma ponte de aço começa após a conclusão da reabilitação, conforme proposto acima.

A provisão de acesso para facilitar futuras inspeções e manutenção também deve ser considerada. Outras práticas que ajudarão a minimizar a manutenção de uma ponte em serviço incluem:

- Seleção adequada do tipo de revestimento protetor, preparação e aplicação adequada da superfície em toda a superfície revestida e sua periodicidade de aplicação.
- Lavagem e limpeza regulares das superfícies de revestimento de proteção.
- Limpeza e limpeza regulares dos orifícios de drenagem. Melhorar a drenagem em áreas que não são adequadamente drenadas.
- Garantir que os Aparelhos de apoio estejam operando corretamente.
- Manutenção da presença de juntas de dilatação adequadas.
- Além disso, áreas problemáticas em potencial devem ser identificadas e ações apropriadas devem ser tomadas antes que os defeitos estruturais se tornem manifestos. Tais assuntos incluem:

- i. Os detalhes que envolvem placas de cobertura abruptamente reduzidas nas flanges devem ser aprimorados se eles provavelmente se tornarem riscos de fadiga;
- ii. Soldas ruins devem ser trituradas e substituídas;
- iii. Os rebites selecionados podem ser substituídos por prendedores de alta resistência ao atrito para melhorar as características de fadiga de um grupo de rebites (por exemplo, os rebites principais em uma junta ou placa de cobertura);
- iv. As excentricidades nas juntas e conexões podem ser aprimoradas para reduzir tensões de flexão indesejadas;
- v. O ponto de suporte dos Aparelhos de apoio pode ser redefinido para melhorar os efeitos de movimento excêntrico.

8.2 Sistemas de instrumentação de pontes para monitoramento dinâmico de pontes.

O desenvolvimento do modelo de linha de base de uma ponte é essencial para o monitoramento estrutural da saúde da ponte, que pode desempenhar um papel importante na segurança da integridade do sistema, na minimização do custo de manutenção e na longevidade das pontes. O monitoramento estrutural da saúde e o modelo de linha de base são necessários periodicamente, especialmente após danos causados por terremotos, degradação de uma estrutura devido ao envelhecimento ou a ações ambientais ou se houver um evento que cause danos, como impacto devido a acidente ou desastre natural.

A tecnologia global de monitoramento de integridade estrutural consiste em dois aspectos: (1) instrumentação de pontes com sensores como acelerômetros e extensômetros e, mais importante, (2) metodologias para obter informações significativas sobre as condições estruturais de saúde, se houver, a partir dos dados medidos.

Os avanços na detecção, digitalização, gravação e comunicação de dados levaram a sistemas de monitoramento atuais capazes de detectar, registrar e analisar / exibir remotamente / exibir informações dinâmicas de entrada e resposta para pontes e outras estruturas.

A atual geração de sensores para acelerômetros de terremotos tem grandes faixas dinâmicas, permitindo a medição simultânea de tremores de terremoto, vibração induzida pelo vento de baixa frequência e vibração ambiente.

Proposta de modelo de linha de base para desenvolvimento dessa ponte, que será instrumentada para o monitoramento estrutural global da saúde. Sistemas de monitoramento, incluindo acelerômetros, extensômetros, sensores de pressão e sensores de deslocamento a serem instalados. Um sistema estrutural de monitoramento de saúde pode detectar um comportamento estrutural incomum em um estágio inicial, reduzindo assim o risco de falha súbita e catastrófica. O monitoramento adequado requer o desenvolvimento de um modelo de computador preciso que caracterize efetivamente toda a estrutura, incluindo as condições de continuidade e limite.

9. CONCLUSÃO

A ponte de aço, no entanto, sobreviveu à sua vida útil; no entanto, ela ainda está em condições de manutenção com proteção por engenharia de proteção por reforço e contra a corrosão. Também goza de status da estrutura do patrimônio. É destacado o fortalecimento adequado da deterioração do aço e do concreto. Seu aprimoramento da vida útil pode ser feito com o Modelo Life 365 do ACI, pois os danos e a retificação concentram-se em revestimentos de propriedades aprimoradas e no ataque de cloreto e outros poluentes agressivos. A ênfase principal no controle de corrosão será a criação de barreiras de longo prazo para a proteção contra poluentes pesados que entram em contato com o aço. O tratamento protetor também é sugerido considerando as condições costeiras de Mumbai e arredores. O programa de proteção é elaborado com base no histórico bem-sucedido de estrutura semelhante em condições semelhantes. A restauração servirá a propósitos, como

manter a estrutura do patrimônio, ao mesmo tempo em que será útil por pelo menos LMV por mais alguns anos, reduzindo a carga de tráfego na ponte existente.

10. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio do Designs Circle, PWD, Govt de Maharashtra, Mumbai e PW Division (Thane), Thane, por ter escrito este artigo.

11. BIBLIOGRAFIA E NORMAS

- Malhotra, M. M. (2007), *Design od steel structure*. Edition: 7, Reprint Publisher: Jain Brothers.
- Indian Road Congress (IRC) (1990), *IRC: SP:35-1990: Guidelines for Inspection and Maintenance of Bridges*. (Reprint-2000), Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (1996), *IRC: SP:18-1996: Manual for Highway Bridge Maintenance Inspection*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (1999), *IRC: SP:52-1999: Bridge Inspector's Reference Manual*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (2007), *IRC: SP:74-2007: Guidelines for Repair and Rehabilitation of Steel Bridges*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (2008), *IRC: SP:75-2008: Guidelines for Retrofitting of steel Bridges by Pre-stressing*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (2002), *IRC: SP:60-2002: An Approach Document for Assessment of Remaining Life of Concrete Bridges*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (2004), *IRC SP 61-2004: An Approach Document on Whole Life Costing for Bridges in India*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (1993), *IRC: SP:40-1993: Guidelines on Techniques for strengthening and Rehabilitation of Bridges*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- Indian Road Congress (IRC) (2010), *IRC: SP:37-2010: Guidelines Evaluation of Load Carrying Capacity of Bridges*. Indian Road Congress Special Publication. New Delhi.
- MPCP (2019), *Maharashtra State Pollution Control Board (MPCP)*, URL: <http://www.mpcb.gov.in/node>
- Maharashtra Pollution Control Board (2015), *Comprehensive Study on Polluted River Stretch of Ulhas River – Downstream of Mohane, Kalyan*, MPCB Kalyan.
- Karve, S. R. Shah, V. I. (1998), *Structural Design Databook Steel Structures*, Structures Publications.
- NZ Transport Agency (2001), *Bridge Inspection and Maintenance Manual*. URL: <https://www.nzta.govt.nz/resources/bridge-inspection-maintenance-manual/>