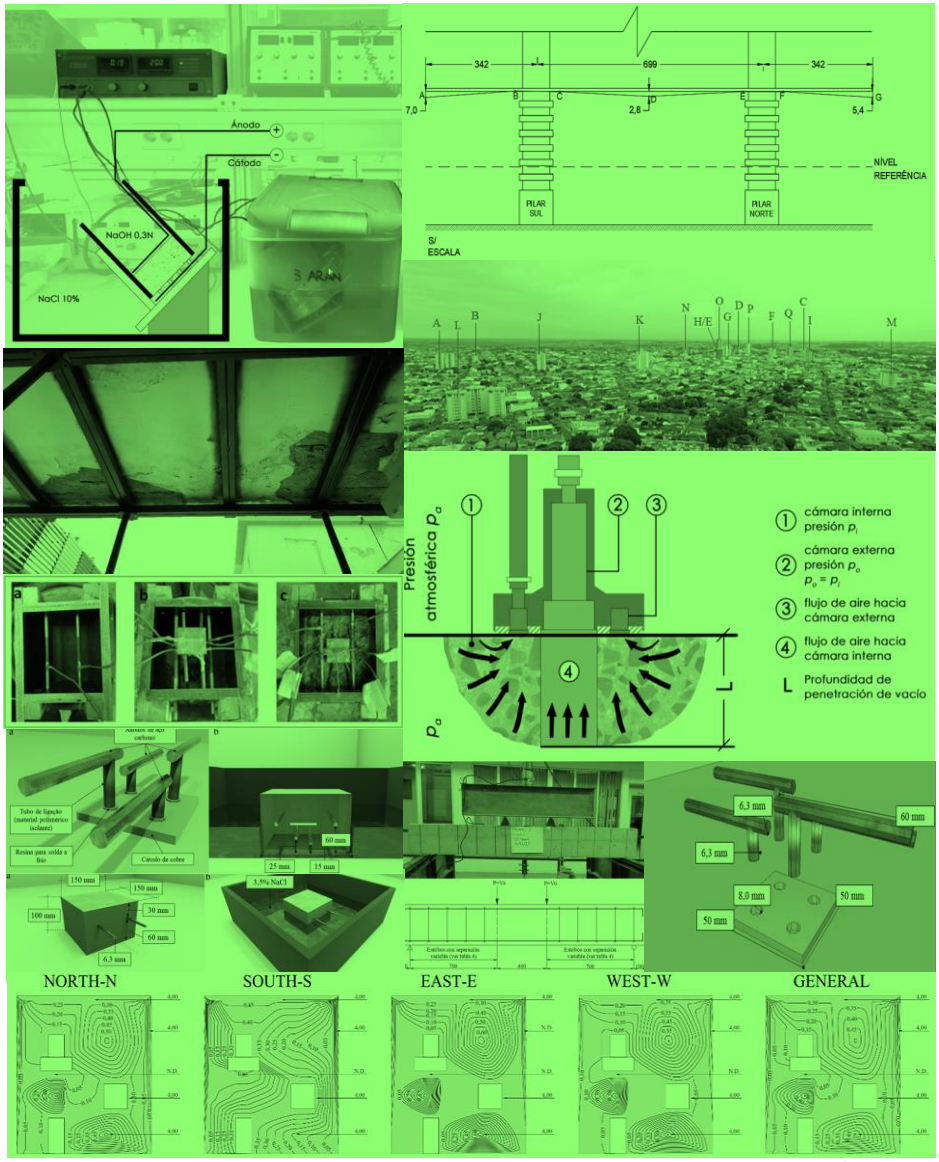
Revista ALCONPAT

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

DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3

editorial.revista.alconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835 Volume 11 Setembro – Dezembro 2021 Número 3



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 Garcia, **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 Gutierréz, 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**.

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. Filippo Ubertini
Universidade de Perugia,
Perugia, **Itália**

Dra. Ravindra Gettu
Instituto Indiano de Tecnologia Madras,
Chennai, **Índia**

RAV11N3, setembro - dezembro, 2021

Mensagem do Editor in Chief

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

http://www.revistaalconpat.org

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

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

Esta edição do V11N3 começa com um trabalho do **Brasil**, onde Friancieli Tiecher e colegas avaliam diferentes tipos de cimento contra a incidência de Formação de Ettringita Tardia (DEF), usando argamassas produzidas em laboratório e expostas a alta temperatura de cura. 12 meses. O DEF representa um dos tipos de ataque interno de sulfato (ISA) relacionado a uma reação química expansiva que ocorre no concreto que envolve sulfatos de cimento. Os experimentos incluíram a avaliação das resistências à tração, compressão e expansão e características microestruturais ao longo do tempo. Observou-se que os testes de argamassa exigiram um período prolongado de avaliação para distinguir os comportamentos entre os cimentos. Além disso, o cimento de alta resistência inicial teve o pior desempenho em relação ao DEF.

No segundo trabalho, da **Espanha**, Flora Hebe Gurdián Currán e colaboradores avaliam as propriedades mecânicas e de durabilidade de concretos com baixo impacto ambiental com substituições do cimento por subprodutos industriais (35% de cinzas volantes e 15% de catalisador de craqueamento catalítico) e agregados. de agregados reciclados (20% e 100%). Os concretos estudados foram submetidos a ensaios de caracterização mecânica, porosidade, permeabilidade ao ar e nível de penetração do íon cloreto. Os resultados obtidos mostram que as propriedades mecânicas são reduzidas com o aumento das proporções de agregado reciclado e dos resíduos usados como substituição na matriz cimentícia, enquanto as propriedades de durabilidade são afetadas apenas pelo aumento na porcentagem de agregados reciclados. Todos os concretos estudados são adequados para uso como concreto estrutural.

O terceiro trabalho nesta edição é do **México**, onde César Antonio Juárez Alvarado e colegas propõem a substituição parcial dos estribos por fibras de aço para melhorar a resistência ao cisalhamento das vigas. Como variáveis utilizaram a relação água / cimento (a / c), 0,55 e 0,35, o volume da fibra (Vf), 0, 0,3, 0,5, 0,7% e 0, 0,2, 0,4, 0,6% respectivamente, e a separação do estribo. Os resultados mostraram que a resistência ao cisalhamento com estribos e fibras foi maior do que a resistência das vigas armadas apenas com estribos. A comparação entre os dados experimentais e os modelos analíticos para a previsão da resistência, mostrou que o efeito da relação (a / c), (Vf), e a contribuição do aço longitudinal e transversal está adequadamente previsto. Além disso, os modelos estudados previram valores principalmente conservadores para a resistência final ao cisalhamento experimental.

No quarto artigo da **Venezuela**, Oladis Troconis de Rincón e colegas avaliam o efeito da argila residual de um processo de produção de poliol, como substituto parcial do cimento em concreto armado, nas concentrações de 0%, 5% e 10%. As características físico-mecânicas do concreto e as características eletroquímicas do aço foram determinadas durante um período de 356 dias (ISO 11474), em corpos de prova de 15x10x5 cm, com duas barras de aço embutidas no concreto. Os resultados indicam que a resistência à compressão diminuiu proporcionalmente com o teor de argila; aumentando para os 90 dias de cura. No entanto, a sorção capilar do concreto diminuiu, o que permitiu ao aço em ambiente marinho manter seu estado passivo por mais tempo do que suas metas, para as relações a / c avaliadas (0,45 e 0,60).

O quinto artigo, de Analiet Calvo Valdés e colegas, vem do **Brasil** e tem como objetivo avaliar a eficácia de um sensor galvânico multieletrodo na detecção da probabilidade de corrosão em prismas de concreto armado submetidos a ciclos úmido e seco em solução. Foram analisadas as leituras de potencial de corrosão (E_{corr}), obtidas com eletrodo de cobre sulfato de cobre ($Cu/CuSO_4$), corrente galvânica (I_{gal}) e potencial galvânico (E_{par}). O sensor desenvolvido apresentou sensibilidade para detectar a frente do cloreto e prever a possibilidade de corrosão da armadura. As variáveis E_{corr}, E_{par} e I_{gal} apresentaram comportamentos distintos como parâmetros de monitoramento da corrosão.

O sexto trabalho desta edição é escrito por Renan Dias e colegas do **Brasil**. Este trabalho teve como objetivo identificar, mapear e quantificar as manifestações patológicas (ME) em revestimentos de fachadas de argamassa (EMR) de 22 edifícios residenciais em Fernandópolis-SP, Brasil. Para quantificar os BDs, foram utilizados os métodos de incidência (M-INC) e intensidade (M-INT), considerando cinco regiões tipificadas da fachada: paredes contínuas (1-OCW), em torno de vãos (2-OOP), parte superior de parapeitos e beirais (3-TOP), sob balcões / balcões / balanços (4-BCP) e cantos / bordas (5-OCE). 4351 e 481 BDs foram observados por M-INT e M-INC, respectivamente, realizando mapas de degradação padrão. As ME mais frequentes foram manchas e fissuras. As regiões mais afetadas por M-INT foram 2-OOP (34,5%), 1-OCW (23,3%) e 4-BCP (21,60%), e para M-INC foram 1- OCW (39, 9%), 3-TOP (29,3%) e 2-OOP (16,6%).

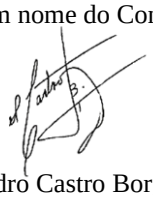
O artigo que fecha a edição é de Taís Lara Pio Santos e Paulo Francinete Silva Júnior, do **Brasil**, que apresentam a metodologia para a fiscalização e mapeamento das manifestações patológicas no monumento do Pórtico del Bautismo Cultural de Goiânia. É um monumento do início dos anos 40 do

século XX, representativo do estilo arquitetônico art déco. Em 2003 este monumento foi tombado pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional, mas apesar do seu inestimável valor histórico, a estrutura apresenta diversas manifestações patológicas. Para atingir esse objetivo, foram realizados os seguintes procedimentos: (1) inspeção visual; (2) registro fotográfico; (3) anamnese e (4) ensaios. Os testes realizados foram esclerometria, pacometria e medida de deformação. As principais manifestações patológicas identificadas foram fissuração, desprendimento da argamassa, corrosão das armaduras e deformação excessiva.

Esta edição inclui pela primeira vez um Editorial Técnico, preparado por membros do JDI expandido, que ilustra as lições a serem levadas em consideração quando ocorrerem falhas estruturais. Neste caso, o colapso de Miami foi o assunto abordado.

Temos certeza de que os artigos desta edição constituirão uma importante referência para os leitores envolvidos com questões de avaliação e caracterização de materiais, elementos e estruturas. Agradecemos aos autores participantes deste número pela disponibilidade e esforço em apresentar artigos de qualidade e cumprir os prazos estabelecidos.

Em nome do Conselho Editorial



Pedro Castro Borges
Editor in Chief

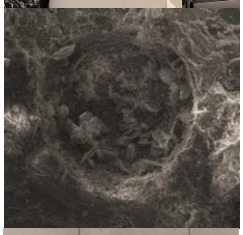
Revista ALCONPAT

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

DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3

editorial.revista.alconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835 Volume 11 Setembro – Dezembro 2021 Número 3



CONTENIDO

Página

PESQUISA BÁSICA

Tiecher, F., Langoski, M., Hasparyk, N.: Comportamento de argamassas com diferentes tipos de cimento quando induzidas à Formação de Etringita Tardia (DEF). 1 - 16

Gurdián, H., Garcés, P., Zornoza, E., García Alcocel, E.: Desempenho do concreto com adições pozolânicas e agregado reciclado. 17 – 30

Juárez-Alvarado, C. A., Mendoza-Rangel, J. M., Terán-Torres, B. T., Valdez-Tamez, P. L., Castruita-Velázquez, G.: Comportamento teórico-experimental de fibras de aço em substituição parcial à armadura de cisalhamento em vigas de concreto armado. 31 – 49

Troconis de Rincón, O., Millano, V., Suarez, W., Navarro, L., De Turris, A., Amesty, R.: Avaliação do efeito da argila residual de um processo de produção de poliol como substituto parcial do cimento em concreto armado 50 - 63

PESQUISA APLICADA

Calvo Valdés, A., Medeiros, M. H. F., Macioski, G.: Sensor de corrosão para monitoramento de estruturas de concreto armado: Testes em corpos de prova de concreto armado. 64 - 87

CASO DE ESTUDIO

Dias, R., Pagoto, L., Tsutsumoto, N., Fioriti, C.: Mapeamento de manifestações patológicas em revestimentos argamassados de fachada (RAF): estudo de caso em edifícios residenciais. 88 - 107

PESQUISA DOCUMENTAL

Pio Santos, T. L., Silva Júnior, P. F.: Documentação das manifestações patológicas do Pórtico do Batismo Cultural de Goiânia - monumento histórico Art Déco. 108 - 122

Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

EDITORIAL TÉCNICO

Necessidade de inspeções periódicas em edifícios. Criação da Diretoria de Falhas Estruturais da Alconpat Internacional

Este editorial técnico foi oportunamente divulgado como uma declaração institucional por ocasião dos deslizamentos de terra em Miami e as ações imediatas que a Alconpat Internacional tomou. Essa afirmação é reproduzida aqui na íntegra, respeitando estritamente o seu conteúdo. Além disso, são fornecidos os nomes dos integrantes da nova Diretoria de Falhas Estruturais da Alconpat Internacional.
Como especialistas em patologia do concreto, as imagens do desabamento do prédio perto de Miami pareciam avassaladoras, tanto pelo número de vítimas que ocorreram à noite, quanto pela sequência de como ocorreu. Esse sentimento de angústia ocorre porque o principal objetivo da engenharia estrutural é a segurança da vida das pessoas que utilizam as estruturas e edifícios, além de sua funcionalidade e estética. A segurança na qual o edifício não desmorona é a essência da engenharia estrutural. No nosso caso, a especialidade que desenvolvemos soma-se a este objetivo original. Como médicos do corpo humano, estamos empenhados em detectar possíveis lesões e deteriorações que a ação do meio ambiente, as cargas sobre o edifício ou o próprio uso possam ter causado ao longo dos anos.
Não existe segurança absoluta e quanto mais segurança mais cara é a estrutura. Portanto, durante a fase de projeto de uma nova estrutura, os cálculos são comumente otimizados para que a probabilidade de colapso de edifícios residenciais seja de 1 em um milhão. Ou seja, a segurança é otimizada com custo de forma que a probabilidade de colapso seja razoavelmente pequena. Essa probabilidade teórica foi proposta pela primeira vez pelo CEB (Euro International Concrete Committee) e, em seguida, implícita ou explicitamente adotada em todo o mundo como base para todos os códigos estruturais. Atualmente, existe um Comitê Internacional de Segurança Estrutural (JCSS) que se encarrega de manter e disseminar o conhecimento sobre o assunto. O resultado de décadas de aplicação dos princípios do que tecnicamente chamamos de “estados limites” tem sido altamente satisfatório, pois é uma percepção geral que, se as regras baseadas nesses conceitos forem seguidas em cada país, os acidentes são realmente muito raros.
No caso do prédio próximo a Miami, a construção tinha 40 anos, portanto o nível de segurança do projeto não deveria ter sido afetado, o que deve ser mantido ao longo da vida útil da estrutura. Sem entrar em detalhes técnicos, a segurança não pode ser menor do que o estabelecido por lei e deve ser mantida ao longo do tempo e para isso. Se necessário, os edifícios são reforçados e reparados. Portanto, as inspeções periódicas devem conter um trecho prioritário para que seja revisado e verificado se a segurança estrutural continua mantendo os níveis previstos no projeto. Não se trata apenas de detectar a humidade ou as falhas funcionais ou de vedações e tectos, que também são importantes porque afectam o conforto, mas comparativamente são secundárias quando está em causa a vida humana. O objetivo fundamental deve ser revisar os componentes estruturais e confirmar que seu bom desempenho é mantido.
Portanto, o inspetor não deve ter apenas conhecimento da engenharia estrutural, mas também da patologia e durabilidade dos materiais, ou seja, saber quais lesões e deteriorações são possíveis devido à localização particular de cada estrutura, na detecção de seu grau de risco e de seu impacto nos níveis de segurança estrutural exigidos.
Já existem guias e recomendações sobre como realizar a inspeção e quais testes realizar nas estruturas existentes, para detectar lesões ocultas apesar da boa aparência externa, como quedas inesperadas na

© 2021 ALCONPAT Internacional

resistência mecânica do concreto devido a ataques químicos, devido a salinidades elevadas nos lençóis freáticos ou pela corrosão das armaduras de aço em ambientes marinhos, como no local do colapso.

No caso do edifício desabado, não nos atrevemos a nos arriscar a opinar sobre as causas do desabamento, pois não temos os dados necessários para a sua análise, mas se queremos afirmar que é necessário "aprender lições" que nos permitem evitar outros acidentes em circunstâncias semelhantes. Só uma análise forense rigorosa, desenvolvida por especialistas, poderá confirmar a verdadeira causa de todas as hipóteses que se levantam.

Queremos afirmar que algumas questões nos pareceram essenciais na fase em que foram realizadas as obras de remoção dos entulhos, respeitando plenamente a necessidade de que tivessem sido o mais rápido possível, considerando sempre que a prioridade máxima é encontrar vida ou em menos restos humanos e pertences pessoais.

Estão envolvidos renomados especialistas em patologia e durabilidade de concreto e materiais, e há, por exemplo, nas próprias universidades da Flórida, que aconselham e colaboram com os socorristas para colher amostras e identificar indícios sobre as possíveis causas do colapso. Se esses testes não forem adquiridos agora, evidências cruciais para elucidar a validade das hipóteses que precisam ser desenvolvidas para explicar o colapso podem ser perdidas. Por exemplo, é essencial ter amostras selecionadas habilmente dos concretos e treliças dos pilares do piso térreo e das lajes do porão.

Como a demolição da parte restante do edifício foi determinada por razões de segurança, deve haver uma separação dos restos entre um desabamento e outro para que seja realizada uma inspeção imediata da parte do edifício que ainda se encontrava de pé, a fim de verificar o grau de lesões ou a integridade de seus materiais, principalmente da base dos pilares e das áreas de união com as fundações e lajes dos mezaninos. Isso permitirá uma comparação entre os dois colapsos, que somente uma inspeção por especialistas em patologia pode ajudar a elucidar.

Além disso, por se tratar de um edifício geminado que ruiu, seria necessária a realização de uma fiscalização dos citados especialistas em durabilidade do concreto para ampliar a possibilidade de confirmação das hipóteses que possam ser levantadas.

Como especialistas em patologia da construção da ALCONPAT (Associação Latino-americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação da Construção), queremos declarar que constituímos imediatamente em nossa organização uma comissão de especialistas independentes comparável à forma como se faz com os acidentes aeronáuticos. Em particular, é possível detectar defeitos que não deveriam se repetir em outras construções, incluindo a melhoria dos diagnósticos a serem realizados nas estruturas em serviço. É essencial que estes tipos de acidentes sejam explicados pela engenharia estrutural de forma transparente e utilizável de acordo com os códigos e recomendações do mundo. Só a transparência e publicidade das conclusões restituirão à sociedade a confiança de que realmente existem conhecimentos e profissionais capazes de detectar defeitos e lesões em estruturas, antecipando e evitando outros acidentes semelhantes com as mais lamentáveis consequências, perdas de vidas humanas.

A Diretoria de Falhas Estruturais da Alconpat Internacional era composta por Raúl Husni (Presidente, Argentina), Jesús Rodríguez (Membro, Espanha), Andrés Torres (Membro, México), Paulo Helene (Membro, Brasil), Alberto Sagüés (Membro, Argentina / USES).

Assinado por:
Junta Diretoria Internacional (expandida)

Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

Comportamento de argamassas com diferentes tipos de cimento quando induzidas à Formação de Etringita Tardia (DEF)

F. Tiecher[1]*, M. Langoski[2], N. Hasparyk[3]
* Autor de Contato: francieli.bonsembiante@imed.edu.br
DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.537

Recepção: 16/05/2021 | Aceitação: 03/08/2021 | Publicação: 01/09/2021

RESUMO

Este trabalho objetiva a avaliação de diferentes tipos de cimento frente à incidência de Fomação de Etringita Tardia (DEF), através de argamassas produzidas em laboratório e expostas a alta temperatura de cura durante um período de estudo de 12 meses. A DEF representa um dos tipos de Ataque Interno de Sulfato (ISA) relacionado a uma reação química expansiva que ocorre no concreto envolvendo sulfatos do cimento. Os experimentos envolveram avaliação de expansões, resistências à compressão e à tração, e características microestruturais ao longo do tempo. Observou-se que os ensaios em argamassas exigiram um período de avaliação prolongado para distinguir os comportamentos entre os cimentos. Além disso, o cimento de alta resistência inicial apresentou o pior comportamento em relação à DEF.

Palavras-chave: etringita; DEF; expansões; propriedades mecânicas; argamassa; microestrutura.

Citar como: Tiecher, F., Langoski, M., Hasparyk, N. (2021), "*Comportamento de argamassas com diferentes tipos de cimento quando induzidas à Formação de Etringita Tardia (DEF)*", Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 1 – 16, DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.537

[1] Escola Politécnica, Mestrado em Engenharia Civil, IMED, Passo Fundo, Brazil
[2] Mestrado em Engenharia Civil, IMED, Passo Fundo, Brazil
[3] Departamento de Durabilidade, Eletrobrás Furnas S.A., Aparecida de Goiânia, Brazil

Contribuição de cada autor

Neste trabalho a autora F. Tiecher foi responsável pela análise e discussão dos resultados e redação do artigo. O autor N. Hasparyk foi responsável pela análise em microscópio eletrônico de varredura, análise e discussão dos resultados, bem como redação do artigo. A autora M. Langoski foi responsável pela realização dos testes de laboratório.

Licença Creative Commons

Copyright (2021) é propriedade dos autores. Este trabalho é um artigo de acesso aberto publicado sob os termos e condições de uma Licença Internacional Creative Commons Atribuição 4.0 (CC BY 4.0).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2022, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2022.

© 2021 ALCONPAT Internacional

Behavior of mortars with different types of cement when induced to Delayed Ettringite Formation (DEF)

ABSTRACT

The purpose of this paper is to present an evaluation of different types of cement and the incidence of Delayed Ettringite Formation (DEF) through mortar composites cast in the laboratory and exposed to a high curing temperature over a 12-month study period. DEF represents one of the types of Internal Sulfate Attacks (ISA) related to an expansive chemical reaction that occurs inside of concrete involving the sulfates from cement. Experiments involved the assessment of expansions, compressive and tensile strengths as well as microstructural characteristics over time. It was observed that tests performed on mortars and with a specific mix required an extended evaluation period to distinguish the behaviors. Furthermore, high early-strength cement featured the worst binder when faced with DEF.

Keywords: ettringite; DEF; expansions; mechanical properties; mortar; microstructure.

Comportamiento de los morteros con diferentes tipos de cemento cuando son inducidos a la Formación de Etringita Tardía (DEF)

RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo evaluar diferentes tipos de cemento frente a la incidencia de la Formación de Etringita Tardía (DEF), utilizando morteros producidos en laboratorio y expuestos a una alta temperatura de curado durante un período de estudio de 12 meses. DEF representa uno de los tipos de ataque interno de sulfato (ISA) relacionado con una reacción química expansiva que ocurre en el concreto que involucra sulfatos de cemento. Los experimentos incluyeron la evaluación de las resistencias a la expansión, a la compresión y a la tracción, y las características microestructurales a lo largo del tiempo. Se observó que las pruebas en morteros requirieron un período de evaluación prolongado para distinguir los comportamientos entre los cementos. Además, el cemento de alta resistencia inicial tuvo el peor comportamiento en relación con el DEF.

Palabras clave: etringite; DEF; expansiones; propiedades mecánicas; argamasa; microestructura.

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

Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado.

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

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

1. INTRODUÇÃO

A etringita primária é produzida a partir da reação de aluminatos e íons sulfato do clínquer (C3A; C4AF; SO3) durante o processo de hidratação. No entanto, este composto torna-se instável quando as temperaturas do concreto ultrapassam 60-65ºC nas primeiras horas após a moldagem. Essa situação pode ocorrer devido ao calor excessivo de hidratação gerado pela hidratação do cimento ou mesmo por processos de cura térmica, que normalmente são adotados para elementos pré-moldados na indústria. Assim, após o resfriamento, a DEF pode ocorrer (Taylor, 1997; Bauer, 2006; Ifsttar, 2018).

Vários estudos laboratoriais são apresentados na literatura, mas devido à adoção de diferentes parâmetros há dificuldade de realizar comparações precisas. Além de íons sulfato e temperatura, os principais fatores condicionantes são a presença de aluminatos e elevada umidade (Mehta; Monteiro, 2014; Neville, 2016; Kchakech et.al., 2016; Thiebaut et.al., 2018; Ramu et. al ., 2021).

Outros fatores influentes podem provocar a DEF mais rapidamente. Entre eles estão os tipos de materiais utilizados no concreto e as condições de exposição (Fu et.al., 1997; Leklou et.al., 2013). Em relação à exposição do concreto, a umidade é necessária para promover a DEF, além da elevação da temperatura nas primeiras horas de hidratação do cimento (Godart, 2017). Além do nível de temperatura, o tempo de permanência no pico de temperatura também influencia a taxa de cristalização da etringita (Kchakech et al., 2016; Giannini et al., 2018). Alguns pesquisadores avaliaram o efeito das adições pozolânicas (Al Shamaa et.al., 2016; Dayarathne et.al., 2013; Ramlochan et.al., 2013; Amine et.al., 2017; Asamoto et.al., 2017; Leklou et.al., 2016; Rashidi et.al., 2017), embora não tenha havido um acordo sobre essas incorporações até o momento. Algumas pesquisas apontam que a adição de pozolanas mitiga a DEF, pois reduz o aumento da temperatura do concreto durante a hidratação do cimento (Ramlochan et al. 2003; Mehta; Monteiro, 2014; Amine et al., 2017). Adições minerais também têm sido estudadas em relação à sua interação durante a hidratação do cimento (Dayarathne et.al., 2013; Amine et.al., 2017).

Alguns pesquisadores indicam um efeito benéfico das cinzas volantes (Ramlochan et.al., 2003; Dayarathne et.al., 2013; Amine et.al., 2017; Asamoto et.al., 2017; Leklou et.al., 2017), mas outros sugerem que essa adição apenas atrasa as neoformações de etringita e o processo expansivo da DEF (Schovanz, 2019; Bronholo, 2020; Schovanz et.al., 2021).

O conteúdo das pozolanas varia entre os estudos que visam mitigar a ocorrência de DEF. Alguns pesquisadores concluiram que a incorporação de 15% de cinza volante sobre a massa de cimento é adequado para prevenção (Amine et.al., 2017), enquanto outros indicam que 30% é o teor necessário (Leklou et.al., 2017). Essas diferenças geralmente estão relacionadas ao tipo e composição das aições minerais (Ramlochan et.al., 2003).

As concentrações de alguns componentes podem interferir no processo químico da DEF. Taylor et al. (2001) aponta a relação de SO3 / Al2O3. No caso da substituição do cimento por cinza volante, essa relação tende a reduzir e minimizar as expansões por DEF (Ramlochan et.al., 2013; Leklou et.al., 2016).

A fabricação de cimento envolve a incorporação de diferentes tipos e teores de adições minerais, dependendo da disponibilidade local de insumos. Trata-se de uma prática global; além de reduzir o consumo de energia na produção de clínquer, existe um uso ideal de resíduos para compensar a pegada de carbono. Além disso, essa prática também pode melhorar o desempenho do concreto e a resistência a ataques químicos. A atuação do cimento de alta resistência inicial é conhecida por trazer graves danos ao concreto e é responsável por diversos casos de DEF diagnosticados em alguns elementos e estruturas no Brasil (Hasparyk et.al., 2016; Godart, 2017; Hasparyk e Kuperman, 2019). Altos teores de cimento e características físico-químicas específicas podem interferir na liberação de calor durante a hidratação (Melo et.al., 2011; Godart, 2017).

Alguns estudos de laboratório realizados em agamassas podem ser observados na literatura a favor

da DEF (Adamopoulou et.al., 2011; Dayarathne et.al., 2013; Leklou et.al., 2016). O emprego de argamassas também foi usado anteriormente para outros tipos de patologias (como reação álcali-agregado) a fim de simplificar os métodos de teste e normalize-los.
Evidências da relação entre o C3A e a intensidade da etringita formada podem ser observadas nos estudos envolvendo argamassas de Katsioti et al. (2011). Além disso, pesquisadores como Asamoto et al. (2017) determinaram em laboratório que a DEF ocorrerá apenas na presença de teores de SO3 acima de 3%. Adamopoulou et al. (2011) identificaram DEF prematuramente (3 meses) em argamassas que foram curadas termicamente a 50ºC, embora a maioria dos estudos indique que a temperatura limite é 65ºC (Al Shamaa et.al., 2016; Godart, 2017). Bronholo (2020) não detectou expansões expressivas em argamassas com cimento pozolânico quando as argamassas foram expostas a ataques combinados de DEF e RAA, ao longo de um ano. No entanto, o referido estudo mostrou, por meio de análises microestruturais, que DEF está presente nas matrizes.
O presente estudo avaliou a influência de diferentes tipos de cimento na ocorrência de DEF por meio de testes e análises laboratoriais realizados em compósitos de cimento.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

O programa experimental utilizou quatro tipos diferentes de cimento Portland: Cimento de alta resistência inicial (CP V); Cimento composto com cinza volante (cerca de 9% - CP II-Z); Cimento compost co filer calcário (cerca de 6% - CP II-F); Cimento pozolânico (cerca de 24% de cinza volante - CP IV). A Tabela 1 apresenta as características químicas dos cimentos, obtidas por fluorescência de raios X, bem como sua finura por Blaine.

Tabela 1. Principais características dos cimentos

Parametro (%)	CP V	CP II-F	CP II-Z	CP IV
CaO	0.93	0.74	1.02	0.85
SiO_2	19.56	20.41	22.69	30.73
Al_2O_3	5.26	4.55	5.82	8.60
Fe_2O_3	2.87	2.12	3.07	3.83
Na_2O_{eq}	0.54	0.47	0.41	1.02
MgO	1.03	1.35	1.10	1.57
SO_3	2.93	2.52	1.85	0.05
SO_3/Al_2O_3	0.56	0.55	0.32	0.01
Resíduo Insolúvel	0.55	5.74	8.72	24.48
Perda ao fogo	4.28	8.71	6.08	5.13
Finura Blaine				
(cm^2/g)	4,250	4,450	5,110	4,050

*Na_2O_{eq} = 0.658 K_2O + Na_2O.

O agregado miúdo utilizado nos experimentos possui dimensão máxima de 4.8 mm e é inócuo à reação álcali agregado (RAA), conforme ensaio acelerado de barras de argamassa (NBR 15577-4, 2018).

2.2 Procedimentos de mistura e cura

O traço empregado foi de 1: 2.275 (cimento: agregado miúdo) e a relação água-cimento de 0.485, conforme ASTM C 1012 (2018).
O procedimento e o ciclo térmico adotados para induzir a DEF foram previamente propostos por

Schovanz (2019) e Hasparyk et al. (2020). Os corpos-de-prova foram moldados e mantidos por 6 horas em sala úmida até o início do ciclo térmico (período de pré-cura). Na sequência, os corpos-de-prova foram submersos em água com aumento gradativo da temperatura de 25ºC até 85ºC, permanecendo nesta condição por 12 horas, seguido de resfriamento até 38ºC. A taxa de aquecimento e resfriamento foi de 10ºC por hora, ao longo do tempo, e até um ano (Figura 1).

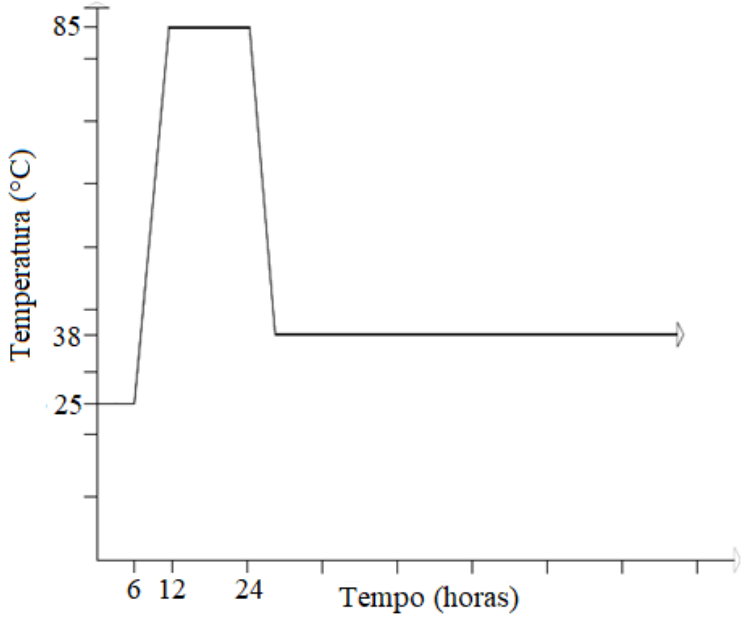


Figura 1. Ciclo térmico e ambiente de exposição

2.3 Investigações laboratoriais

Análises físicas, mecânicas e microestruturais foram realizadas para avaliar a DEF. As expansões e variações de massa foram monitoradas periodicamente com 3 prismas de argamassa para cada cimento (25x25x285 mm) durante 365 dias. Propriedades mecânicas, como resistência à compressão e resistência à tração, por compressão diametral, também foram determinadas em 4 corpos de prova cilíndricos para cada idade e cimento (50x100 mm), ao longo do tempo, pela NBR 7215 (ABNT, 2019) e NBR 7222 (ABNT, 2011), respectivamente. As análises microestruturais foram realizadas em microscópio eletrônico de varredura com EDS. Amostras de fratura foram coletadas da parte interna dos espécimes após os ensaios mecânicos e foram investigadas por um detector de elétron secundário (SE).

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

De acordo com a Figura 2, as expansões para as argamassas contendo cimento CP V foram muito maiores do que aquelas na presença de adiões minerais. O primeiro grande aumento iniciou após 150 dias e durou até 200 dias; após isso, observou-se um período de dormência por até 260 dias, seguido de outro aumento da expansão até cerca de 300 dias. Em seguida, a taxa de expansão crescente se intensificou até 365 dias (a expansão máxima foi de 1.8%). Embora os cimentos com cinza volante (ambos, CP II-Z e CP IV) tenham produzido expansões reduzidas (abaixo de 0.10% em 365 dias), uma maior dispersão para expansões foi observada ao longo do tempo. O cimento com filer calcário (tipo CP II-F) teve um desempenho totalmente diferente dos demais. Com o tempo e até cerca de 300 dias houve pequenas expansões abaixo de 0.06%. Após este período, percebeu-se uma taxa de crescimento significativa para até 365 dias, quando a argamassa atingiu uma expansão média de 0.45%.

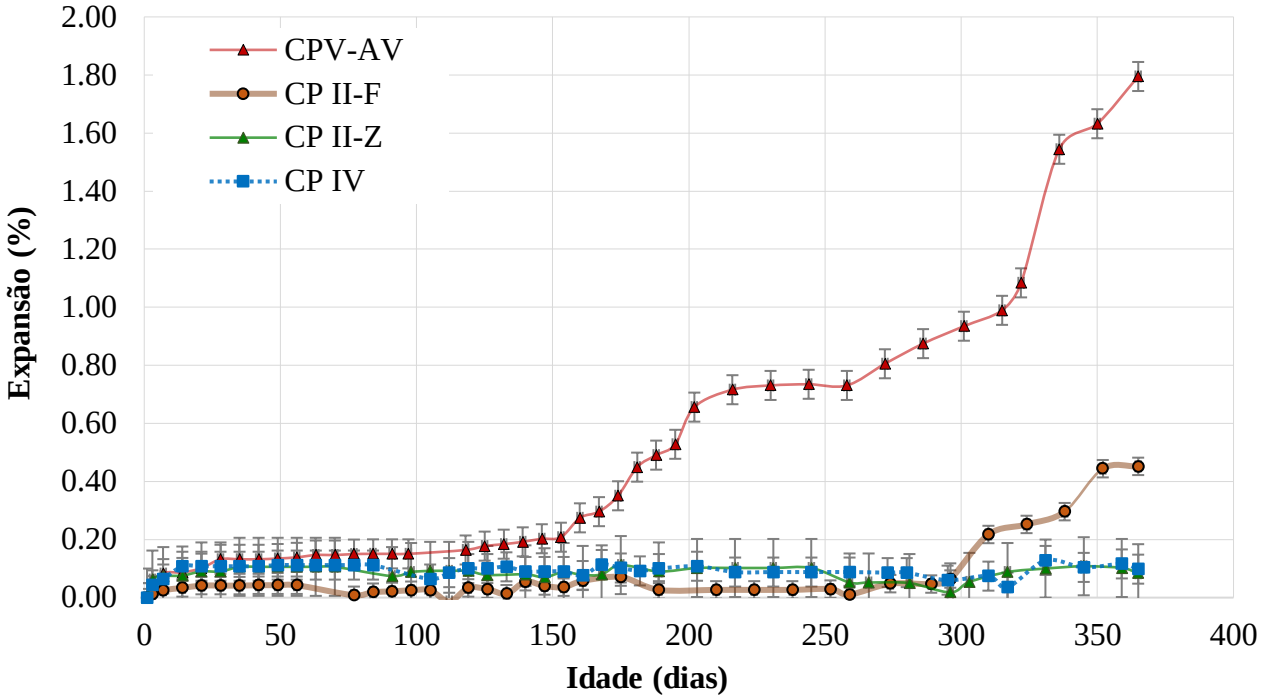


Figura 2. Expansões por DEF ao longo do tempo

A presença de cinza volante influencia os teores de Al2O3 e SO3 (Tabela 1) dos cimentos, com redução significativa na relação SO3 / Al2O3, seguida de menores expansões.

De acordo com a literatura (Ramlochan et.al., 2013; Leklou et.al., 2016) esses parâmetros podem indicar um melhor desempenho do cimento com cinza volante (CP II-Z e CP IV) em relação aos cimentos sem cinza. CP V e CP II-F não contêm pozolanas, sendo que a principal diferença está relacionada à sua finura (CP V - 4,250 cm² / g; CP II-F - 4,450 cm² / g) e na presença de filler de calcário (5.74%). A finura do cimento acelera as reações de hidratação e, portanto, o calor da hidratação. Shamaa et al. (2016) já haviam apresentado o efeito do filler na cinética da reação de DEF; no entanto, evidenciaram que não é capaz de atenuar a DEF. Segundo os autores, as expansões podem aumentar e o período de latência pode ser reduzido com o aumento de partículas de filler calcário nas misturas. A reação de íons carbonato dissolvidos do filler de calcário com as fases de aluminato do cimento Portland leva à formação de carboaluminatos em oposição aos sulfoaluminatos e estabiliza a etringita que é produzida em idades precoces.

As propriedades mecânicas foram coerentes com o comportamento das expansões entre os cimentos testados. A resistência à compressão das argamassas aumentou de um mês para seis meses para todos os cimentos testados (Figura 3). Por outro lado, aos 12 meses houve uma diminuição. A queda desta propriedade em comparação aos 28 dias foi muito mais crítica para o cimento sem adição (CP V) e aquele com filler de calcário (CP II-F), 63% e 54%, para níveis de expansão de 1.79 e 0.45, respectivamente. Embora o nível de expansões do CP V tenha sido superior ao do CP II-F, a argamassa obteve maiores resistências nas primeiras idades em relação ao concreto CP II-F. Expansão acima de 0.40% são muito elevadas, impactaram as resistências e fissuraram os compósitos, como esperado (Schovanz, 2019; Bronholo, 2020).

Na presença de cinza volante, e principalmente para o CP II-Z, não foi observada queda da resistência à compressão ao longo de um ano, considerando as expansões baixas (menos de 0,10%), mas em relação aos 6 meses houve redução de quase 2% na presença deste cimento, enquanto o cimento pozolânico (CP IV) sofreu uma diminuição de cerca de 25% no mesmo período (Figura 3 e Tabela 2).

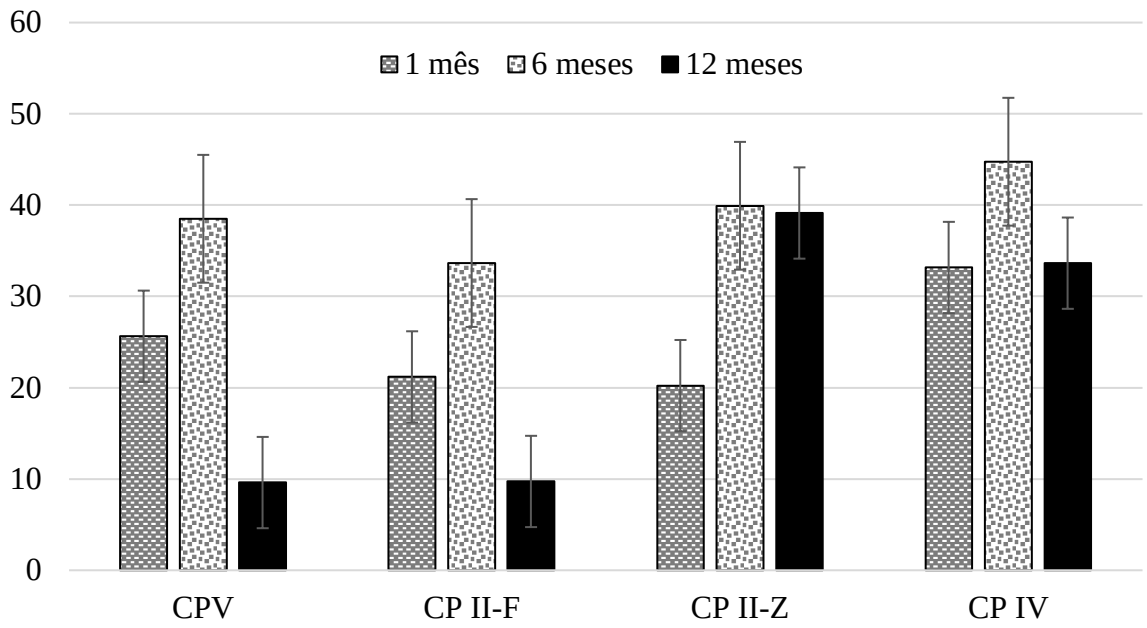


Figura 3. Resistência à compressão ao longo do tempo

Embora a resistência à compressão não seja a principal propriedade influenciada pelas reações expansivas, não é o que ocorre no caso da DEF. A microfissuração gerada pela DEF inicia-se na zona de transição interfacial (TZ), entre o cimento e o agregado, levando à influência negativa nesta propriedade, principalmente em misturas com adições pozolânicas (Taylor et. al., 2001). A autocicatrização de fissuras em compósitos cimentícios alcançada através do uso de pozolanas pode explicar o melhor desempenho dos compósitos com cinza volante em relação à resistência à compressão (Termkhajornkit et.al., 2009, Van Tittelboom e De Belie, 2013).

A resistência à tração apresentou uma sensibilidade ligeiramente maior devido às expansões do CP V (1.79%) e do CP II-F (acima de 0.45%). Aos seis meses já observou-se uma queda dessa propriedade, seguida de uma nova queda aos 12 meses. Aos seis meses, a resistência à tração teve uma redução de cerca de 9% para os dois tipos de cimento sem cinza volante. Na última idade, as argamassas com CP V e CP II-F sofreram uma redução de 68% e 57%, respectivamente (Tabela 2 e Figura 4). Alguns pesquisadores mostraram que expansões da ordem de 0.2-0.3% são capazes de afetar a resistência à tração, enquanto as resistências à compressão são influenciadas em níveis mais elevados de expansões (Giannini et al., 2018; Leklou et al., 2016).

As argamassas com cinza volante resultaram desempenho diferente, com aumento da resistência à tração até os primeiros seis meses, seguindo o comportamento da resistência à compressão, mas com o passar do tempo, e aos 12 meses, houve uma queda de 19% e 12% para o CP II -Z e CP IV, respectivamente (Figura 4). O ganho inicial na resistência à tração ocorre devido às reações pozolânicas envolvendo as adições minerais que estão presentes nestes cimentos.

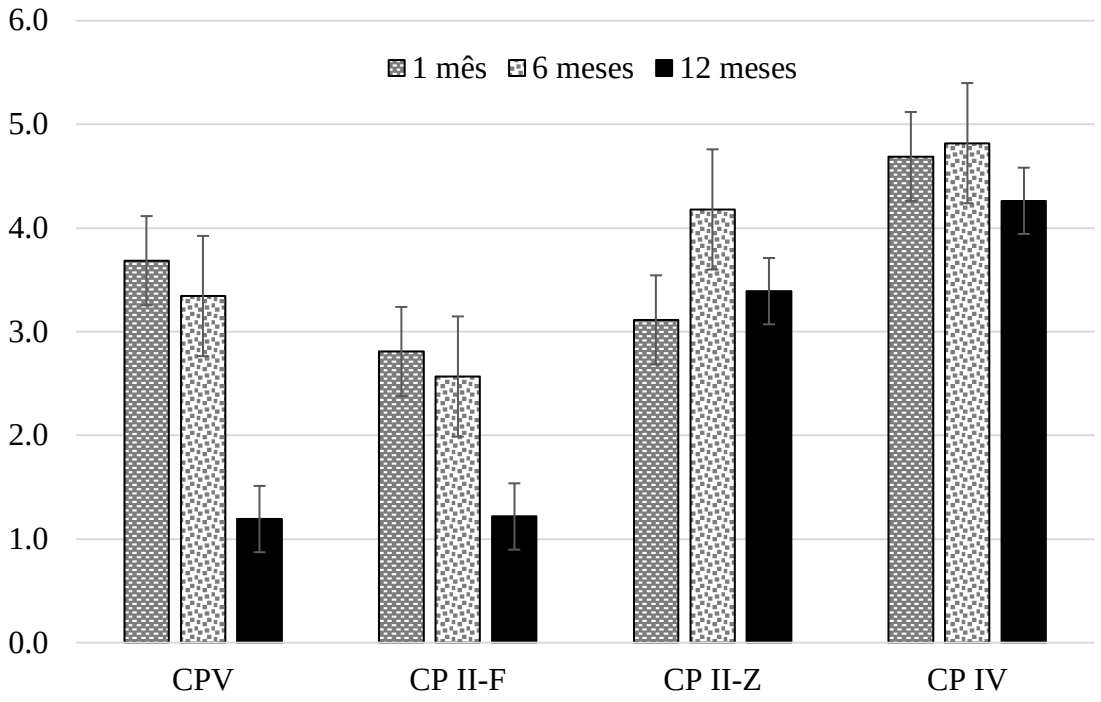


Figura 4. Resistência à tração ao longo do tempo.

Tabela 2. Comportamento das propriedades das argamassas em relação às expansões em um ano

Tipo de cimento	***Redução na resistência à compressão (%)***	***Redução na resistência à tração (%)***	***Expansão (%)***
CP V	-63	-68	1.79
CP II-F	-54	-57	0.45
CP II-Z	93	9	0.08
CP IV	1	-9	0.10

De acordo com a Tabela 2 fica evidente que para expansões acima de 0.45% o dano às propriedades mecânicas é muito expressivo, com reduções da ordem de 50%. Além disso, para expansões da ordem de 0.10% já existem sinais claros de um início de deterioração da DEF, uma vez que a resistência à tração tem redução de cerca de 10% em um ano. Esse reflexo negativo gera preocupação quanto ao desempenho dos concretos moldados com o cimento pozolânico em relação ao DEF. O nível de expansão não parece tão alto quanto o esperado, mas consequências mecânicas foram detectadas e a DEF foi observada por meio de análises microestruturais. Assim, para estudos de DEF em argamassas, o limite em um ano deveria ser menor. Mais pesquisas são necessárias para definir um método de teste totalmente confiável e limite de expansões.

Correlações entre as resistências e o nível de expansões são apresentadas na Figura 5 e na Figura 6. Conforme as expansões aumentam, as resistências diminuem para os cimentos CP V e CP II-F; por outro lado, não é possível estabelecer correlação na presença de cimentos com a cinza volante (CP II-Z e CP IV). Para corroborar essa afirmação, análises microestruturais foram realizadas e indicam claramente a formação de cristais de etringita nas argamassas contendo cinza volante. Amostras de argamassa de outros cimentos também foram analisadas e a DEF detectada. Nas Figuras de 7 a 10 a ocorrência de DEF pode ser observada, e alguns espectros de EDS são apresentados, confirmando a característica química das formações de etringita.

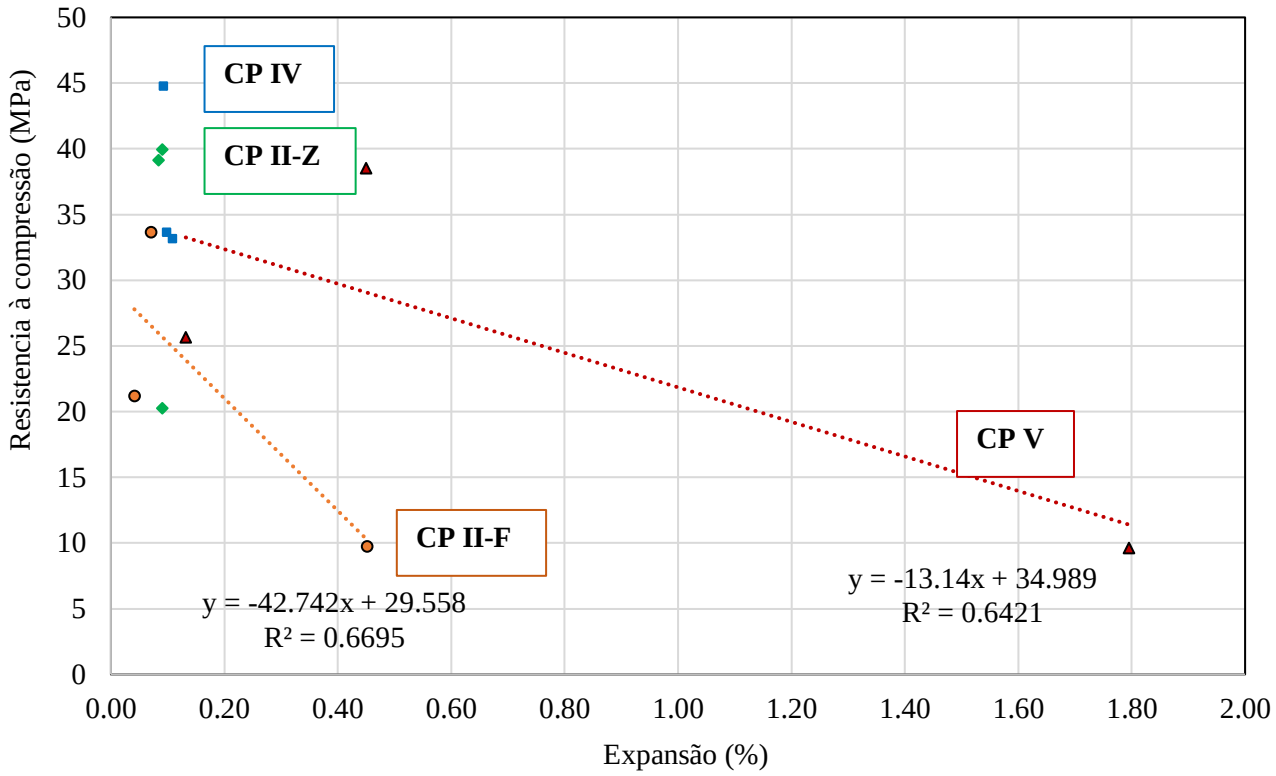


Figura 5. Correlação entre resistência à compressão e expansão

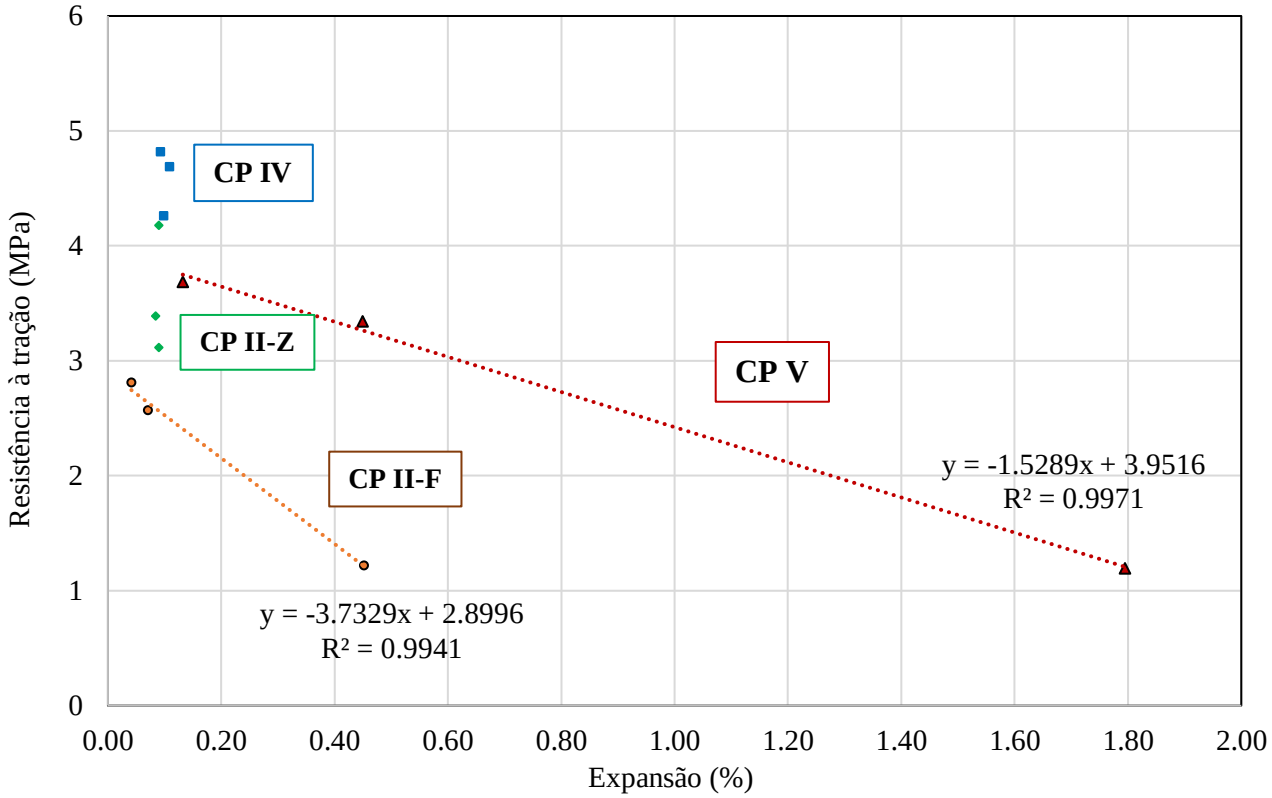
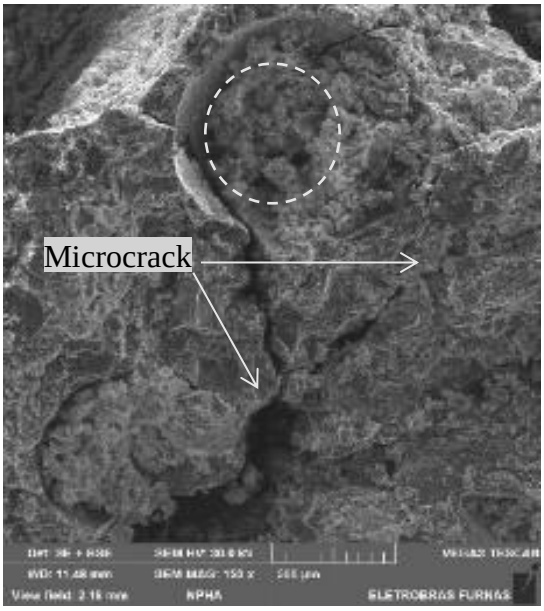
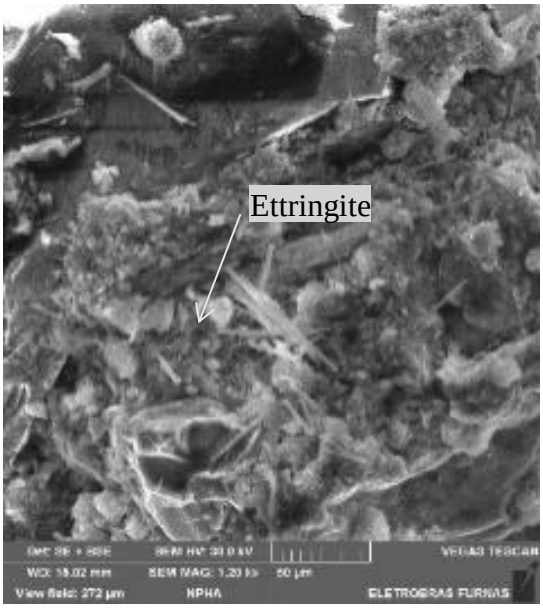


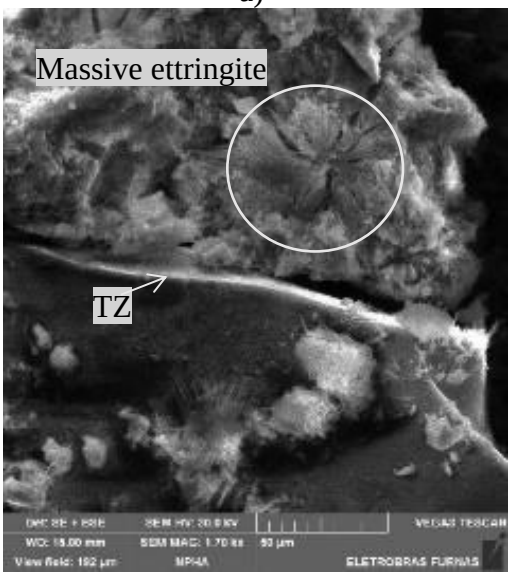
Figura 6. Correlação entre resistência à tração e expansão



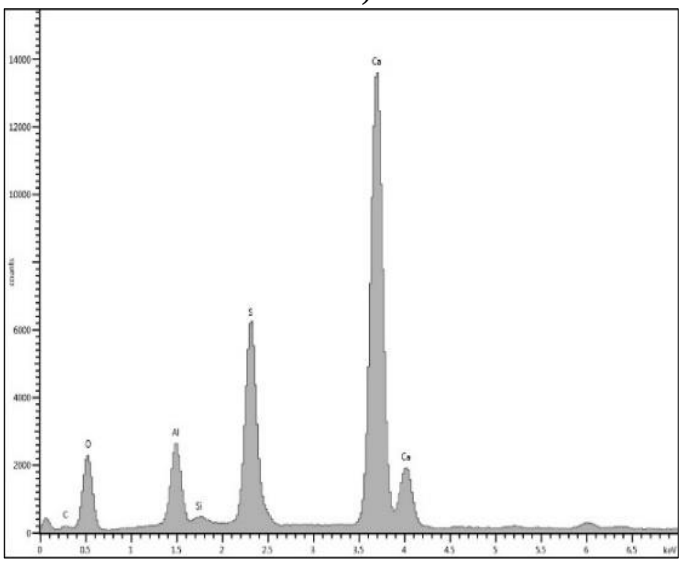
a)



b)



c)



d)

Figura 7. Micrografias de argamassas com CP V em um ano:
a) Vazios preenchidos e intense microfissuração; b) Pasta frágil; com formação de etringita; c) etringita maciça na pasta de cimento e zona de transição (TZ) enfraquecida; d) Espectro de EDS de cristais de etringita indicados na Fig. 7a.

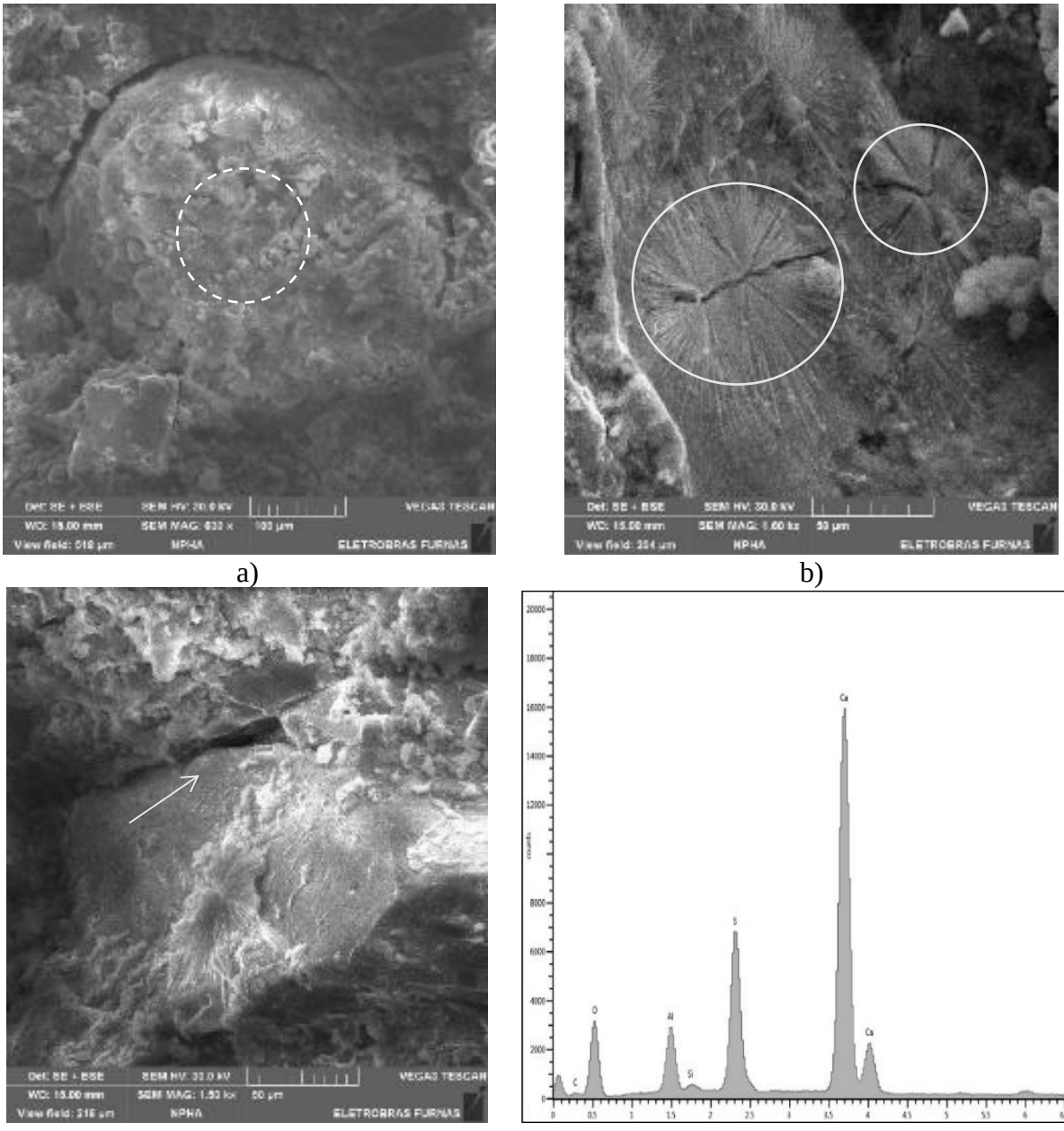


Figura 8. Micrografias de argamassas com CP II-F em um ano:
a) DEF preenchendo um vazio; b) Cristais de etringita comprimidos na pasta de cimento; c) Perda de aderência entre a pasta de cimento e o agregado e neoformações na superfície do agregado; d) Espectro de EDS de etringita massiva indicada na Fig. 8a.

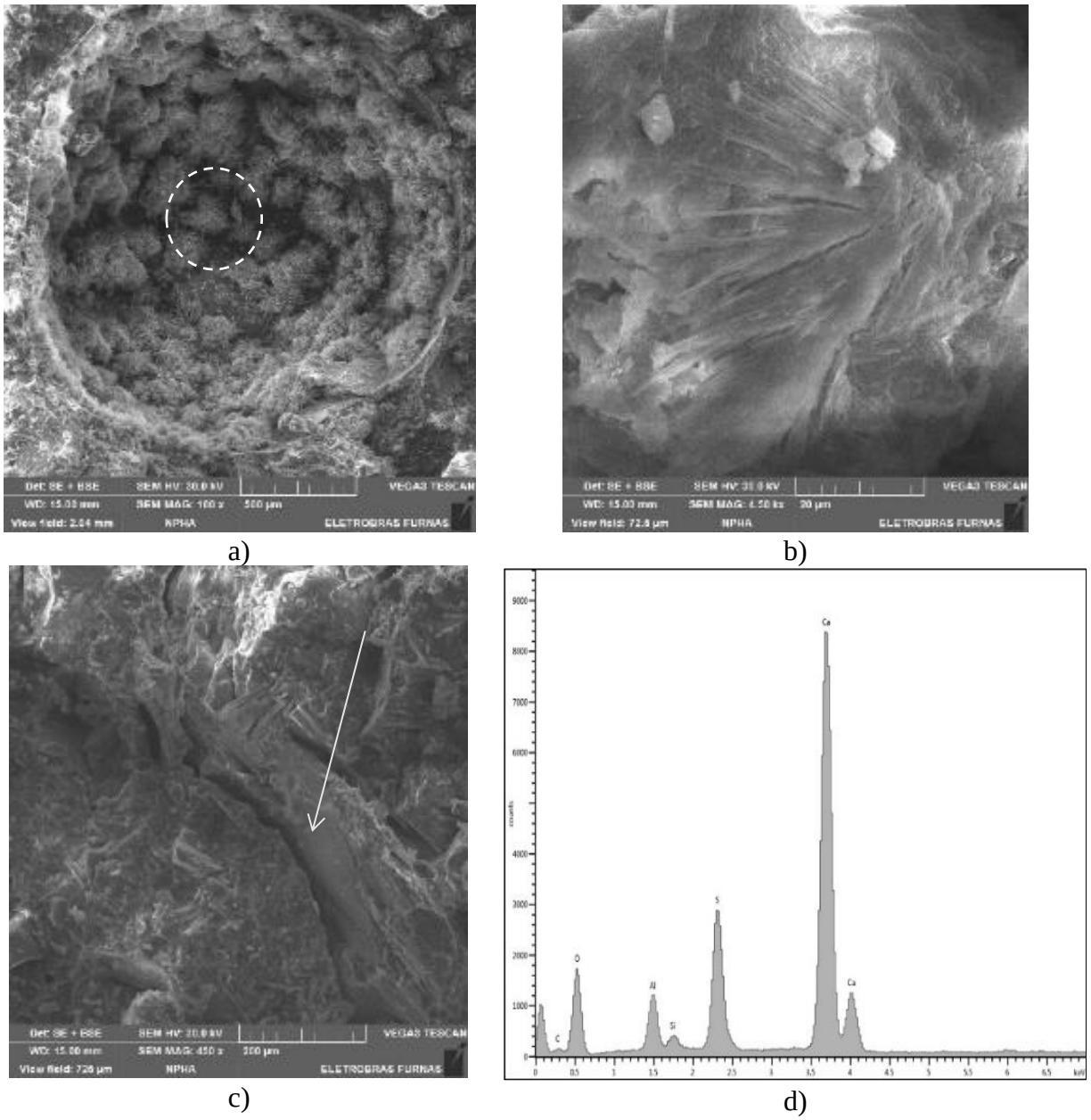


Figura 9. Micrografias de argamassas com CP II-Z em um ano:
a) Aglomeração de etringita em um vazio; b) Formações maciças na pasta de cimento; c) Desprendimento entre pasta e agregado; d) Espectro EDS de aglomerações de etringita indicadas na Fig. 9a.

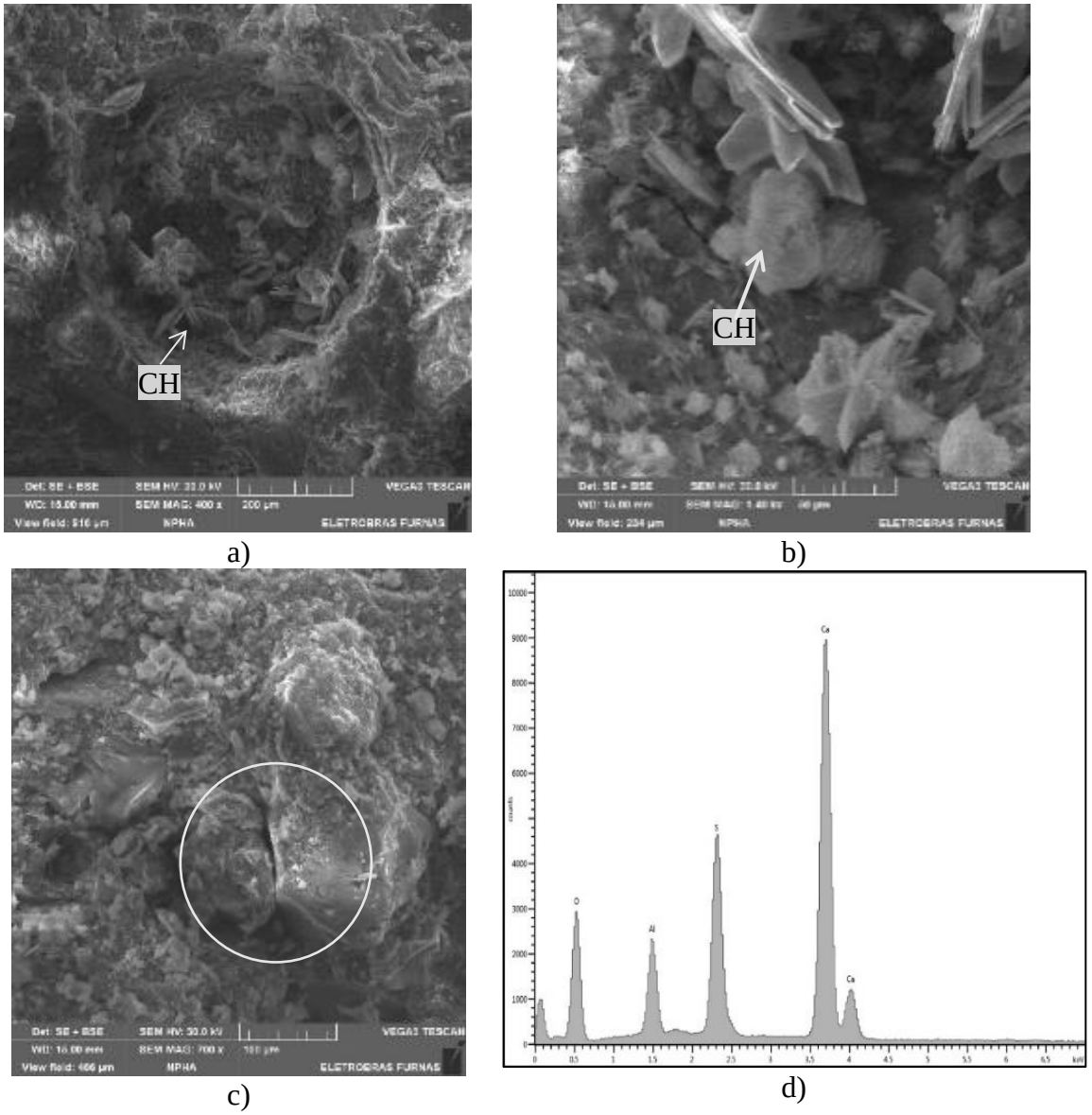


Figura 10. Micrografias de argamassas com CP IV em um ano:
a) Cristais de hidróxido de cálcio (CH) dentro de um vazio com algumas formações de etringita; b) Detalhe de alguns cristais de etringita e CH; c) Alguns grãos de agregado desconectados da argamassa; d) Espectro EDS de cristais indicados na Fig. 10b.

Análises realizadas em um ano por MEV e EDS evidenciaram a presença de etringita tardia em algumas condições. É possível comparar as diferenças de cada cimento utilizado e também a magnitude das neoformações. As expansões, assim como o comportamento mecânico, podem ser explicadas pela microestrutura. Os danos de DEF para resistência à tração seguiram esta ordem decrescente: CP V; CP II-F; CP II-Z; CP IV. Do ponto de vista microestrutural, foram observadas incidências de neoformação de etringita nos vazios e pasta de cimento e fragilidade da pasta na mesma ordem. Porém, alguma perda de aderência entre pasta e agregado foi detectada em todas as amostras, independente do tipo de cimento. Além disso, para as argamassas produzidas sem cinza volante (CP V e CP II-F) a presença de neoformações de etringita foi mais significativa. O comportamento da resistência à compressão foi semelhante à resistência à tração, embora o cimento CP II-Z não tenha promovido uma queda abrupta quando comparado ao cimento CP IV em um ano. Em relação aos níveis de expansão de DEF, os maiores valores foram alcançados para o

cimento sem adição (CP V), seguido do cimento CP II-F. Além disso, os principais danos para pastas de cimento e zona de transição foram demonstrados por MEV na presença de DEF.

4. CONCLUSÕES

O presente estudo avaliou o DEF em argamassas com diferentes tipos de cimento. Os resultados do programa experimental levaram às seguintes conclusões:

- Cimentos sem cinza volante são mais sujeitos a DEF, com grandes expansões e influências negativas nas propriedades mecânicas;
- A presença de filler calcário promove uma modificação na cinética da reação, retardando o processo expansivo da DEF, mas sem mitigação;
- As misturas produzidas com cimentos contendo cinza volante tiveram melhor desempenho, com menores consequências negativas nas propriedades mecânicas, bem como menores níveis de expansão devido às propriedades de autocicatrização das cinzas volantes na presença de água;
- O procedimento adotado em laboratório foi capaz de induzir DEF e promover influências na integridade da pasta de cimento, incluindo a fragilidade da pasta e zonas de transição e nas propriedades mecânicas. De qualquer forma, os procedimentos de laboratório devem ser adotados com cautela para as argamassas, pois diferentes comportamentos expansivos são observados entre os cimentos testados. O cimento sem adição, de alta resistência inicial, pôde ser avaliado aos cinco meses, mas o mesmo não ocorreu para os demais tipos, apontando a necessidade de idades posteriores de avaliação, inclusive após um ano;
- Os danos por DEF induzidos às propriedades mecânicas das argamassas foram muito expressivos. Para expansões acima de 0.45%, ocorreram reduções da ordem de 50%. Além disso, para expansões de cerca de 0.10%, sinais claros de deterioração do DEF foram observados na microestrutura e resistência à tração da argamassa em um ano, mesmo na presença de cinzas volantes, sinalizando o risco de evolução de danos.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao Instituto Meridional (IMED) - Campus Passo Fundo / RS e à Fundação Meridional. Esta pesquisa contou com o apoio parcial de FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. Os autores também agradecem a oportunidade de participar do Projeto de P&D da ANEEL (Agência Brasileira de Energia Elétrica).

6. REFERENCIAS

Adamopoulou, E., Pipilikaki, P., Katsiotis, M. S, Chaniotakis, M., Katsioti, M. (2011). *"How sulfates and increased temperature affect delayed ettringite formation (DEF) in white cement mortars."* Construction and Building Materials, Vol. 25, pp. 3583-3590. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.051

Al Shamaa, M., Lavaud, S., Divet, L., Colliat, J.B, Nahas, G., Torrenti, J. M. (2016). *"Influence of limestone filler and of the size of the aggregates on DEF."* Cement Concrete Composites, Vol. 71, pp. 175-180. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.05.007

Amine, Y., Leklou, N., Amiri, O. (2017). *"Effect of supplementary cementitious materials (SCM) on delayed ettringite formation in heat cured concretes."* Energy Procedia, Vol. 139, pp. 565-570. https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.11.254

Asamoto, S., Murano, K., Kurashige, I., Nanayakkara, A. (2017). *"Effect of carbonate ions on delayed ettringite formation."* Construction and Building Materials, Vol. 147, pp. 221-226. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.107

Bronholo, J. L. (2020). *Estudo do ataque individual e misto de DEF e RAA e de seus efeitos deletérios nas propriedades físico-químicas e mecânicas de concretos e argamassas de cimento Portland pozolânico e de alta resistência.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – LACTEC, Curitiba, Brasil.

Collepardi, M. A. (2003). *"State-of-the-art review on delayed ettringite attack on concrete."* Cement and Concrete Composites, Vol. 25, pp. 401-407. https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00080-X

Divet, L., Randriambololona, R. (1998). *"Delayed ettringite formation: the effect of temperature and basicity on the interaction of sulphate and C-S-H phase."* Cement and Concrete Research, Vol. 28, pp. 357-363. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00006-4

Dayarathne, W. (2013). *"Evaluation of the potential for delayed ettringite formation in concrete."* National Engineering Conference, Sri Lanka.

Fu, Y., Ding, J., Beaudoin, J. J. (1997). *"Expansion of Portland cement mortar due to internal sulfate attack."* Cement and Concrete Research, Vol. 27, pp. 1299-1306. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(97)00133-6

Godart, B. (2017). *"Pathology, Assessment and Treatment Structures Affected by Delayed Ettringite Formation."* Structural Engineering International, Vol. 27, pp. 362-369. https://doi.org/10.2749/101686617X14881932436771

Hasparyk, N. P, Kuperman, S. C., Torres, J. R. (2016). *"Combined attack from ARS and DEF in the foundation."* In: Proceeding of 15º International Conference on Alkali Aggregate Reaction in Concrete – 15th ICAAR, Ed. Bernardes, H.; Hasparyk, N.P. São Paulo, 2016.

Ifsttar (2018). "*Recommendations for preventing disorders due to Delayed Ettringite Formation".* Merne-la-Vallée. Technics and methods, GTI5-A, 70 pp ISBN 978-2-85782-745-0.

Leklou, N., Aubert, J. E., Escadeillas, G. (2013). *"Influence of various parameters on heat induced internal sulfate attack."* European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vo. 17, pp. 141-153. https://doi.org/10.1080/19648189.2012.755338

Leklou, N., Nguyen, V-H., Mounanga, P. (2017) *"The effect of the Partial Cement Substitution with Fly Ash on Delayed Ettringite Formation in Heat-cured Mortars".* Journal of Civil Engineering, Vol. 21, pp. 1359-1366. https://doi.org/10.1007/s12205-016-0778-9

Martin, R.-P., Sanchez, L., Founier, B., Toutlemonde, F. (2016). "*Diagnosis of AAR and DEF: Comparison of residual expansion, stiffness test and damage rating index".* International Conference on Alkali Aggregate Reaction in Concrete - ICAAR.

Melo, et al. (2011) *"Influência do calor de hidratação na formação da etringita tardia (DEF) em concreto com cimento Portland pozolânico".* 53º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Brasil.

Pavoine, A., Brunetaud, X., Divet, L. (2012). *"The impact of cement parameters on Delayed Ettringite Formation."* Cement and Concrete Composites, Vol. 34, pp. 521-528. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.11.012

Ramlochan, T., Zacarias, P., Thomas, M. D. A., Hooton, R. D. (2003) *"The effect of pozzolans and slag on the expansion of mortars cured at elevated temperature Part I: Expansive Behavior".* Cement and Concrete Research, Vol. 33, 807-814. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.07.016

Rashidi, M., Paul, A., Kim, J. Y, Jacobs, L. J., Kurtis, K. E. (2017) *"Insights into delayed ettringite formation damage through acoustic nonlinearity."* Cement and Concrete Research, Vol. 95, pp. 1-8. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.02.004

Schovanz, D. (2019). "*Estudo da formação da etringita tardia (DEF) em concretos com cimento Portland pozolânico e de alta resistência".* Dissertação de Mestrado em engenharia civil – Faculdade IMED, Passo Fundo, Brasil.

Schovanz, D., Tiecher, F., Hasparyk, N. P., Kuperman, S., Lermen, R. T. (2021). *Evaluation of Delayed Ettringite Formation through Physical, Mechanical, and Microstructural Assays.* ACI Materials Journal, Vol. 119, pp. 101-109. https://doi.org/10.14359/51728282

Taylor, H. F., Famy, C., Scrivener, K. L. (2001). *"Delayed ettringite formation."* Cement Concrete Composites, Vol. 31, pp. 683-693. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00466-5

Termkhajornkit, P., Nawa, T., Yamashiro, Y., Saito, T. "*Self-healing ability of fly ash–cement systems"*. Cement and Concrete Research, Vol. 31, pp. 195-203. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.12.009

Van Tittelboom, K., De Belie, N. (2013). *"Self-healing in cementitious materials – A review."* Materials, Vol. 6, nº 6, pp. 2182-2217. https://doi.org/10.3390/ma6062182

Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

Desempenho do concreto com adições pozolânicas e agregado reciclado

H. Gurdián[1], P. Garcés[1], E. Zornoza[1], E. García Alcocel[1]
* Autor de Contato: pedro.garces@ua.es
DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.542

Recepção: 18/06/2021 | Aceitação: 04/08/2021 | Publicação: 01/09/2021

RESUMO

As propriedades mecânicas e de durabilidade de concreto com baixo impacto ambiental são avaliadas com substituições de cimento por subprodutos industriais (35% cinzas volantes e 15% catalisador de craqueamento catalítico) e de agregados graúdos por agregados reciclados (20% e 100%). Os concretos estudados foram submetidos a ensaios de caracterização mecânica, porosidade, permeabilidade ao ar e nível de penetração do íon cloreto. Os resultados obtidos mostram que as propriedades mecânicas são reduzidas com o aumento das proporções de agregado reciclado e de resíduos usados como substituição na matriz cimentícia, enquanto as propriedades de durabilidade são afetadas apenas pelo aumento na porcentagem de agregados reciclados. Todos os concretos estudados são adequados para uso como concreto estrutural.

Palavras-chave: agregado reciclado; resíduo de catalisador do craqueamento de petróleo; cinzas volantes; concreto; propriedades mecânicas; durabilidad.

Citar como: Gurdián, H., Garcés, P., Zornoza, E., García Alcoce, E. (2021), *"Desempenho do concreto com adições pozolânicas e agregado reciclado"*, Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 17 – 30, DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.542

[1] Dpto. de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, Alicante, España.
[2] Dpto. de Construcciones Arquitectónicas, Universidad de Alicante, Alicante, España.

Contribuição de cada autor
Neste trabalho, o autora H. Gurdián contribuiu com a execução do prefeito parte do trabalho experimental, assim como com a redação e revisão deste trabalho. O autor P. Garcés contribuiu com a supervisão, direção e redução de este trabalho (33%). O autor E. Zornoza contribuiu com a supervisão, direção e redução deste trabalho (33%). La autora E. García Alcocel contribuiu com a supervisão, direção e redação deste trabalho (33%).

Licença Creative Commons
Copyright (2021) é propriedade dos autores. Este trabalho é um artigo de acesso aberto publicado sob os termos e condições de uma Licença Internacional Creative Commons Atribuição 4.0 (CC BY 4.0).

Discussões e correções pós-publicação
Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2022, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2022.

© 2021 ALCONPAT Internacional

Durability of concrete with pozzolanic admixtures and recycled aggregates

ABSTRACT

Mechanical and durability properties of concrete with a reduced environmental impact have been evaluated. This approach consist of replacing 50% of Portland cement by fly ash (35%) and spent catalytic cracking catalyst (15%), and also substituting a 20% and 100% of natural coarse aggregates by recycled aggregates. The performance of the prepared concrete consisted of mechanical tests, porosity, air permeability and chloride penetration. The obtained results show that the mechanical performance are significantly reduced in concretes with recycled aggregates and the pozzolanic binder, but durability-related properties are only affected by the use of recycled aggregates. Nevertheless, all the tested formulations are suitable for their use as structural concretes.

Keywords: recycled aggregate; spent catalytic cracking catalyst; fly ash; concrete; mechanical properties; durability.

Comportamiento de hormigones con adiciones puzolánicas y árido reciclado

RESUMEN

Se evalúan las propiedades mecánicas y de durabilidad de hormigones de bajo impacto ambiental con sustituciones de cemento por subproductos industriales (35% cenizas volantes y 15% catalizador de craqueo catalítico) y de áridos gruesos por áridos reciclados (20% y 100%). Los hormigones estudiados se han sometido a ensayos de caracterización mecánica, porosidad, permeabilidad al aire y nivel de penetración del ion cloruro. Los resultados obtenidos muestran que las propiedades mecánicas se ven reducidas con el incremento en las proporciones de árido reciclado y de los residuos utilizados como sustitución en la matriz cementante, mientras que las propiedades de durabilidad se ven únicamente afectadas por el aumento en el porcentaje de áridos reciclados. Todos los hormigones estudiados son aptos para ser utilizados como hormigón estructural.

Palabras clave: árido reciclado; residuo de catalizador del craqueo del petróleo; ceniza volante; hormigón; propiedades mecánicas; durabilidad.

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

Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado.

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

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

1. INTRODUÇÃO

A crescente demanda por materiais para uso na construção civil fez com que a indústria direcionasse seus esforços para a reciclagem e reutilização de materiais pétreos e outros resíduos derivados da própria indústria. Nesse sentido, o foco principal desta pesquisa foi a substituição de agregado natural por agregado reciclado e de cimento Portland por subprodutos industriais em diferentes concretos, a fim de demonstrar sua viabilidade de ser utilizado na fabricação de concretos estruturais. Isso permitiria minimizar os impactos das pedreiras e dos lixões. Para isso, inúmeros autores têm investigado a influência de materiais pozolânicos nas propriedades mecânicas e de durabilidade do concreto, demonstrando que esses materiais podem oferecer melhorias significativas em suas propriedades (Hooton, 2015, Paris et at., 2016, Yin et al., 2018). Um dos materiais suplementares que tem gerado mais pesquisas em sua caracterização como material pozolânico são as cinzas volantes. Em geral, o uso de cinzas volantes é considerado viável devido às suas altas propriedades pozolânicas, sendo suas vantagens perceptíveis sobre as propriedades mecânicas e durabilidade a longo prazo do concreto (Bijen, 1996, Herath et al., 2020). Outro material suplementar que tem gerado grande interesse é o resíduo do catalisador de craqueamento de petróleo (FCC). Diferentes trabalhos têm mostrado que esse resíduo pode levar a melhorias na resistência à compressão de 20-30% no curto prazo, e sua influência significativamente positiva sobre a durabilidade do concreto, o que o coloca como um substituto efetivo para o cimento, em um nível equivalente a outras pozolanas mais usados, como metacaulim e a sílica ativa (García de Lomas et al. , 2016, Garcés et al., 2011, Borrachero et al., 2021).

Por outro lado, inúmeros trabalhos de pesquisa têm sido realizados com o objetivo de caracterizar o efeito do uso de agregados de concreto reciclado sobre as características resistentes e de durabilidade do concreto (Chaofeng et al., 2021, Hoai-Bao et al. 2020).

Nos últimos anos, várias investigações foram realizadas nas quais foram utilizados materiais suplementares e a substituição parcial ou total de agregados por agregados reciclados tem sido utilizada (Corinaldesi e Moriconi, 2009, Sim e Park, 2011, Kou, 2011). Assim, Corinaldesi e Moriconi analisaram concretos feitos inteiramente de agregados reciclados, grossos e finos e substituições de cimento Portland por cinzas volantes e sílica ativa, e descobriram que propriedades ideais podem ser obtidas desses concretos se percentuais de substituição forem estudados e planejados corretamente.

No entanto, estudos que combinam cinzas volantes e resíduos de FCC como materiais pozolânicos em substituição ao cimento Portland dificilmente podem ser encontrados na matriz cimentícia de concretos reciclados (Payá et al., 2016, Zornoza et al., 2008).

Esta pesquisa tem como objetivo avaliar as propriedades mecânicas e de durabilidade de concretos de baixo impacto ambiental que combinam substituições de 20% e 100% de agregados naturais por agregado reciclado e 50% de cimento Portland por materiais pozolânicos (35% de cinzas volantes e 15% de catalisador de craqueamento catalítico).

2. MATERIAIS E PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

Dois tipos de matrizes cimentícias têm sido utilizadas para o preparo dos corpos-de-prova: uma composta inteiramente por cimento Portland (CP); e uma matriz alternativa (MA) composta por 50% de CP, 35% de cinzas volantes (CV) e 15% de catalisador de craqueamento catalítico (FCC). O cimento usado foi Portland tipo CEM I 52,5 R designado de acordo com a Norma Europeia UNE-EN 197-1: 2000. As CV usadas como substituição do cimento no concreto vêm da Holcim Espanha e foram usados conforme fornecidos, sem aplicar qualquer tratamento antes do uso. O FCC foi fornecido pela BP Oil Espanha (Castellón). A composição química do cimento e das

pozolanas utilizadas, obtidas por fluorescência de raios-X, são apresentadas na Tabela 1.
Dois tipos de agregado graúdo foram utilizados na fabricação de concreto: agregado de natureza calcária (AN), de britagem, e agregado reciclado (AR), de demolição e britagem de resíduos de concreto em massa, ambos fornecidos pela Holcim Morteros S.A. O fornecedor certifica os seguintes percentuais de impurezas presentes nos agregados reciclados: Argilas < 5%, partículas leves < 1%, asfalto < 1%, outras impurezas < 1%; cumprindo assim os limites estabelecidos na Instrução Espanhola para Concreto Estrutural (EHE-08) sobre as propriedades dos agregados reciclados para o concreto. A areia utilizada na confecção dos tubos de ensaio é areia calcária de trituração da pedreira Fontcalent (Alicante), fornecida pela empresa Holcim Morteros S.A. As propriedades dos agregados e da areia utilizados nas misturas e suas curvas granulométricas são apresentadas na Tabela 2 e na Figura 1, respectivamente. Como aditivo, foi utilizado um superplastificante Sikament 200R, isento de cloretos e que permite a obtenção de concretos muito fluidos, mesmo em climas quentes.

Tabela 1. Composição química do cimento e pozolonas

%	CaO	SiO_2	Al_2O_3	MgO	Fe_2O_3	SO_3	Na_2O	K2O	P.F.*	S.D.*	Densidade (g/cm^3)
CP	62,87	20,21	4,94	1,05	2,85	3,37	0,10	0,95	2,34	1,32	3,1
FCC	0,11	46,04	47,47	0,17	0,58	0,02	0,30	0,02	1,50	3,79	2,7
CV	9,83	40,94	24,65	1,59	13,59	1,60	0,34	1,40	2,44	3,62	2,8

*P.F.: Perda ao fogo. S.D.: Sem determinar.

Tabela 2. Propriedades gerais dos agregados.

Propriedade	Norma	AN	AR	Areia
Módulo granulométrico	UNE-EN 933-1	8,3	8,0	3,1
Densidade aparente	UNE-EN 1097-6	2700	2490	2690
Absorção de água	UNE-EN 1097-6	0,6	4,5	0,6
Abrasão Los Ángeles	UNE-EN 1097-2	21,1	30,3	-

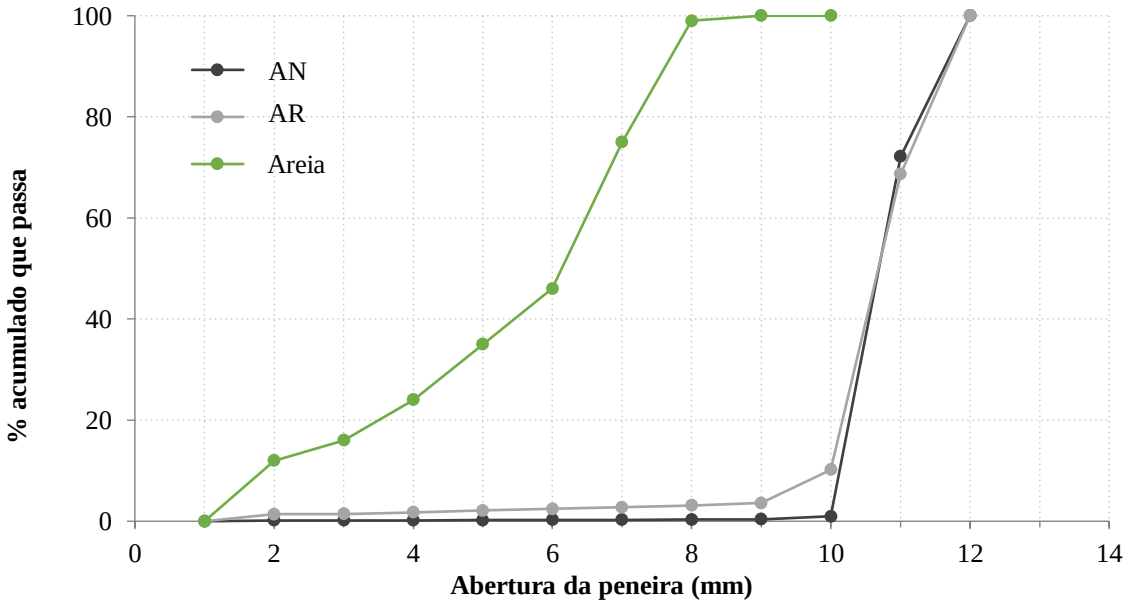


Figura 1. Granulometria dos agregados utilizados.

2.2 Procedimento experimental

Seis diferentes composições foram elaboradas (Tabela 3) a fim de avaliar a influência que agregados reciclados e materiais cimentícios complementares (CV e FCC) têm nas propriedades de durabilidade do concreto:

- 0% AR-CP, como concreto de referência, composto inteiramente de agregado natural e CEM I 52,5 R
- 0% AR-MA, composto de agregado natural e a matriz cimentícia alternativa
- 20% AR- CP, com substituições de 20% do agregado natural por agregado reciclado e CEM I 52,5 R
- 20% AR-MA, com substituições de 20% do agregado natural por agregado reciclado e a matriz cimentícia alternativa
- 100% AR- CP, composto inteiramente de agregado reciclado e CEM I 52,5 R
- 100% AR-MA, também chamado de concreto verde, feito com agregado reciclado e a matriz cimentícia alternativa

Para poder comparar os diferentes concretos entre si, as substituições de agregado natural por agregado reciclado foram feitas em volume. A relação água / cimento efetiva de 0,50 permanece constante. Isso é obtido pela adição da água de absorção do agregado à água total de mistura por 10 minutos, o tempo que dura o processo de mistura. O valor de abatimento, obtido pelo método do cone de Abrams (UNE-EN 12350-2: 2009), permanece constante em todos os casos com a utilização de aditivo, o que permite partir da mesma trabalhabilidade em todos os concretos.

Um total de 60 corpos de prova cilíndricos de Ø150x300 mm foram moldados para realização dos ensaios de resistência à compressão e permeabilidade ao ar aos 28 e 365 dias; e 6 corpos de prova cilíndricos de Ø100x250 mm para os ensaios de resistência à penetração de cloretos aos 28 dias. As amostras foram confeccionadas de acordo com o procedimento descrito na norma ASTM C192 / C192M-07. A água de mistura é adicionada em duas etapas; adiciona-se 1/3 com os agregados graúdos e o restante após a introdução da areia e do cimento, reservando um pouco para adicionar o aditivo no final. O tempo de mistura é de 10 minutos. Depois de moldados, os corpos de-prova foram curados em câmara úmida (95% UR, 23 ºC) até o momento do ensaio.

Tabela 3. Traços utilizados neste trabalho.

	0%AR-CP	0%AR-MP	20%AR-CP	20%AR-MA	100%AR-CP	100%AR-MA
CP (kg/m^3)	380	190	380	190	380	190
CV (kg/m^3)	0	133	0	133	0	133
FCC (kg/m^3)	0	57	0	57	0	57
a_{total} (kg/m^3)	195	195	200	200	216	216
a_{ef} (kg/m^3)	187	187	187	187	187	187
Areia (kg/m^3)	934	934	934	934	934	934
AN (kg/m^3)	981	981	785	785	0	0
AR (kg/m^3)	0	0	173	173	865	865
Aditivo* (%)	1,6	1,8	1,6	1,8	1,6	1,6
Consistência (mm)	100	100	90	90	95	100

* A quantidade de aditivo é considerada como uma porcentagem da quantidade de material cimentício. a_{total} é a quantidade total de água usada na mistura. $a_{ef:}$ é a diferença entre a água total presente no concreto fresco e a água absorvida pelos agregados. Intervém na reação de hidratação

do cimento e na trabalhabilidade do concreto.

2.2.1 Resistência a compressão

Para cada dosagem, quatro corpos de prova cilíndricos de Ø150x300mm foram utilizados para ensaios de resistência à compressão aos 28 e 365 dias, seguindo o procedimento descrito pela norma UNE-EN 12390-3: 2009.

2.2.2 Porosidade

A porosidade acessível à água do concreto endurecido é obtida em (1), seguindo a norma ASTM C642-13.

$$\%\, Porosidade\ = \frac{Psat - Pseco}{Psat - Psum} \times 100 (1)$$

O peso saturado é obtido saturando a vácuo um pedaço de cada um dos corpos de prova sob compressão, seguindo a norma ASTM C3652-05 por ser o método mais adequado de acordo com o estudo comparativo realizado por Safiuddin e Hearn (Safiuddin e Hearn, 2005) sobre as diferentes técnicas de saturação do concreto. Uma bomba é conectada ao dessecador e um vácuo é realizado por 3 h. Após esse tempo, a torneira da água destilada é aberta e o vácuo continua por mais uma hora. A bomba é parada e o vácuo é mantido por 20 ± 2 horas. As amostras são retiradas e pesadas em balança hidrostática e superficialmente secas. Então, elas foram secas a 110 ° C por 24 h, deixando-as esfriar e o peso seco é obtido.

2.2.3 Permeabilidade ao ar

Os ensaios de permeabilidade ao ar são realizados aos 28 e 365 dias em seções centrais de corpos de prova cilíndricos de Ø150mm que foram cortados com altura de 50mm. Como método de condicionamento proposto por Antón et al. (Antón et al., 2013), que permite atingir uma umidade interior específica no interior do corpo de prova, garantindo assim que os seis concretos estudados estejam com o mesmo grau de saturação (65% neste caso) para poderem ser comparados entre si.
O procedimento consiste, em primeiro lugar, na obtenção da capacidade de absorção do concreto a ser ensaiado de acordo com a norma ASTM C642-13. Conhecendo a absorção, é possível determinar a massa do corpo de prova correspondente a um determinado grau de saturação. Os corpos de prova são então saturados com água destilada sob vácuo, de acordo com a norma ASTM C3652-05. O próximo passo é proteger as superfícies laterais dos tubos de ensaio com fita isolante para evitar a formação de gradientes de umidade nos mesmos e são secos a 50ºC até que o grau de saturação desejado seja alcançado. A secagem a 50°C minimiza as modificações microestruturais pela exposição a temperaturas elevadas. Quando os corpos de prova atingem o grau de saturação (GS) desejado, são selados com filme de polietileno impermeável ao vapor de água, o que garante a estanqueidade, e são reintroduzidos na estufa a 50ºC por 7 dias no caso dos concretos estudados. Isso é feito para redistribuir a umidade no interior do concreto, conforme trabalho desenvolvido por Parrott (Parrot, 1994).
O coeficiente de permeabilidade ao ar (kT) nos concretos com GS de 65% é obtido com o equipamento Torrent Permeability Test de Proceq. Esse equipamento é composto por uma célula com dupla câmara de vácuo e um regulador de pressão que garante que o ar flua no ângulo correto da superfície para sua câmara interna (ver Figura 2). Isso permite o cálculo do kT por meio de um ensaio rápido e não destrutivo que pode ser realizado tanto em laboratório quanto in loco. As medições são feitas em 3 amostras em ambos os lados para cada dosagem estudada.

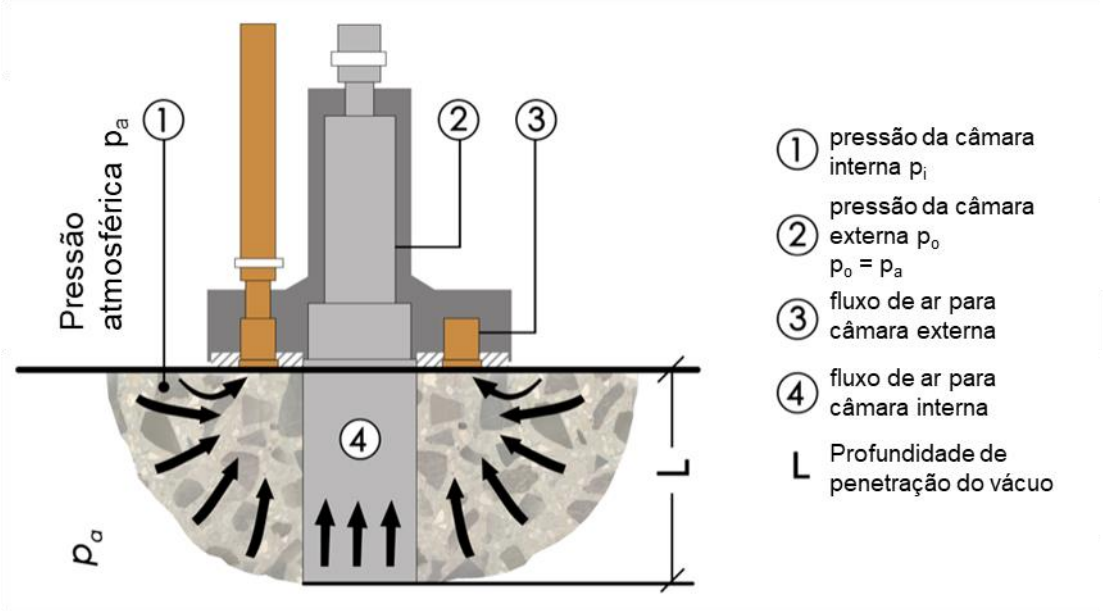


Figura 2. Ensaio de permeabilidade com o equipamento Torrent Permeability Test e o diagrama operacional do equipamento.

2.2.4 Resistência à penetração de cloretos

Um método acelerado baseado na migração de cloretos por campo elétrico é usado seguindo o Nordic Standard NT Build 492 que permite uma avaliação aproximada comparativa da resistência à penetração de cloreto. O ensaio é realizado em corpos de prova de Ø100x50mm saturados em solução saturada de Ca $(OH)_2$, seguindo o procedimento descrito na norma. Neste procedimento, um potencial elétrico externo é aplicado axialmente através da amostra que força os íons cloreto a migrar para a amostra, conforme mostrado na Figura 3. Após um certo tempo de ensaio, o corpo de prova graduado e uma solução de nitrato de prata são pulverizados em um dos as seções recém-divididas. A profundidade de penetração do cloreto pode ser medida a partir da formação do precipitado de nitrato de prata da cor branca e com esta profundidade de penetração o coeficiente de migração do cloreto em estado não estacionário (D_{nssm}) é calculado, através da seguinte fórmula simplificada (2)

$$D_{nssm} = \frac{0.0239\,(273+T)L}{(U-2)t}\left(x_d - 0.0238\sqrt{\frac{(273+T)Lx_d}{U-2}}\right) \quad (2)$$

onde U é o valor absoluto da tensão aplicada, em volts; T é o valor médio da temperatura da solução anódica em ºC, medida no início e no final do ensaio; L é a espessura da amostra em mm; x_d é o valor médio da frente de penetração em mm; e t é a duração do ensaio em horas.

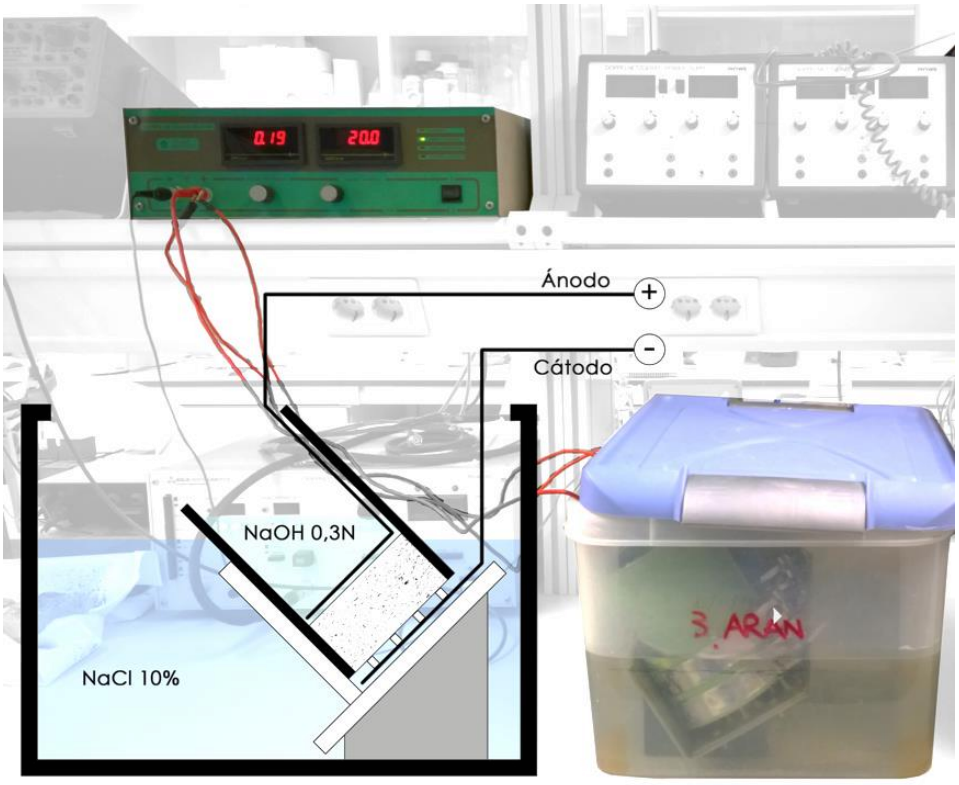


Figura 3. Migração de cloreto no concreto. Esquema de ensaio de acordo com o padrão NT Build 492.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com relação à caracterização mecânica dos concretos, o valor médio de quatro corpos de prova foi utilizado para a análise da resistência à compressão. A Figura 4 mostra os valores obtidos para resistência à compressão, onde a porcentagem expressa, seguida de AR, refere-se à quantidade de agregado reciclado presente na mistura; CP, refere-se à matriz cimentícia composta por CEM I 52,5 R; e MA à matriz cimentícia alternativa (35% de cinzas volantes, 15% de catalisador de craqueamento catalítico e 50% de CP). De forma geral, observa-se que todos os concretos ultrapassam os limites estabelecidos pela EHE-08 para serem utilizados como concreto estrutural (25 MPa) e como concreto em zonas atmosféricas expostas a meio marinho (30 MPa), embora seja notável que o os valores de resistência à compressão são menores em todos os concretos em relação ao padrão (0% AR-CP), tanto aos 28 quanto aos 365 dias. Os resultados mostram que à medida que aumenta a percentagem de substituição do agregado natural por agregado reciclado, ocorre uma diminuição da resistência, coincidindo com os resultados obtidos por outros autores (Hansen, 1992, Poon, 2004, Etxebarria et al., 2007, Corinaldesi, 2010). Isso acontece tanto no concreto com o CP quanto nos feitos com o MA. O uso de agregados reciclados afeta esta propriedade devido à sua maior porosidade e ao fraco comportamento da microestrutura devido à existência de diferentes zonas de interface, pois além da junção pasta-agregado que o agregado reciclado apresenta, surge outra zona de contato a pasta de agregado reciclado e a nova pasta.

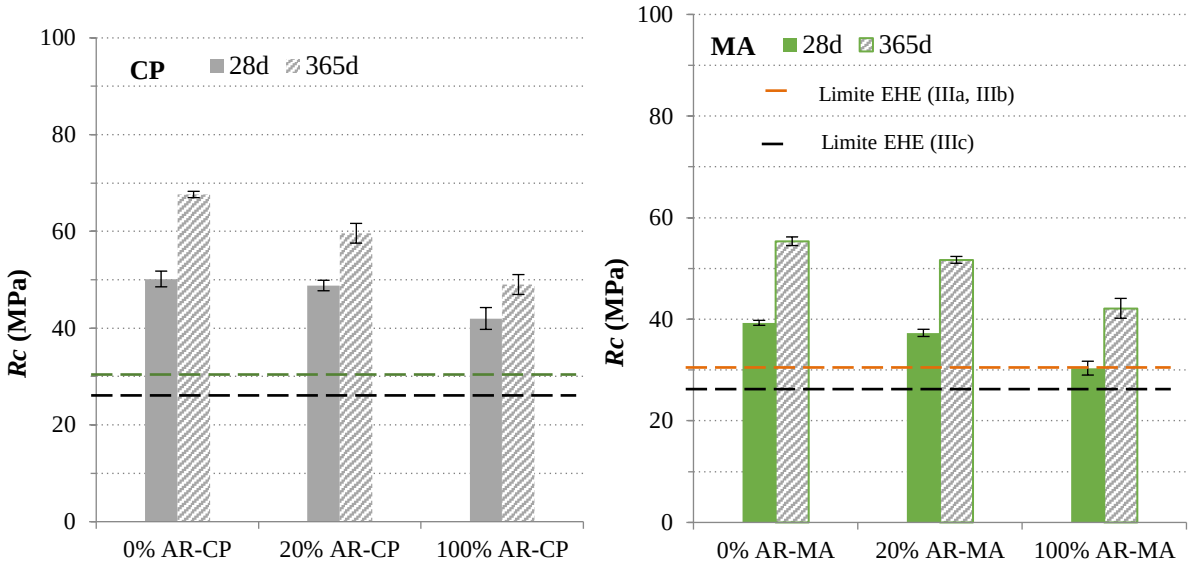


Figura 4. Valores de resistência à compressão aos 28 e 365 dias para os diferentes concretos estudados.

Nas diferentes percentagens de substituição de AN por AR (0%, 20% e 100%) fica claro que a resistência dos concretos com CP é maior do que aqueles feitos com MA (Safiuddin e Hearn, 2005), desde a contribuição destes materiais pozolânicos para a resistência à compressão é mais relevante a longo prazo. Observa-se também que aos 365 dias a resistência à compressão aumenta em todos os casos, sendo este aumento mais significativo naqueles concretos com 0% e 20% de substituição do NA por AR feito com a matriz cimentícia alternativa (0% AR-MA e 20% AR-MA), com um aumento de 25% em relação à resistência de 28 dias em ambos os casos.

Em relação à porosidade (Figura 5), ela aumenta à medida que aumenta a substituição de AN por AR (Chaofeng et al., 2021, Kou et al., 2011). Esse aumento se deve em grande parte à maior porosidade do agregado reciclado (Etxebarria et al., 2006). É claramente observável nos resultados aos 28 dias que os concretos mais porosos são aqueles com substituição total do agregado natural por reciclagem (100% AR-CP e 100% AR-MA) e que a porosidade permanece praticamente constante em ambos os casos, sem importar a matriz cimentícia.

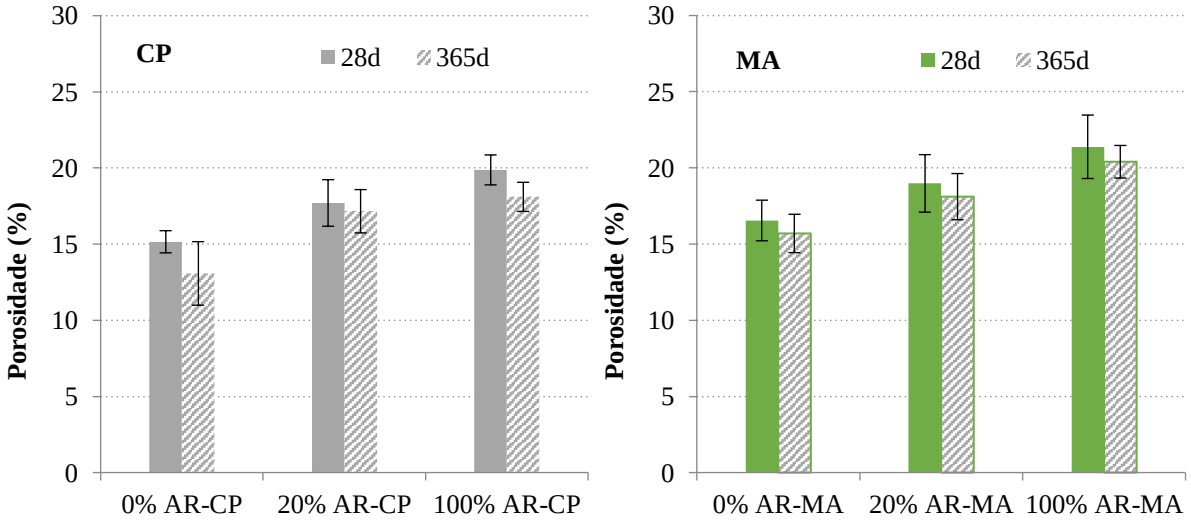


Figura 5. Valores de porosidade aos 28 e 365 dias nos concretos estudados.

No caso dos concretos com substituições de 20% e 0% do NA por RA, este é inferior aos anteriores e observa-se uma relação aparente entre porosidade e matriz cimentícia, pois, embora diminua, os maiores valores são observados para concretos com matriz alternativa (20% AR-MA e 0% AR-MA). Aos 365 dias, a porosidade diminui nos concretos com apenas um tipo de agregado, natural ou reciclado (substituições de 0% e 100%) e nenhum aumento significativo é observado naqueles com combinação de agregados (20% AR-CP e 20 % AR-MA). Isso se deve ao maior desenvolvimento completo das reações de hidratação, com a consequente diminuição da porosidade capilar. Nessa idade, também se observa que a porosidade aumenta à medida que aumenta a quantidade de agregado reciclado na mistura e que, para o mesmo percentual de substituição, o valor é maior nos concretos feitos com a matriz alternativa, mesmo naqueles com 100% substituições.

A Figura 6 mostra os valores do coeficiente de migração de cloretos obtidos no concreto curado por 28 dias e medido de acordo com o NT Build-492.

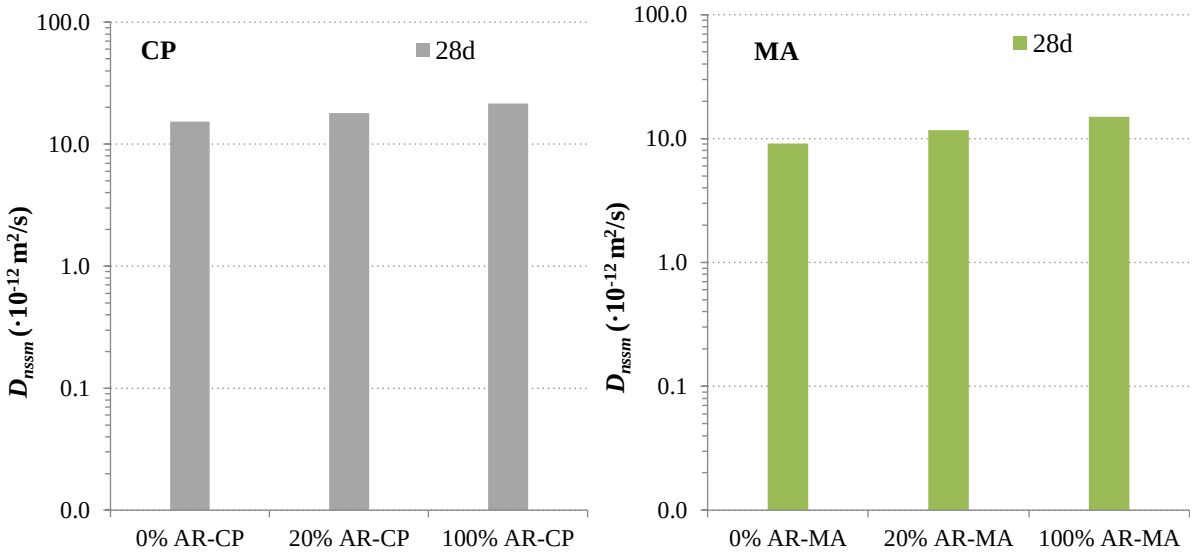


Figura 6. Coeficiente de migração de cloretos em 28 dias.

O gráfico mostra que ocorre um aumento no coeficiente de migração à medida que aumenta a quantidade de RA nas misturas, independente do tipo de matriz cimentícia utilizada, devido à maior porosidade do RA, coincidindo com o que foi encontrado por Kou e Poon (Kou e Poon, 2010) e Kou et al. (Kou et al., 2011). O coeficiente de migração é menor em todos os concretos com MA, podendo-se afirmar que a presença de CV e FCC na matriz cimentícia leva a melhorias importantes na estrutura porosa, tanto para o concreto com AR quanto com AN. Nos casos em que não há substituições de agregado reciclado (0%), o coeficiente de migração aumenta quando a matriz é composta apenas por CP, o que significa que a matriz alternativa combinada com agregado natural (0% AR-MA), se comporta de maneira uniforme melhor do que o padrão (0% AR-CP).

O coeficiente de permeabilidade ao ar do concreto (kT) foi obtido pelo método Torrent (Torrent, 1999), permitindo que a qualidade do revestimento seja classificada em boa (0,01 <kT <0,1), normal (0,1 <kT <1) e ruim (kT> 1).

Os resultados obtidos são apresentados na Figura 7. Estes representam o valor médio de três amostras para cada tipo de concreto.

Em termos gerais, os resultados obtidos indicam que a permeabilidade ao ar tende a aumentar com o grau de substituição dos agregados em ambas as matrizes cimentícias. Além disso, pode-se observar que a matriz alternativa apresenta maior resistência ao oxigênio do que a matriz cimentícia, ambas curto e longo prazo. Esse comportamento se deve ao fato de uma parte dos CVs

que não reagem atuarem como preenchedores na matriz alternativa. Porém, todos os concretos apresentam coeficientes de permeabilidade ao ar menores que 1, portanto, enquadram-se na classificação "normal", tanto aos 28 quanto aos 365 dias.

Em relação aos resultados obtidos aos 28 dias, em concreto com matriz de CP, a substituição de 20% e 100% do agregado produz aumentos na permeabilidade de 27% e 25% em relação ao padrão; enquanto no concreto com matriz MA os acréscimos são de 15% e 13% em relação ao seu padrão. Aos 365 dias, a tendência para todos os concretos é a mesma, ou seja, o coeficiente de permeabilidade tende a aumentar com a quantidade de agregado reciclado na mistura.

Em relação à evolução desta propriedade, observa-se que os valores de permeabilidade de todos os concretos diminuem com o tempo de cura, devido ao desenvolvimento completo da microestrutura.

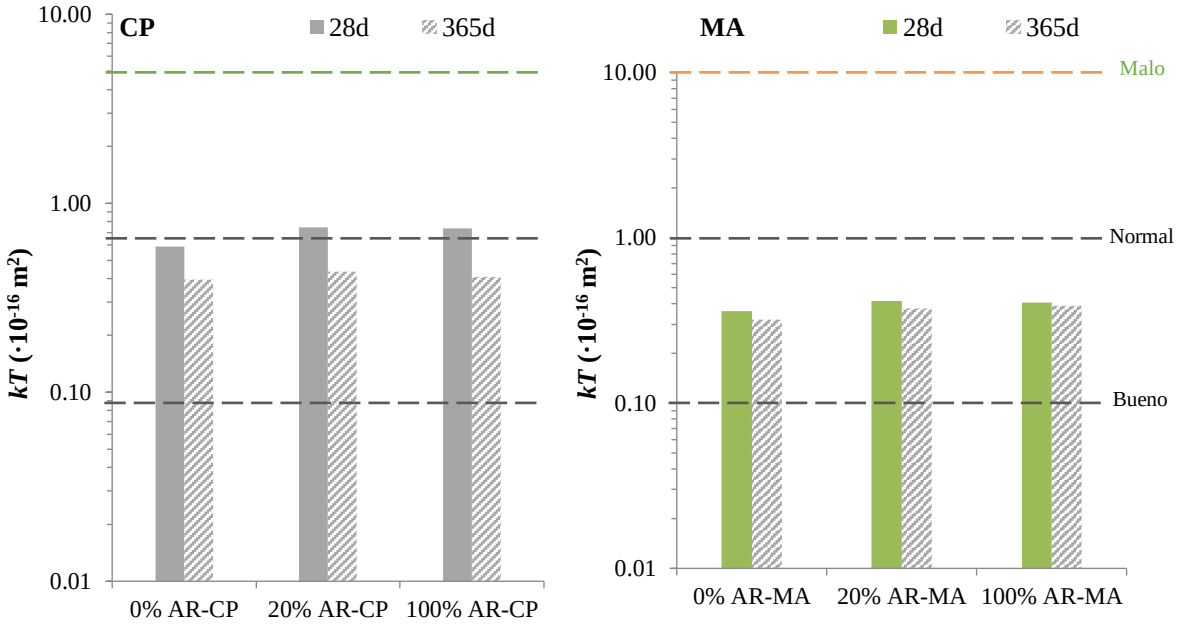


Figura 7 - Coeficientes de permeabilidade ao ar em 28 e 365 dias.

Os resultados desta investigação indicam que todas as alterações aplicadas aos concretos no que diz respeito ao padrão (substituições de AN por AR e de CP por MA) reduzem o seu comportamento mecânico. Isso se deve, no caso de substituições de agregados, à alta porosidade do agregado reciclado e aos percentuais de substituição; enquanto no caso da matriz cimentante, isso é atribuído ao alto grau de substituição do CP por CV e FCC, o que pode limitar o desenvolvimento da reação pozolânica. Em relação à porosidade, duas tendências são observadas: a porosidade depende da matriz cimentícia quando as substituições de AR são baixas; e quando essas substituições são altas, prevalece a influência da porosidade do agregado sobre a porosidade total do concreto.

Em termos de durabilidade, os resultados obtidos pelos ensaios de permeabilidade ao ar e migração de cloretos mostram que os concretos com matriz alternativa são os que apresentam maior resistência ao ataque de agentes agressivos externos; comportando-se ainda melhor do que o concreto padrão. A sua eficácia contra o ataque de agentes externos está associada à redução da porosidade produzida pelas adições pozolânicas utilizadas (CV e FCC). No entanto, esses resultados não podem ser conclusivos em uma idade precoce, por isso precisam ser complementados com dados de longo prazo que permitam o desenvolvimento completo da microestrutura.

Além dos valores de porosidade estudados, é detectada a presença de outros fatores que influenciam na permeabilidade e resistência à passagem de cloretos dos concretos, como a influência do

tamanho e conectividade dos poros, cujo estudo será realizado através de ensaios de porosimetria de intrusão de mercúrio (PIM). Além disso, o estudo da influência da interface matriz-árido na migração de cloretos por meio da técnica de difração de raios X (DRX) será estudado em profundidade a fim de determinar a existência do sal de Friedel.
Pode-se afirmar que, embora existam variações nas propriedades dos concretos estudados que dependem do tipo de substituição (agregado ou matriz), todos são adequados para serem utilizados como concreto estrutural, uma vez que ultrapassam os limites estabelecidos pelo EHE.

4. CONCLUSÕES

Uma vez avaliada a influência da substituição parcial do cimento por adições (CV e FCC) e dos agregados naturais com agregados reciclados nas propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade do concreto, podem-se estabelecer as seguintes conclusões:
1.- Todas as mudanças aplicadas aos concretos no que diz respeito ao padrão (substituições de AN por AR e de CP por MA) reduzem seu comportamento mecânico.
2.- A porosidade depende da matriz cimentícia quando as substituições de AR são baixas; e quando essas substituições são altas, prevalece a influência da porosidade do agregado sobre a porosidade total do concreto.
3.- Concretos com matriz alternativa são os que apresentam maior resistência ao ataque de agentes agressivos externos; comportando-se ainda melhor do que o concreto padrão.
4.- Pode-se afirmar que, embora existam variações nas propriedades dos concretos estudados que dependem do tipo de substituição (agregado ou matriz), todos são adequados para serem utilizados como concreto estrutural desde que excedam os limites estabelecidos pelo EHE.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Antón, C., Climent, M. A., de Vera, G., Sánchez, I., Andrade, C. (2013), *An improved procedure for obtaining and maintaining well characterized partial water saturation states on concrete samples to be used for mass transport tests.* Materials and Structures, 46, 1389–1400. https://doi.org/10.1617/s11527-012-9981-4

Borrachero, M. V., Payá, J., Monzó, J., Soriano, L., Tashima, M. M. (2021), *Inorganic binders from petrochemical industry waste: The case of fluid catalytic cracking catalyst residue*. Waste and Byproducts in Cement-Based Materials (Innovative Sustainable Materials for a Circular Economy), Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering. Pages 283-334. https://doi.org/10.1016/B978-0-12-820549-5.00003-6

Chaofeng, L., Zhedong, C., Huixia, W., Jianzhuang, X., Yuming, Z., Zhiming, M. (2021), "*Chloride transport and induced steel corrosion in recycled aggregateconcrete: A review*". Construction and Building Materials, vol 282, 122547. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122547

Corinaldesi, V. (2010), "*Mechanical and elastic behaviour of concretes made of recycled-concrete coarse aggregates*". Construction and Building Materials, 24 (9), pp. 1616-1620. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.02.031

Corinaldesi, V., Moriconi, G. (2009), "*Influence of mineral additions on the performance of 100% recycled aggregate concrete*". Construction and Building Materials, 23 (8), pp. 2869-2876. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.02.004

Garcés, P., Glasser, F.P., Brew, D.R.M., Zornoza, E., Payá, J. (2011), "*Pozzolanic activity of a spent fluid catalytic cracking catalyst residue*". Advances in Cement Research, vol. 23, pp. 1-7. https://doi.org/10.1680/adcr.9.00036

García de Lomas, M., Sánchez de Rojas, M.I., Frías, M., Mújika, R. (2006), "*Comportamiento*

científico-técnico de los cementos portland elaborados con catalizadores FCC. Aplicación de la norma vigente". Monografía Materiales, No. 412, editado por el CSIC, Madrid, pags. 46.
Bijen, J. "*Benefits of slag and fly ash*". Construction and Building Materials, 1996, 10 (5), pp. 309-314. https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00014-3
Etxeberria, Vázquez, M. E., Marí, A. 2006, "*Microstructure analysis of hardened recycled aggregate concrete*". Magazine of Concrete Research, 58 (10), pp. 683-690. https://doi.org/10.1680/macr.2006.58.10.683
Etxeberria, M., Marí, A. R., Vázquez, E. (2007), "*Recycled aggregate concrete as structural material*". Materials and Structures, vol. 40, pp. 529-541. https://doi.org/10.1617/s11527-006-9161-5
Hansen, T. C. (1986), *Recycled aggregates and recycled aggregate concrete second state-of-the-art report developments 1945–1985*. Materials and Structures 19, 201–246. https://doi.org/10.1007/BF02472036
Herath, C., Gunasekara, C., Law, D. W., Setunge, S. (2020), "*Performance of high-volume fly ash concrete incorporating additives: A systematic literature review*". Construction and Building Materials, vol. 258, 365606. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.365606.
Hoai-Bao, L., Quoc-Bao, B. (2020), "*Recycled aggregate concretes - A state-of-the-art from the microstructure to the structural performance*". Construction and Building Materials, Vol. 257, 119522. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119522
Hooton, R. D. (2015), "*Current developments and future needs in standards for cementitious materials".* Cement and Concrete Research, vol. 78, pp. 165–177. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.05.022
Kou, S.; Poon, C. (2010), "*Properties of concrete prepared with PVA-impregnated recycled concrete aggregates".* Cement and Concrete Composites, 32 (8), pp. 649-654. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.05.003
Kou, S., Poon, C., Agrela, F. (2011), "*Comparisons of natural and recycled aggregate concretes prepared with the addition of different mineral admixtures*". Cement and Concrete Composites, 33 (8), pp. 788-795. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.05.009
Kou, S., Poon, C., Etxeberria, M. (2011), "*Influence of recycled aggregates on long term mechanical properties and pore size distribution of concrete*". Cement and Concrete Composites, 33 (2), pp. 286-291. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.10.003
Paris, J. M., Roessler, J. G., Ferraro, C. C., DeFord, H. D., Townsend, T. G. (2016), "*A review of waste products utilized as supplements to Portland cement in concrete*". Journal of Cleaner Production, vol. 121, pp.1-18. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.02.013
Poon, C. S. Shui, Z. H., Lam, L., Fok, H., Kou, S. C. (2004), "*Influence of moisture states of natural and recycled aggregates on the slump and compressive strength of concrete*". Cement and Concrete Research, 34 (1), pp. 31-36. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00186-8
Safiuddin, M.; Hearn, N. (2005), "*Comparison of ASTM saturation techniques for measuring the permeable porosity of concrete*". Cement and Concrete Research, 35 (5), pp. 1008-1013. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.09.017
Sim, J., Park, C. 2011, "*Compressive strength and resistance to chloride ion penetration and carbonation of recycled aggregate concrete with varying amount of fly ash and fine recycled aggregate*". Waste Management, 31 (11), pp. 2352-2360. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2011.06.014
Soriano, L., Payá, J., Monzó, J., Borrachero, M.V., Tashima, M.M. (2016), "*High strength mortars using ordinary Portland cement–fly ash–fluid catalytic cracking catalyst residue ternary system (OPC/FA/FCC)*". Construction and Building Materials, Volume 106, pp. 228-235. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.111
Torrent, R. J. (1999). *Un método rápido y no-destructivo para medir la permeabilidad al aire del*

hormigón. Materiales de Construcción, 49 (254), 51–56. https://doi.org/10.3989/mc.1999.v49.i254.450

Yin, K., Ahamed, A., Lisak, G. (2018), "*Environmental perspectives of recycling various combustion ashes in cement production – A review*". Waste Management, vol.78 pp. 401–416. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2018.06.012

Zornoza, E., Payá, J. Garcés, P. (2008), "*Carbonation rate and reinforcing steel corrosion rate of OPC/FC3R/FA mortars under accelerated conditions*". Advances in Cement Research, 20 (1), pp. 15-22. https://doi.org/10.1680/adcr.2007.00008

Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

Comportamento teórico-experimental de fibras de aço em substituição parcial à armadura de cisalhamento em vigas de concreto armado

C. A. Juárez-Alvarado[1], J. M. Mendoza-Rangel[1]*, B. T. Terán-Torres[1], P. L. Valdez-Tamez[1], G. Castruita-Velázquez[1]
* Autor de Contato: jose.mendozarn@uanl.edu.mx
DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.548

Recepção: 16/07/2021 | Aceitação: 13/08/2021 | Publicação: 01/09/2021

RESUMO

Propõe-se a substituição parcial dos estribos por fibras de aço para melhorar a resistência ao cisalhamento das vigas. Como variáveis: relação (a/c) = 0,55 e 0,35 com (Vf) = 0, 0,3, 0,5, 0,7% e 0, 0,2, 0,4, 0,6% respectivamente e espaçamento de estribo. Os resultados mostraram que a resistência ao cisalhamento com reforço de estribos e fibras foi maior que a das vigas controle com estribos separados (d/2). A comparação entre os dados experimentais e os modelos de predição de resistência mostrou que o efeito da relação (a/c), (Vf), a contribuição do aço longitudinal e a presença de estribos está adequadamente previsto. Os modelos estudados previram, na maioria dos casos, valores conservadores para a resistência última ao cisalhamento experimental.

Palavras-chave: concreto reforçado com fibras, vigas, tensão de cisalhamento, modelo analítico, estribos, fibras de aço.

Citar como: Juárez-Alvarado, C. A., Mendoza-Rangel, J. M., Terán-Torres, B. T., Valdez-Tamez, P. L., Castruita-Velázquez, G. (2021), *"Comportamento teórico-experimental de fibras de aço em substituição parcial à armadura de cisalhamento em vigas de concreto armado"*, Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 31 – 49, DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.548

[1] Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería Civil, Av. Universidad S/N, Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México.

Contribuição de cada autor
Neste trabalho, o primeiro autor C.A. Juárez-Alvarado contribuiu com a ideia original e o planejamento da experimentação. AC Juárez-Alvarado, J.M. Mendoza-Rangel, B.T. Terán-Torres e P.L. Valdez-Tamez contribuiu na redação do trabalho, na configuração de tabelas e gráficos, bem como na discussão dos resultados em 25% cada. G. Castruita-Velázquez desenvolveu a experimentação e coleta de dados.

Licença Creative Commons
Copyright (2021) é propriedade dos autores. Este trabalho é um artigo de acesso aberto publicado sob os termos e condições de uma Licença Internacional Creative Commons Atribuição 4.0 (CC BY 4.0).

Discussões e correções pós-publicação
Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2022, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2022.

© 2021 ALCONPAT Internacional

Theoretical-experimental behavior of steel fibers as a partial replacement for shear reinforcement in reinforced concrete beams.

ABSTRACT

It is proposed to partially replace the stirrups with steel fibers and thus improve the shear strength concrete beams. As variables data: water/cement ratios (w/c) = 0.55 and 0.35, (Vf) 0, 0.3, 0.5, 0.7% and 0, 0.2, 0.4, 0.6% respectively, as well as the separation of the stirrups. The experimental results showed that the shear strength of the fiber-reinforced and stirrups, was greater than the strength of the control beams with only stirrups at a separation of d/2. From the comparison between the experimental data and the mathematical models, it was found that both models adequately predict the effect of the w/c ratio, (Vf), the contribution of longitudinal steel and the presence of stirrups in the ultimate strength to shear. The proposed models predicted in most cases conservative values with respect to the ultimate shear strength.

Keywords: fiber reinforced concrete, beams, shear strength, analytical model, stirrups, steel fibers.

Comportamiento teórico-experimental de fibras de acero como reemplazo parcial del refuerzo a cortante en vigas de concreto reforzado

RESUMEN

Se propone sustituir parcialmente estribos por fibras de acero para mejorar la resistencia a cortante de vigas. Como variables: relación (a/c) =0.55 y 0.35 con (Vf) =0, 0.3, 0.5, 0.7% y 0, 0.2, 0.4, 0.6% respectivamente, y separación de estribos. Los resultados mostraron que la resistencia a cortante con refuerzo de estribos y fibras, fue mayor que la de las vigas control con estribos separados (d/2). La comparativa entre los datos experimentales y modelos de predicción de resistencia, mostró que se predice adecuadamente el efecto de la relación (a/c), (Vf), la aportación del acero longitudinal y la presencia de estribos. Los modelos estudiados predijeron en la mayoría de los casos valores conservadores para la resistencia ultima experimental a cortante.

Palabras clave: concreto fibroreforzado, vigas, esfuerzo a cortante, modelo analítico, estribos, fibras de acero.

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

Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado.

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

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

1. INTRODUÇÃO

Na maioria das estruturas de concreto armado, geralmente são utilizados vergalhões nervurados que são instalados nas áreas sujeitas à tração dos elementos estruturais para resistir às tensões normais causadas pela força cortante e pelo momento fletor (V, M). No entanto, quando as forças excedem as tensões permitidas, as fissuras de tensão diagonais aparecem com uma orientação inclinada devido ao efeito de cisalhamento. Caso o concreto não seja capaz de resistir a essas ações, é projetada armadura transversal para reduzir a fissuração advindo dos esforços de cisalhamento (Khuntia et al, 2001).

As falhas apresentadas nos elementos estruturais são de grande interesse pelo perigo que representam para os usuários finais, sendo que uma das falhas que requer maior atenção é a provocada pelo cisalhamento de tensão diagonal, por se apresentar de forma frágil, ou seja, não há aviso prévio do colapso. Essas falhas podem ser causadas por eventos externos à estrutura, como terremotos e impactos devido a cargas acidentais.

Para neutralizar esse tipo de falha, as estruturas são reforçadas com barras transversais (estribos) que, dependendo das cargas a que a estrutura será submetida, podem aglomerar-se em uma área, impedindo a passagem livre do concreto entre o aço, causando segregação e fragilidade nessa área da estrutura. Uma alternativa para resolver este problema é a utilização de fibras de aço que proporcionam superior resistência à flexão, resistência ao impacto, resistência à fissuração e baixa permeabilidade (Shin et al, 1994). O uso de fibras de aço vem da ideia básica de fortalecer a matriz do concreto contra essas tensões de tração. A distribuição das fibras em conjunto com o concreto leva a um melhor desempenho, pois a fragilidade do elemento é reduzida. Como consequência do uso da fibra de aço, o composto tem maior tenacidade, uma vez que estas podem absorver energia antes de atingir o colapso do elemento. A adição de fibras de aço ao concreto ajuda a tornar dúctil sua característica frágil. Isso ocorre desde que as fibras sejam uniformemente distribuídas e orientadas aleatoriamente em todas as direções na massa de concreto (Ashour et al, 1992).

Em geral, os elementos de concreto armado são projetados para resistir a cargas externas que produzem tensões e deformações de diferentes tipos, esses projetos são geralmente baseados em normas técnicas e literatura técnica que apresentam procedimentos de dimensionamento e reforço bem definidos para os elementos estruturais. A experiência tem mostrado que esses procedimentos têm sido adequados para a maioria das estruturas. Porém, quando a armadura de concreto é diferente da armadura de aço convencional, esses procedimentos e teorias devem considerar a contribuição dessa armadura adicional. A maior parte da literatura técnica raramente apresenta procedimentos de projeto para estruturas de concreto armadas com fibras de aço, e deveriam considerar que há pesquisas suficientes que permitem entender que as fibras de aço proporcionam ductilidade e aumentam a resistência mecânica à tração do concreto (Juárez, et. al., 2007). Portanto, considerando a principal contribuição que as fibras de aço têm, é conveniente orientar os estudos para o comportamento sob tensão de cisalhamento em vigas de concreto reforçado com fibras; essa tensão também é conhecida como esforço de tensão diagonal na área dos apoios. (Park, et al., 1990).

A tensão de cisalhamento pode acarretar uma ruptura repentina se a armadura transversal no concreto (estribos) não for suficiente, e geralmente se apresenta com uma carga menor que a carga de ruptura por flexão. Portanto, no caso de utilizar fibras de aço como alternativa à armadura de cisalhamento que evita a ruptura por fragilidade e aumenta sua resistência última, será pertinente apresentar procedimentos teóricos para prever esta resistência e ao fazer uma comparação com dados experimentais permitirá saber a contribuição de fibras e uma possível assistência de projeto confiável. Existem vários estudos que levam em consideração essa contribuição das fibras de aço. Jun et al. (2018) constataram que a fibra e o estribo aumentam a rigidez, ao reduzirem a deflexão antes da carga final, porém, o efeito da fibra diminui com o aumento da quantidade do estribo. Além disso, descobriu-se que a fibra reduzia a deformação do estribo e as rachaduras diagonais,

devido à formação de pontes entre rachaduras. Por outro lado, um dos estudos mais recentes de modelagem de cisalhamento foi realizado por (Mari Bernat et. Al. 2020) que propõe um modelo de multi ações que se baseia no estabelecimento de equações de equilíbrio que incorporam os mecanismos de resistência ao cisalhamento proporcionados pelas fibras em vigas de concreto sem estribos.

Levando em consideração o exposto, nesta pesquisa propõe-se fornecer uma solução viável e prática para este problema, com um reforço da matriz, com adição de fibra de aço na massa de concreto, e assim ser capaz de aumentar a separação de estribos e conseguir um melhor arranjo do concreto. Neste trabalho de pesquisa propõe-se substituir parcialmente os estribos por fibras de aço e assim melhorar ou manter a resistência mecânica ao cisalhamento por tensão diagonal das estruturas de concreto.

Os resultados obtidos experimentalmente mostraram que a resistência ao cisalhamento diagonal das vigas reforçadas com fibras, com estribos, é consideravelmente superior à força teórica estimada pelo código ACI-318. Adicionalmente, procedimentos teóricos de previsão da resistência ao cisalhamento foram avaliados em vigas de concreto reforçado com fibras, comparando dois modelos matemáticos obtidos na literatura (Swamy, et al., 1993 e Narayanan, et al., 1987) e os dados experimentais das 20 vigas testado para cisalhamento de tensão diagonal. Verificou-se que os dois modelos predizem adequadamente o efeito da relação a/c, o volume da fibra (Vf), a contribuição do aço longitudinal e a presença de estribos na resistência última ao cisalhamento. Os modelos de Swamy e Narayanan previram valores conservadores em relação à resistência última ao cisalhamento, aproximando-se do valor obtido pela resistência ao cisalhamento experimental.

2. METODOLOGIA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

Foi usado cimento Portland Tipo CPC 30R que está em conformidade com a norma NMX-C-414-ONNCCE-2017, agregado graúdo com um tamanho máximo de 12,7 mm e 4,75 mm para o agregado miúdo, que está em conformidade com a especificação ASTM C33-18, os agregados são calcários típicos da região de Monterrey com uma densidade relativa de 2,59 e 2,71 e uma porcentagem de absorção de 0,72 e 1,82 para agregados graúdos e miúdos, respectivamente. O aditivo utilizado foi o redutor de agua fluidificante à base de policarboxilato, com teor de líquido de 56%, massa de 44% e densidade de 1,11 g/cm^3. A armadura longitudinal foi de quatro barras Nº 5 (16 mm) fy = 420 MPa e fio-máquina Nº 2 (6,4 mm) foi usado para os estribos, fy = 280 MPa (ASTM A615-20). Foram utilizadas fibras de aço de 50 mm de comprimento e 1 mm de espessura em média, relação de aspecto de 50, fy = 1.152 MPa, do tipo “Deformed Slit Sheet” de acordo com ASTM A820-16.

2.2 Traços

As tabelas 1 e 2 mostram os diferentes traços de concreto estudados. Foram feitos oito traços, quatro para a relação a/c = 0,55 e outras quatro para a relação a/c = 0,35. Em ambos os casos, as variáveis foram: a porcentagem de fibras em volume por metro cúbico de concreto e a armadura de cisalhamento transversal com estribos fechados. As vigas foram fabricadas em duplicata para cada mistura e cada variável.

Tabela 1. Traços para a resistência de f´c = 25 MPa, em kg / m^3.

Materiais	**% de fibra de aço**			
	0,0	**0,3**	**0,5**	**0,7**
a/c = 0,55				
Água total	157	157	157	157
Cimento	280	280	280	280
A. Graúdo	792	782,6	766,9	770,1
A. Miúdo	1139	1124,8	1115,5	1106,1
Fibra	0	23,5	39,2	54,8
Aditivo	1,1	1,4	1,6	2,2
Ar %	2,5	2,5	2,5	2,5

Tabela 2. Traços para a resistência de f´c = 35 MPa, em kg / m3.

Materiais	**% de fibra de aço**			
	0.0	**0.2**	**0.4**	**0.6**
a/c = 0.35				
Água total	136	136	136	136
Cimento	380	380	380	380
A. Graúdo	761	753,9	748,5	742,2
A. Miúdo	1139	1128,4	1120,2	1110,8
Fibra	0	17,7	31,3	47
Aditivo	1,9	2,3	2,7	3,4
Ar %	2,5	2,5	2,5	2,5

Água total = água de reação + água de absorção + água do aditivo

2.3 Mistura, moldagem e cura

Os traços foram misturados em betoneira de mistura forçada com capacidade de 90 L. Os agregados miúdos e graúdos foram homogeneizados por um minuto com um terço da água de reação + água de absorção, em seguida o cimento, o aditivo e o restante da água de reação foram misturados por três minutos, deixados em repouso por três minutos, e então novamente misturados por dois minutos. As fibras foram adicionadas aleatoriamente durante o segundo período de mistura. Após a mistura, a consistência foi medida através do ensaio de abatimento e o teor de ar de acordo com as normas ASTM C143-20 e ASTM C231-17a respectivamente, apenas para os traços sem fibra. A resistência à compressão foi realizada por meio de ensaios de seis corpos de prova cilíndrico de concreto reforçado com fibras de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura fabricados para cada porcentagem de fibra, curados de forma padronizada de acordo com a norma ASTM C192-19 e testados aos 28 dias de acordo com ao método de ensaio ASTM C39-21. Juntamente, foi obtida a resistência à tensão de compressão diametral, utilizando seis corpos de prova cilíndricos de concreto reforçado com fibras de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura, curado aos 28 dias de idade e ensaiado de acordo com o método de ensaio ASTM C496-17. Por outro lado, o concreto das vigas foi despejado em fôrmas metálicas, compactando-se com vibrador elétrico interno que permitiu homogeneizar as fibras dentro da trama do concreto, sem observar aglomeração delas. Todas as vigas foram curadas com lâmina de água em sua superfície até os sete dias de moldagem, posteriormente foram curadas com membrana aquosa, formulada à base de resinas acrílicas até o momento dos testes.

2.4 Fabricação e ensaio de vigas de concreto reforçado com fibra

Foram feitas 20 vigas de concreto armado de 2000x150x250 mm, das quais 10 vigas foram moldadas com misturas de concreto com relação água/cimento (a/c) = 0,55, para obter uma resistência à compressão especificada de f´c = 25 MPa e as 10 vigas restantes foram moldadas com traços de concreto com relação a/c = 0,35 para uma resistência à compressão especificada de f´c = 35 MPa. As vigas foram fabricadas em duplicidade, para cada relação a/c, oito pares de vigas possuem estribos e dois pares de vigas não possuem estribos (ver tabela 3). Para avaliar o efeito das fibras como armadura de cisalhamento na matriz do concreto, foram adicionadas fibras de aço com 50 mm de comprimento e 1 mm de espessura em média. As vigas foram confeccionadas em duplicata, armadas com estribos fechados e com as seguintes porcentagens de fibra em relação ao volume total da mistura: 0% (controle), 0,3%, 0,5%, 0,7% para a relação a/c = 0,55. Da mesma forma, 0% (controle), 0,2%, 0,4%, 0,6% para a proporção a/c = 0,35. Para que haja um espaçamento igual do estribo em ambas as relações a/c, como pode ser visto na tabela 3, os percentuais de fibras devem ser diferentes, sendo menores para concretos com maior resistência à compressão. Adicionalmente, foram fabricados 2 pares de vigas sem estribos com os maiores percentuais de fibras de 0,7% e 0,6% para as relações a/c = 0,55 e 0,35 respectivamente. A disposição das armaduras transversais da viga e os pontos de aplicação das cargas durante o ensaio podem ser vistos na figura 1. A localização das cargas para os ensaios foi determinada seguindo os critérios utilizados por Park, et al., 1990 para definir a região de cisalhamento, que permitiu a produção de altas forças de cisalhamento de tração diagonal nas extremidades das vigas. Todas as vigas foram testadas quando tinham 28 dias de idade.

Tabela 3. Detalhe do reforço dos estribos e fibras das vigas.

a/c = 0.55	Espaçamento de estribos, mm	150	250	300	350	S/E
	Porcentagem de fibra, %	0.0	0.3	0.5	0.7	0.7
	No. de vigas	2	2	2	2	2
a/c= 0.35	Espaçamento de estribos, mm	150	250	300	350	S/E
	Porcentagem de fibra, %	0.0	0.2	0.4	0.6	0.6
	No. de vigas	2	2	2	2	2

* Nomenclatura: S/E = Sem estribos

Figura 1. Disposição geral do ensaio das vigas

A Tabela 4 estabelece a denominação utilizada para as 20 vigas fabricadas, bem como a quantidade e distribuição da armadura longitudinal e transversal para cisalhamento (estribos) e a porcentagem de fibras utilizadas.

Tabela 4. Identificação de vigas de concreto reforçado com fibra

Designação	Resistência do concreto f´c, MPa	Relação a/c	Armadura longitudinal Φ 16 mm	Armadura transversal Φ 6.4 mm	fibra de aço, %
Mva-N-1,0.0	25	0,55	4 Barras	12 estribos @ 150 mm	0,0
Mva-N-2,0.0					
Mva-N-3,0.3				8 estribos @ 250 mm	0,3
Mva-N-4,0.3					
Mva-N-5,0.5				8 estribos @ 300 mm	0,5
Mva-N-6,0.5					
Mva-N-7,0.7				6 estribos @ 350 mm	0,7
Mva-N-8,0.7					
Mvb-N-9,0.0	35	0,35		12 estribos @ 150 mm	0,0
Mvb-N-10,0.0					
Mvb-N-11,0.2				8 estribos @ 250 mm	0,2
Mvb-N-12,0.2					
Mvb-N-13,0.4				8 estribos @ 300 mm	0,4
Mvb-N-14,0.4					
Mvb-N-15,0.6				6 estribos @ 350 mm	0,6
Mvb-N-16,0.6					
Mva-N-17,0.7	25	0,55		Sem estribos	0,7
Mva-N-18,0.7					
Mvb-N-19,0.6	35	0,35		Sem estribos	0,6
Mvb-N-20,0.6					

Nomenclatura:
Mva: Viga com f´c = 25 MPa
Mvb: Viga com f´c = 35 MPa
N-1, 2...20: Numeração das vigas
0,0, 0,2, ... 0,7:% de fibra em relação ao volume de concreto

3. MÉTODO ANALÍTICO PARA CONCRETO SEM FIBRAS

3.1 Modelo proposto pelo Comitê 318 do Instituto Americano do Concreto (ACI 318-14)

A resistência nominal ao cisalhamento para qualquer seção de uma viga de concreto armado é obtida de acordo com a seguinte equação:

$$V_n = V_c + V_s \tag{1}$$

Para vigas submetidas apenas a cisalhamento de tração diagonal, a resistência ao cisalhamento fornecida pelo concreto é a seguinte:

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \tag{2}$$

$$V_c \leq \left(0.29\lambda\sqrt{f'_c}\right)b_w d \tag{3}$$

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1.0 \tag{4}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} \tag{5}$$

Além disso, a resistência ao cisalhamento fornecida pelos estribos é obtida da seguinte forma:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \tag{6}$$

Nomenclatura:

$b_w =$ Largura da alma(mm).
$d =$ Alcance efetivo da viga (mm).
$f'_c =$ Tensão de projeto na compressão especificada em 28 dias. (MPa).
$f_y =$ Tensão de escoamento do estribo (MPa).
$s =$ Espaçamento entre estribos (mm).
$A_s =$ Área de aço longitudinal (mm^2).
$A_v =$ Área dos estribos (mm^2).
$M_u =$ Momento (kN.mm).
$V_c =$ Resistência ao cisalhamento fornecida pelo concreto (kN).
$V_n =$ Resistência ao cisalhamento teórica nominal (kN).
$V_s =$ Resistência ao cisalhamento fornecida pelos estribos (kN).
$V_u =$ Força de cisalhamento (kN).
$\rho_w =$ Taxa de armadura longitudinal na alma.
$\lambda =$ Fator de densidade do concreto = 1,0 para concreto de peso normal.

4. MÉTODOS ANALÍTICOS CLÁSSICOS PARA CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

4.1 Modelo de Swamy (Swamy et al., 1974)

Este modelo caracteriza-se por ser um método simples e considera que em uma viga de concreto reforçado com fibras sem estribos. A determinação do cisalhamento último teórico pode ser realizada da seguinte forma:

$$V_u = \left(0.41\sigma_{ut}\right)bd \tag{13}$$

A abordagem do modelo Swamy foi desenvolvida para determinar a tensão última de tração do concreto reforçado com fibras na flexão, com a intenção de não ter que fazer tantos ensaios em laboratório para determinar o resultado, portanto o modelo se propõe a ser obtido com a seguinte

equação:

$$\sigma_{ut} = 0.97\sigma_m\left(1 - V_f\right) + 3.41V_f\left(\frac{L_f}{D_f}\right) \quad (14)$$

$$\sigma_m = 0.62\sqrt{f_{cm}} \quad (15)$$

No caso da existência de estribos na viga, a contribuição para a resistência última ao cisalhamento obtida a partir da equação (13) é calculada com a seguinte equação:

$$V_w = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)df_{ywm} \quad (16)$$

Nomenclatura:

$b =$ Largura da viga (mm).

$d =$ Linha neutra efetiva da viga (mm).

$f_{cm} =$ Resistência a compressão do concreto reforçado com fibras (MPa).

$f_{ywm} =$ Tensão nos estribos (MPa).

$s =$ Espaçamento entre estribos (mm).

$A_{sw} =$ Área dos estribos (mm^2).

$D_f =$ Diâmetro da fibra (mm).

$L_f =$ Comprimento da fibra (mm).

$V_f =$ Fração de volume de fibra.

$V_w =$ Resistência ao cisalhamento fornecida pelos estribos (kN).

$V_u =$ Resistência última ao cisalhamento teórico (kN).

$\sigma_m =$ Resistência à tração do concreto reforçado com fibra (MPa).

$\sigma_{ut} =$ Tensão última de tração do concreto reforçado com fibra sujeito a flexão (MPa).

4.2 Modelo de Narayanan (Narayanan et al., 1987)

Este modelo considera três termos para o cálculo da resistência última ao cisalhamento teórico, o primeiro termo leva em consideração a contribuição da fibra de reforço ao concreto, o segundo termo considerará a ação do "segmento" que fornece a armadura longitudinal e, finalmente, o último termo propõe a contribuição da resistência à extração das fibras na fissuração diagonal. Desta forma, o modelo proposto é o seguinte:

$$V_u = e\left[A'f_{spfc} + B'\rho\frac{d}{a}\right] + V_b \quad (17)$$

$$e = 1.0 \quad \text{quando} \quad \frac{a}{d} > 2.8 \quad (18)$$

$$e = 2.8\frac{d}{a} \quad \text{quando} \quad \frac{a}{d} \leq 2.8 \tag{19}$$

$$f_{spfc} = \frac{f_{cuf}}{A} + B + C\sqrt{F} \tag{20}$$

$$A = 20 - \sqrt{F} \tag{21}$$

Os fatores identificados que influenciam a resistência do concreto reforçado com fibras são a fração volumétrica da fibra, a relação de aspecto e a interface que existe entre a fibra e a matriz. A seguinte equação considera esses três fatores:

$$F = \left(\frac{L}{D}\right)\rho_f d_f \tag{22}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \tag{23}$$

$$V_b = 0.41(\tau)F \tag{24}$$

Nomenclatura:

a = Região de cisalhamento (mm).

b = Largura da viga (mm).

d = Linha neutra da viga (mm).

d_f = Fator de aderência de acordo com o tipo de fibra = 0,5 circular; 0,75 ondulado; 1 serrilhado.

e = Fator adimensional que leva em consideração a ação do efeito de arco.

f_{cuf} = Resistência à compressão de concreto reforçado com fibra (MPa).

f_{spfc} = Resistência à tração diametral de concreto reforçado com fibra (MPa).

A = Constante adimensional.

A' = Constante adimensional = 0.24

A_s = Área de armadura longitudinal (mm^2).

B = Constante = 0.7 MPa

B' = Constante = 80 MPa

C = Constante = 1 MPa

F = Fator de fibra.

V_b = Força de arrancamento da fibra na rachadura (kN).

V_u = Resistência última ao cisalhamento teórico (kN).

ρ_f = Fração de volume de fibra.

ρ = Relação de armadura longitudinal.

τ = Força última de adesão = 4.15 MPa

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Estimativa de resistência última usando modelos analíticos

A Tabela 5 mostra os resultados da resistência nominal ao cisalhamento (Vn) obtida pelo modelo ACI 318-14 com as equações (1), (2) e (6). A resistência Vn é utilizada no dimensionamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado e inclui a resistência proporcionada pelo concreto, pela armadura longitudinal e pelos estribos. Este modelo não considera a contribuição das fibras como reforço no concreto.

Tabela 5. Resistência nominal ao cisalhamento em vigas de concreto sem fibras com estribos equação (1) e sem estribos equação (2), para as duas relações a/c

Relação a/c	f´c MPa	Vc (ec. 2) kN	fy MPa	Vs kN	Vn (ec.1) kN
0,55	25	39,5	280	25,8	65,3
0,35	35	44,2	280	25,8	70,0

Existem estudos anteriores que propõem modelos analíticos baseados em resultados experimentais (Dinh et al., 2010, Aoude et al., 2012), e outros que analisam dados experimentais de várias fontes e utilizam um número significativo de modelos analíticos para fazer comparações, (Haisam, 2011). O objetivo deste estudo foi produzir uma experimentação científica própria que valide os modelos analíticos selecionados que são considerados clássicos na literatura, pois têm sido a base de tantos outros e que o mérito destes últimos reside apenas na personalização de alguma variável, sem ser uma modificação substancial do modelo original.

A Tabela 6 mostra os resultados experimentais das resistências à compressão e à tração de corpos de prova reforçados com fibras, que foram usados pelos modelos analíticos para a previsão da resistência última ao cisalhamento teórico. A resistência à compressão foi considerada como f_{cuf} para o modelo de Narayanan. Da mesma forma, a resistência à tração foi considerada como f_{spfc} para o modelo de Narayanan. Esses valores foram obtidos de forma padronizada conforme indicado anteriormente, portanto, alcançá-los não representa uma dificuldade significativa para a aplicação dos modelos estudados.

Tabela 6. Resistência à compressão e à tração de diferentes corpos de prova de concreto reforçado com fibra aos 28 dias de idade

Designação	Resistência à compressão MPa	Resistência à tração MPa	Designação	Resistência à compressão MPa	Resistência à tração MPa
Mva-N-1,0.0	28.5	2.5	Mvb-N-9,0.0	44.9	3.4
Mva-N-2,0.0	31.2	2.7	Mvb-N-10,0.0	46.4	3.8
Mva-N-3,0.3	29.5	3.2	Mvb-N-11,0.2	50.1	3.8
Mva-N-4,0.3	29.6	2.5	Mvb-N-12,0.2	37.2	3.4
Mva-N-5,0.5	30.2	3.2	Mvb-N-13,0.4	45.8	3.5
Mva-N-6,0.5	31.9	3.4	Mvb-N-14,0.4	51.7	3.7
Mva-N-7,0.7	31.5	3.2	Mvb-N-15,0.6	48.2	4.2
Mva-N-8,0.7	32.7	3.6	Mvb-N-16,0.6	46.1	3.9

A Tabela 7 mostra os resultados obtidos a partir dos modelos analíticos selecionados para determinar a resistência última ao cisalhamento teórico.

Tabela 7. Resistência última ao cisalhamento teórico de vigas reforçadas com fibra para ambas as relações a/c.

Designação	Modelo de Swamy kN	Modelo de Narayanan kN	Designação	Modelo de Swamy kN	Modelo de Narayanan kN
Mva-N-1,0.0	-	-	Mvb-N-11,0.2	75,0	76,5
Mva-N-2,0.0	-	-	Mvb-N-12,0.2	75,0	76,5
Mva-N-3,0.3	68,2	70,6	Mvb-N-13,0.4	72,9	75,5
Mva-N-4,0.3	68,2	70,6	Mvb-N-14,0.4	72,9	75,5
Mva-N-5,0.5	66,1	69,9	Mvb-N-15,0.6	71,4	76,6
Mva-N-6,0.5	66,1	69,9	Mvb-N-16,0.6	71,4	76,6
Mva-N-7,0.7	64,7	69,9	Mva-N-17,0.7	53,6	58,9
Mva-N-8,0.7	64,7	69,9	Mva-N-18,0.7	53,6	58,9
Mvb-N-9,0.0	-	-	Mvb-N-19,0.6	60,4	64,6
Mvb-N-10,0.0	-	-	Mvb-N-20,0.6	60,4	64,6

5.2 Efeito do reforço de fibra em vigas de concreto armado em relação aos modelos teóricos. A Tabela 8 mostra os resultados da resistência experimental ao cisalhamento das vigas de concreto reforçado com fibras com e sem estribos, as médias são obtidas para cada par de vigas ensaiadas em laboratório.

Tabela 8. Resistência experimental ao cisalhamento em vigas de concreto reforçado com fibras, para as duas relações a/c

Designação	Vu_{exp} kN	Média kN	Designação	Vu_{exp} kN	Média kN
Mva-N-1,0.0	68,9	67,3	Mvb-N-11,0.2	74,5	74,7
Mva-N-2,0.0	65,6		Mvb-N-12,0.2	74,9	
Mva-N-3,0.3	75,9	76,1	Mvb-N-13,0.4	80,6	80,9
Mva-N-4,0.3	76,2		Mvb-N-14,0.4	81,2	
Mva-N-5,0.5	83,0	84,4	Mvb-N-15,0.6	87,2	83,2
Mva-N-6,0.5	85,7		Mvb-N-16,0.6	79,1	
Mva-N-7,0.7	83,6	86,7	Mva-N-17,0.7	52,8	56,9
Mva-N-8,0.7	89,7		Mva-N-18,0.7	60,9	
Mvb-N-9,0.0	68,6	69,1	Mvb-N-19,0.6	53,4	51,5
Mvb-N-10,0.0	69,6		Mvb-N-20,0.6	49,6	

O efeito sobre a resistência última ao cisalhamento proporcionada pelo reforço com as fibras de aço fica evidente ao se comparar as tabelas 5, 7 e 8, porém, é conveniente fazer uma relação direta entre a resistência obtida experimentalmente e a resistência analítica. Na figura 2a esses valores são apresentados graficamente, os quais foram obtidos dividindo-se a coluna 3 da tabela 8 pela resistência nominal ao cisalhamento (equação 1) para a relação a/c = 0,55 e a figura 2b mostra os valores que foram obtidos por dividindo a coluna 6 da tabela 8 pela resistência nominal ao cisalhamento (equação 1) para a relação a/c = 0,35.

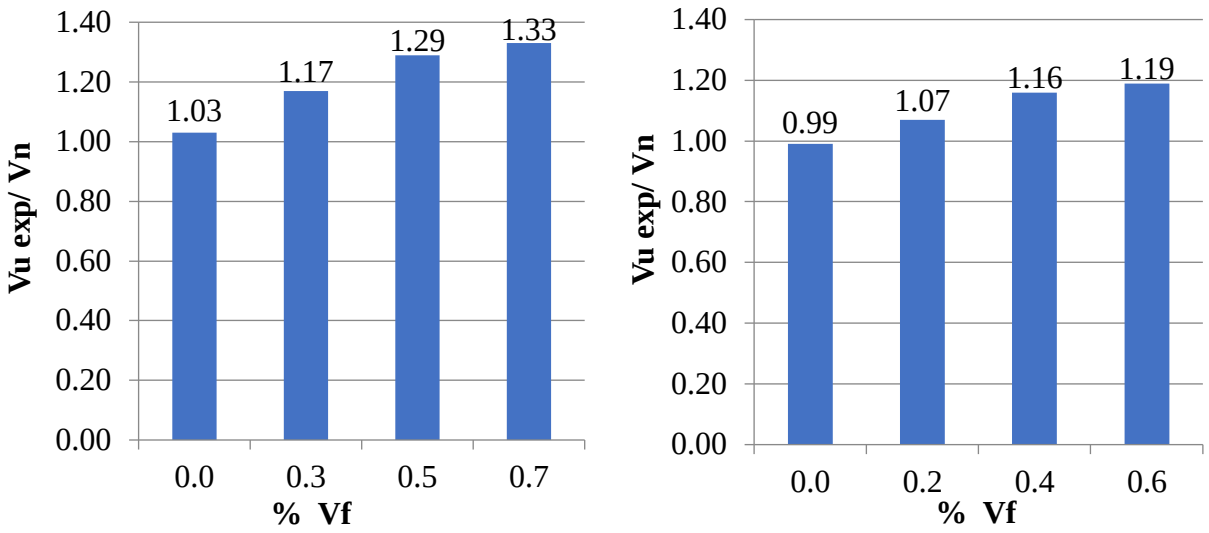


Figura 2. Contribuição do reforço de fibra comparando a resistência ao cisalhamento experimental de vigas de concreto reforçado com fibra com estribos obtidos na tabela 8 vs a resistência ao cisalhamento nominal obtida na tabela 5. (a) Relação a/c = 0,55. (b) Relação a/c = 0,35.

Para vigas com relação a/c = 0,55, a fibra aumenta em até 33% da resistência ao cisalhamento em comparação com a resistência nominal para Vf = 0,7%. No caso das vigas com relação a/c = 0,35, a contribuição das fibras é apenas 19% menos significativa para Vf = 0,6%. Este comportamento apresentado nos dois tipos de vigas pode ser devido ao fato de as fibras permitirem reduzir a largura das fissuras devido à tensão diagonal, promovendo uma redistribuição das tensões nos pilares, tornando-os mais eficientes.

A eficácia do reforço de fibra combinada com o uso de estribos já foi relatada, encontrando uma melhora na resistência última ao cisalhamento e na ductilidade (Sarhat et al., 2006). O uso de Vf de 0,5 e 1,5% foi mais eficaz do que aumentar a relação a/c. A Tabela 8 mostra ainda que as vigas com relação a/c = 0,55 para todos os volumes de fibra atingem uma resistência ao cisalhamento experimental maior do que as vigas de controle com a/c = 0,35, mesmo quando estas últimas têm a/c maior. Isso nos permite supor que para grandes volumes de fibra (> 0,5%), a relação a/c não parece ter um efeito significativo.

A Tabela 9 mostra os resultados experimentais da resistência última ao cisalhamento em comparação com os resultados teóricos obtidos a partir dos três modelos analíticos estudados. O efeito da relação a/c das vigas pode ser observado tanto para os resultados experimentais quanto teóricos, uma vez que a resistência ao cisalhamento aumenta em uma relação a/c menor. O melhor comportamento produzido pela combinação de estribos e fibras de aço em relação às vigas reforçadas com fibras sem estribos também é evidenciado por modelos analíticos.

A Tabela 9 mostra uma relação entre o valor experimental e o valor teórico para identificar o quanto a resistência última ao cisalhamento é superestimada. Os modelos analíticos de Swamy e Narayanan preveem valores em sua maioria maiores que a unidade, ou seja, subestimam os valores experimentais, sendo estes conservadores. Os três modelos apresentam valores semelhantes aos experimentais para ambas as relações a/c e para vigas reforçadas com fibras com estribos, porém, para as vigas sem estribos (17,18,19 e 20) a resistência ao cisalhamento é superestimada em todas para a relação a/c = 0,35. Da mesma forma, o efeito do volume da fibra também é modelado adequadamente, uma vez que registra o aumento na resistência última ao cisalhamento experimental à medida que aumenta o Vf fibra.

Os critérios conceituais com os quais os três modelos foram estabelecidos explicam a diferença em sua previsão dos valores experimentais, enquanto o modelo ACI tenta considerar as contribuições para a resistência última ao cisalhamento do concreto, das fibras e dos estribos caso os possuam, e até mesmo o efeito da força de arco. O modelo Swamy consideravelmente mais simples fornece valores mais conservadores do que os experimentais, e apenas o modelo de Narayanan considera a resistência à tração do concreto. Os dois últimos modelos consideram o efeito da relação de aspecto da fibra e a variação do Vf. Vale ressaltar que os modelos analíticos estudados não fornecem dados sobre os padrões de ductilidade e fissuração de vigas de concreto reforçado com fibras.

Tabela 9. Relação da resistência ao cisalhamento experimental entre a resistência ao cisalhamento analítica obtida de cada modelo

Designação	Vu_{exp} **kN**	Vn_{ACI} **kN**	$\frac{Vu_{exp}}{Vu_{ACI}}$	Vu_{Swamy} **kN**	$\frac{Vu_{exp}}{Vu_{Swamy}}$	$Vu_{Narayanan}$ **kN**	$\frac{Vu_{exp}}{Vu_{Narayanan}}$
Mva-N-1,0.0	68,9	65,3	1,06				
Mva-N-2,0.0	65,6	65,3	1,00				
Mva-N-3,0.3	75,9			68,2	1,11	70,6	1,08
Mva-N-4,0.3	76,2			68,2	1,12	70,6	1,08
Mva-N-5,0.5	83,0			66,1	1,26	69,9	1,19
Mva-N-6,0.5	85,7			66,1	1,29	69,9	1,23
Mva-N-7,0.7	83,6			64,7	1,29	69,9	1,19
Mva-N-8,0.7	89,7			64,7	1,39	69,9	1,28
Mva-N-17,0.7	52,8			53,6	0,98	58,9	0,89
Mva-N-18,0.7	60,9			53,6	1,14	58,9	1,03
Mvb-N-9,0.0	68,6	70,0	0,98				
Mvb-N-10,0.0	69,6	70,0	0,99				
Mvb-N-11,0.2	74,5			75,0	0,99	76,5	0,97
Mvb-N-12,0.2	74,9			75,0	1,00	76,5	0,98
Mvb-N-13,0.4	80,6			72,9	1,11	75,5	1,07
Mvb-N-14,0.4	81,2			72,9	1,11	75,5	1,08
Mvb-N-15,0.6	87,2			71,4	1,22	76,6	1,14
Mvb-N-16,0.6	79,1			71,4	1,11	76,6	1,03
Mvb-N-19,0.6	53,4			60,4	0,88	64,6	0,83
Mvb-N-20,0.6	49,6			60,4	0,82	64,6	0,78

Da mesma forma, na tabela 9 pode-se observar que, analisando os resultados para as vigas sem estribos, o modelo de Narayanan superestima os valores e o modelo de Swamy faz o mesmo, mas está mais próximo da unidade.

O comportamento gráfico do anteriormente discutido é apresentado na figura 3, onde pode ser observada uma relação entre os resultados da resistência última ao cisalhamento experimental e os resultados dos modelos analíticos. Observa-se que a previsão dos valores obtidos nos modelos que se aproximam da diagonal é igual ao experimental, caso contrário, todos os valores abaixo desta diagonal são pouco conservadores. É o caso de alguns pontos do modelo de Narayanan que apresentam menor grau de aproximação em relação aos demais modelos analíticos propostos por Swamy e ACI. A maioria dos pontos plotados dos três modelos mostra similaridade em seus resultados e são considerados conservadores por estarem na diagonal.

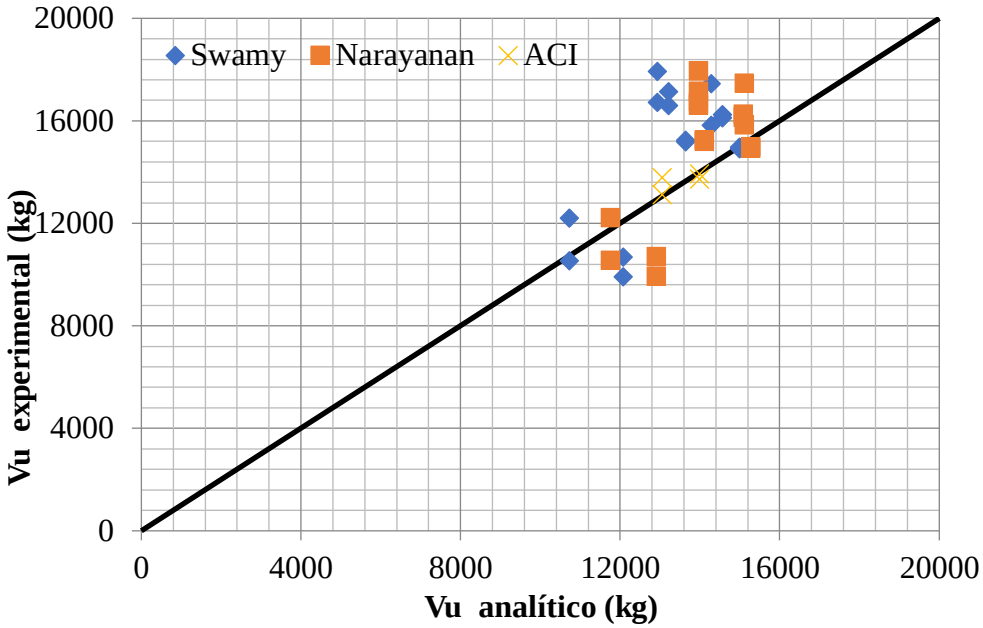
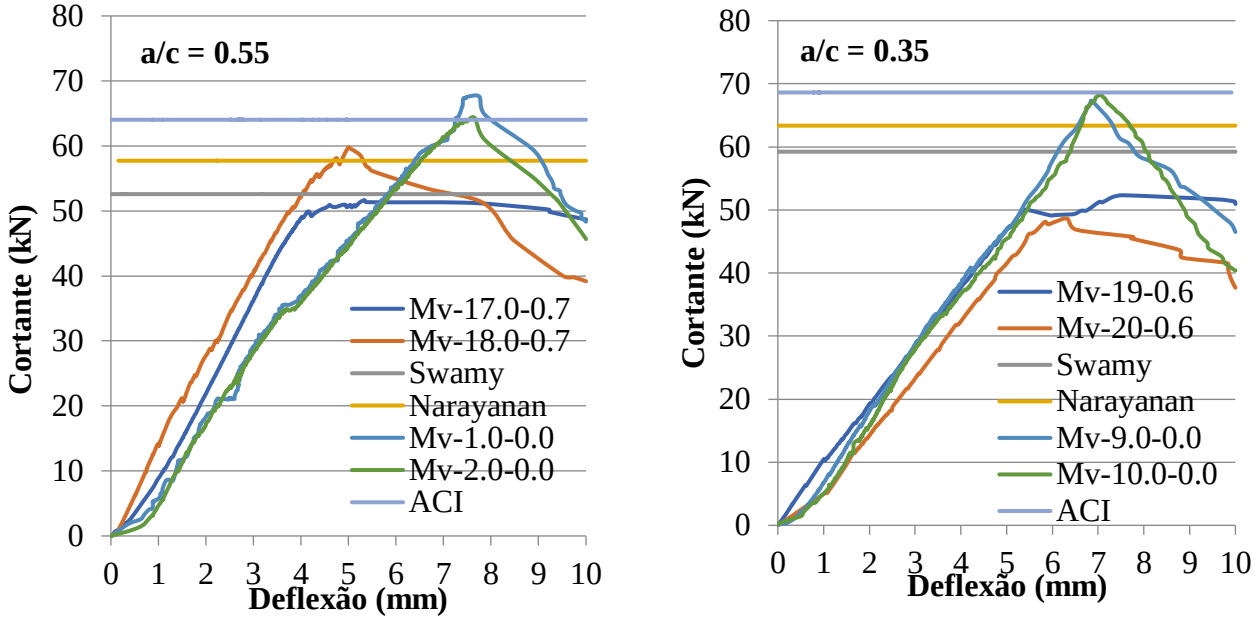


Figura 3. Resistência experimental ao cisalhamento vs resistência última ao cisalhamento obtida pelos três modelos analíticos propostos, para vigas reforçadas com fibras com ambas as relações a/c, com estribos e sem estribos.

5.3 Efeito da ação combinada de reforço com fibras de aço e estribos.

A Figura 5 mostra os resultados da resistência ao cisalhamento experimental das vigas de concreto reforçado com fibras sem estribos, mas com maior teor de fibra, e são comparados com as vigas de controle e os valores limites dos três modelos estudados.



(a) (b)

Figura 5. Comportamento de vigas reforçadas com fibra sem estribos em comparação com vigas de controle. (a) Relação a/c = 0,55. (b) Relação a/c = 0,35.

Na figura 5 pode-se observar que para ambas as relações a/c a contribuição do teor máximo de fibra para a resistência ao cisalhamento experimental das vigas sem estribos (17, 18, 19 e 20) não

foi suficiente para pelo menos igualar a resistência experimental das vigas de controle (1,2,9 e 10) que não possuem fibra, mas que possuem o maior número de estribos. Mesmo que apenas as vigas para a relação a/c = 0,55 atinjam a resistência teórica prevista pelos modelos, não sendo o caso das vigas com relação a/c = 0,35, isso pode ser devido ao fato de terem menos Vf e que o aumento da resistência do concreto não foi suficiente, porém, pode-se observar que o comportamento pós-fissuração nas vigas reforçadas apenas com fibras teve menor redução na resistência ao cisalhamento do que nas vigas apenas com estribos, isso se deve à adesão da fibra que permite a transferência de esforços. Os feixes de controle apresentam comportamento adequado e atingem o valor previsto pelo ACI.

Ao contrário, pode-se observar na figura 6 onde as vigas reforçadas com fibras com Vf máximo e com menor quantidade de estribos apresentaram maior resistência ao cisalhamento que as vigas de controle, mesmo ultrapassando significativamente os valores limites dos modelos. A contribuição das fibras em combinação com a metade da área da seção transversal de aço que as vigas de controle aumentaram a resistência última ao cisalhamento em relação à resistência nominal teórica e acabou sendo consideravelmente maior em comparação com os resultados obtidos para o controle vigas com maior número de estribos.

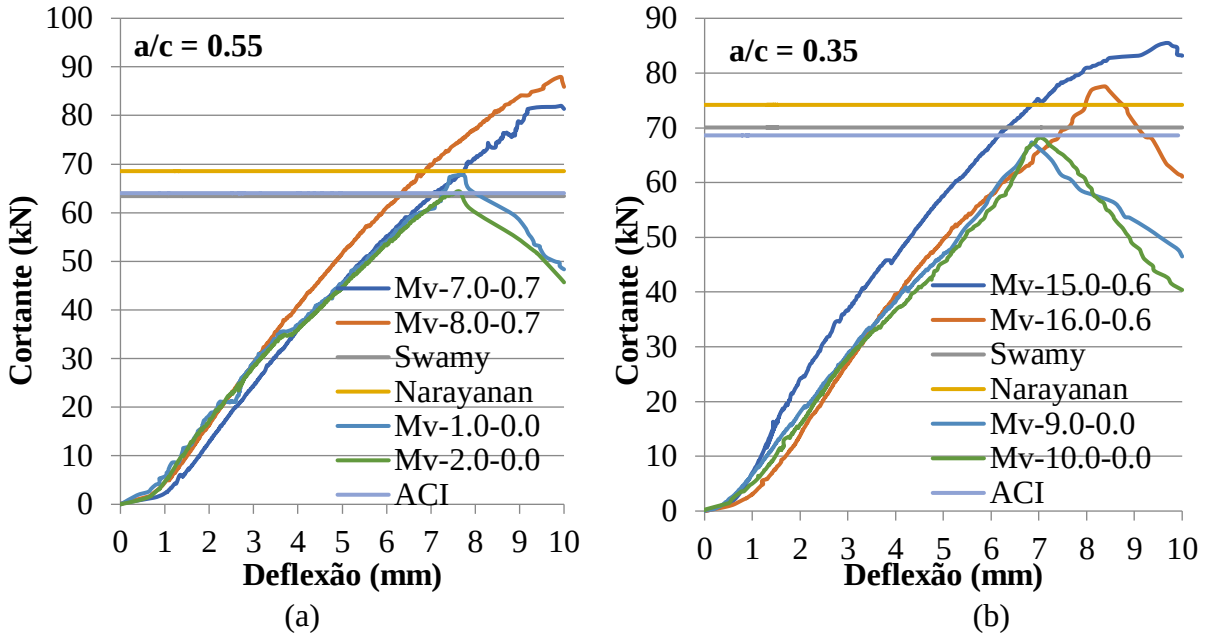


Figura 6. Comportamento de vigas reforçadas com fibras com o mínimo de estribos em relação às vigas de controle. (a) Relação a/c = 0,55. (b) Relação a/c = 0,35.

Do ponto de vista do comportamento estrutural do concreto armado, a presença de fibras de aço como reforço adicional para vigas com estribos, permite aumentar significativamente a resistência última ao cisalhamento, justificando-se a utilização de modelos analíticos que permitam predizer, com certeza, uma resistência teórica ao cisalhamento associada àquela obtida experimentalmente, e que é um auxílio de projeto para este tipo de elementos estruturais.

A presente pesquisa teve como objetivo mostrar que a resistência última ao cisalhamento aumenta substancialmente com o uso de fibras de aço e que, conhecendo modelos analíticos de simples aplicação, podem se tornar uma ferramenta útil para a análise e dimensionamento de vigas de concreto reforçado com fibras com estribos. e sem estribos. Nesta perspectiva, as conclusões que se aplicam de acordo com os resultados obtidos são apresentadas a seguir.

6. CONCLUSÕES

1. O uso de fibras de aço não produz diminuição da resistência à compressão e à tração do concreto reforçado com fibras para as duas relações a/c, pelo contrário, ambas as resistências são aumentadas.
2. É aconselhável utilizar resultados experimentais de resistência à compressão e à tração obtidos em corpos de prova de concreto reforçado com fibras, que permitirão aos modelos analíticos uma previsão adequada da resistência última teórica ao cisalhamento.
3. Os modelos analíticos do ACI, Swamy e Narayanan previram valores conservadores em relação à resistência última ao cisalhamento, aproximando-se ou sendo inferior à resistência ao cisalhamento experimental, o que nos permite supor que podem ser usados conservadoramente para a análise e projeto de vigas de concreto reforçado com fibras e com estribos.
4. A utilização de Vf de 0,3, 0,5 e 0,7 em vigas reforçadas com fibras com relação a/c = 0,55 com estribos resultou em uma maior resistência experimental ao cisalhamento do que a observada para a relação a/c em 0,35.
5. Vigas de concreto reforçado com fibras sem estribos com Vf de 0,6 e 0,7% apresentam menor resistência última ao cisalhamento em relação às vigas de controle para ambas as relações a/c. Além disso, essa resistência última também é menor do que a prevista pelos três modelos analíticos.
6. As fibras de aço como reforço adicional em combinação com uma quantidade mínima de estribos permitem aumentar substancialmente a resistência última ao cisalhamento de tração diagonal e o comportamento dúctil em vigas de concreto reforçado com fibras.
7. O reforço apenas com fibras de aço não pode substituir totalmente o aço da armadura transversal, mas apresentou melhor comportamento pós-fissuração por apresentar menor redução na resistência ao cisalhamento do que as vigas apenas com estribos, devido à aderência matriz-fibra.

7. AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), pelo apoio financeiro para a bolsa para aluno de Mestrado. Além disso, agradecemos às autoridades do Instituto de Engenharia Civil "Dr. Raymundo Rivera Villarreal" da Faculdade de Engenharia Civil da UANL, pelo apoio na utilização das infraestruturas necessárias à realização dos ensaios experimentais.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

ACI 318S-14, (2014), *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios*, Instituto Americano del Concreto, ACI.

Ashour, S. A., Hasanain, G. S., Wafa, F. F. (1992), *Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams*, ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 2, March-April, pp. 176 – 184.

Aoude, H., Belghiti, M., Cook, W. D., Mitchell, D. (2012), *Response of steel fiber-reinforced concrete beams with and without stirrups*, ACI Structural Journal, Vol. 109, No. 3, pp. 359-367.

ASTM International. (2018). *ASTM C33 / C33M-18, Standard Specification for Concrete Aggregates*. Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials. https://doi.org/10.1520/C0033_C0033M-18

ASTM International. (2020). *ASTM A615 / A615M-20, Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement*. West Conshohocken, PA. https://doi.org/10.1520/A0615_A0615M-20

ASTM International. (2016). *ASTM A820 / A820M-16, Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete.* West Conshohocken, PA. https://doi.org/10.1520/A0820_A0820M-16
ASTM International. (2020). *ASTM C143 / C143M-20, Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete.* West Conshohocken, PA. https://doi.org/10.1520/C0143_C0143M-20
ASTM International. (2019). *ASTM C192 / C192M-19, Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*, Annual Book of ASTM Standards, American Society of Testing Materials. https://doi.org/10.1520/C0192_C0192M-19
ASTM International. (2021). *ASTM C39 / C39M-21, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. West Conshohocken, PA. https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-21
ASTM International. (2017). *ASTM C496 / C496M-17, Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens.* West Conshohocken, PA. https://doi.org/10.1520/C0496_C0496M-17
ASTM International. (2017a). *ASTM C231 / C231M-17a, Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method.* West Conshohocken, PA. https://doi.org/10.1520/C0231_C0231M-17A
Dinh, H. H., Parra-Montesinos, G. J., Wight, J. K. (2010), *Shear behavior of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrup reinforcement*, ACI Structural Journal, Vol. 107, No. 5, pp. 597-606.
Dupont, D., Vandewalle, L. (2003), *Shear Capacity of Concrete Beams Containing Longitudinal Reinforcement and Steel Fibers*, ACI Structural Journal, Vol. 216, pp. 79 – 94.
Haisam, E. Y. (2011), *Shear Stress Prediction: Steel Fiber - Reinforced Concrete Beams without Stirrups*, ACI Structural Journal, Vol. 108, No. 3, May-June, pp. 304 – 314.
Juarez, C., Valdez, P., Durán, A., Sobolev, K. (2007), *The diagonal tension behavior of fiber reinforced concrete beams*, Cement & Concrete Composites, 29(5):402-408. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.12.009
Jun Z., Jingchao L., Liusheng C. and Fuqiang S. (2018), *Experimental Study on Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams with High-Strength Reinforcement*. Materials, 11 (9), 1682, pp. 1-19. https://doi.org/10.3390/ma11091682
Khuntia, M., Stojadinovic, B. (2001), *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement*, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 5, September-October, pp. 648 – 656.
Marì Bernat, A., Spinella, N., Recupero, A. (2020), *Mechanical model for the shear strength of steel fiber reinforced concrete (SFRC) beams without stirrups*. Materials and Structures. 53(28). https://doi.org/10.1617/s11527-020-01461-4
Narayanan, R., Darwish, I. Y. S. (1987), *Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement*, ACI Structural Journal, 84 (3), May – June, pp. 216 – 226.
Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE) (2017). *NMX-C-414-ONNCCE: Industria de la Construcción – Cementos Hidráulicos - Especificaciones y Métodos de Prueba.* Norma Mexicana.
Park, P., Paulay, T. (1990), "*Estructuras de Concreto Reforzado"*, Editoriales Limusa y Noriega, Nueva Edición, pp. 288 – 294. https://www.u-cursos.cl/usuario/7ed3df485e955c4de1ffa12120d4bb52/mi_blog/r/estructuras_de_concreto_reforzado_-_r._park___t._paulay.pdf
Sarhat, S. R., Abdul-Ahad, R. B. (2006), *The Combined Use of Steel Fibers and Stirrups as Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams*, SP, American Concrete Institute, vol. 235, pp. 269 – 282.

Shin, S. W., Oh, J. G., Ghosh, S. K. (1994*), Shear Behavior of Laboratory-Sized High Strength Concrete Beams Reinforced with Bars and Steel Fibers*, American Concrete Institute, Volume 142. pp. 181-200.
Swamy, R. N., Bahía, H. M. (1985), *The Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement,* Concrete International, Design and Construction, Vol. 7, No. 3, March, pp. 35 – 40.
Swamy, R. N., Mangat, P. S., Rao, C. V. S. K. (1974), *The Mechanics of Fiber Reinforcement of Cement Matrices*, Symposium Paper, American Concrete Institute, 44, pp. 1 – 28.
Swamy, R. N., Narayan, J., Roy, Chiam, T. P. (1993), *Influence of Steel Fibers on the Shear Resistance of Lightweight Concrete I – Beams*, ACI Structural Journal, Vol.90, No. 1, January – February, pp. 103 – 114. https://doi.org/10.14359/4201

Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

Avaliação do efeito da argila residual de um processo de produção de poliol como substituto parcial do cimento em concreto armado

O. Troconis de Rincón[1]*, V. Millano[1], W. Suarez[1],
L. Navarro[1], A. de Turris[1], R. Amesty[1]
* Autor de Contato: oladistdr@gmail.com
DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.552

Recepção: 11/07/2021 | Aceitação: 21/08/2021 | Publicação: 01/09/2021

RESUMO

Neste trabalho foi avaliado o efeito da argila residual de um processo de produção de polióis, como substituto parcial do cimento em concreto armado, nas concentrações de 0%, 5% e 10%. As características físico-mecânicas do concreto e as características eletroquímicas do aço foram determinadas durante um período de 356 dias (ISO 11474), em corpos de prova de 15x10x5 cm, com duas barras de aço embutidas no concreto. Os resultados indicam que a resistência à compressão diminuiu proporcionalmente com o teor de argila; aumentando para os 90 dias de cura. No entanto, a sorção capilar do concreto diminuiu, o que permitiu ao aço em ambiente marinho manter seu estado passivo por mais tempo do que suas metas, para as relações a/c avaliadas (0,45 e 0,60).

Palavras-chave: corrosão em concreto armado; substituição do cimento; argila polióis; durabilidade.

Citar como: Troconis de Rincón, O., Millano, V., Suarez, W., Navarro, L., de Turris, A., Amesty, R. (2021), *"Avaliação do efeito da argila residual de um processo de produção de poliol como substituto parcial do cimento em concreto armado"*, Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 50 – 63, DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.552

[1] Centro de Estudios de Corrosión, Facultad de Ingeniería, Universidad del Zulia, Maracaibo, Venezuela.

Contribuição de cada autor

Neste trabalho, o autor Oladis Troconis de Rincon contribuiu com a geração do projeto, direcionamento da parte experimental e análise dos resultados. Escreveu o artigo final, 30%. Valentina Millano contribuiu para a geração do projeto, direcionamento dos alunos na parte experimental e análise dos resultados, 30%. Wilfredo Suarez contribuiu na realização da parte experimental, correspondendo aos objetivos de sua tese de pós-graduação, Mestrado em corrosão, e gerou a primeira versão do trabalho com contribuições de ideias no desenvolvimento desta, 20%. Luis Navarro contribuiu na realização da parte experimental, correspondendo aos objetivos da sua tese de graduação, licenciatura em Engenharia Química, e gerou a primeira versão do trabalho, 10%. Antonio De Turris contribuiu com 5% para a proposta inicial do projeto perante organizações privadas e a Universidade de Zulia através do Centro de Estudos de Corrosão. Roque Amesty contribuiu com a proposta inicial do projeto perante organizações privadas e a Universidade de Zulia através do Centro de Estudos de Corrosão, 5%.

Licença Creative Commons

Copyright (2021) é propriedade dos autores. Este trabalho é um artigo de acesso aberto publicado sob os termos e condições de uma Licença Internacional Creative Commons Atribuição 4.0 (CC BY 4.0).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2022, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2022.

© 2021 ALCONPAT Internacional

Evaluation of the effect of waste clay from a polyol production process as a partial substitute for cement in reinforced concrete

ABSTRACT

In this work, the effect of waste clay from a polyol production process was evaluated, as a partial substitute for cement in reinforced concrete, in concentrations of 0%, 5% and 10%. The physico-mechanical characteristics of the concrete and the electrochemical properties of the steel were determined during a period of 356 days (ISO 11474), in 15x10x5 cm specimens, with two steel bars embedded in the concrete. The results indicate that the compressive strength decreased proportionally according to the clay content; increasing for 90 days of curing. However, the capillary sorption of the concrete decreased, which allowed the steel in the marine environment to maintain its passive state for longer than its blank specimen, for the w/c ratios evaluated (0.45 and 0.60).

Keywords: corrosion in reinforced concrete; cement replacement; polyolica clay; durability.

Evaluación del efecto de la arcilla de desecho de un proceso de producción de polioles como sustituto parcial del cemento en concreto armado

RESUMEN

En este trabajo se evaluó el efecto de la arcilla de desecho de un proceso de producción de polioles, como sustituto parcial del cemento en concreto armado, en concentraciones del 0%, 5% y 10%. Se determinaron las características físico-mecánicas del concreto y electroquímicas del acero durante un periodo de 356 días (ISO 11474), en probetas de 15x10x5 cm, con dos barras de acero embebidas en el concreto. Los resultados indican que la resistencia a la compresión disminuyó proporcionalmente según el contenido de arcilla; incrementándose para los 90 días de curado. Sin embargo, la sorción capilar del concreto disminuyó, lo cual permitió que el acero en ambiente marino mantuviera su estado pasivo por más tiempo que sus blancos, para las relaciones a/c evaluadas (0,45 y 0,60).

Palabras clave: corrosión en concreto armado; sustitución del cemento; arcilla poliolica; durabilidad.

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

Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado.

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

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

1. INTRODUÇÃO

O concreto é o material de fabricação humana mais consumido no mundo (Ghosal, 2015), sendo uma mistura de basicamente quatro componentes; agregado graúdo (cascalho), agregado miúdo (areia), água e cimento. Este último representa o maior custo econômico e ambiental, pois sua produção é uma das maiores fontes de gases de efeito estufa, contribuindo com 7 a 8% desses gases (Devi et.al., 2016). O uso generalizado de cimento se deve à sua versatilidade, durabilidade e baixa manutenção quando comparado a outros materiais de construção comumente usados, como aço, madeira, tijolos etc.

Nas últimas décadas, esforços têm sido concentrados na busca de materiais que substituam parcialmente o cimento na preparação do concreto, a fim de reduzir o referido impacto econômico e ambiental. Tais esforços levaram à avaliação de diferentes materiais, entre os quais: escória de alto forno, mármore e granito (Devi et.al., 2016), cinza de casca de arroz (Ghosal, 2015), pó de azulejo (Manogna e Srilakshmi, 2015), casca de ovo (Gowsika et.al., 2014), escória de níquel (Montiel, 2012), casca de camarão (Mendoza et.al., 2013), entre muitos outros. Todos esses materiais têm em comum o fato de serem algum tipo de resíduo de um processo diferente da produção de cimento, portanto, sua adição, como substituto parcial do cimento em uma mistura de concreto, representa a eliminação de um passivo ambiental. Um elemento comum nesses materiais são os silicatos, como o silicato de cálcio e magnésio, que aumentam a possibilidade de atividade pozolânica nesses resíduos. Este tipo de materiais silicosos ou sílico-aluminosos são chamados de pozolanas naturais, que, embora por si mesmas tenham pouco ou nenhum valor de aglomerante, reagem quimicamente com um dos produtos da reação do cimento em contato com água, a portlandita ou hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$), que em temperaturas normais forma compostos com propriedades de aglomerantes (ASTM C 618-89).

Já na Petroquímica, existem muitos processos que produzem substâncias que geram bem-estar para a sociedade, porém, também geram grandes quantidades de substâncias indesejáveis que constituem um passivo ambiental, que devem ser descartadas de acordo com as normas legais vigentes (Decreto 883. Regulamentação ambiental venezuelana) para ser descartado no solo, ar e corpos d'água. A produção de poliuretanos é uma delas, que deixa o acúmulo de um resíduo da reação de polimerização dos monômeros de óxidos de etileno e propileno. O resíduo, conhecido como resíduo de argila, é uma mistura de magnesol (silicato de magnésio hidratado sintético), material filtrante e poliol impregnado, anteriormente utilizado como matéria-prima secundária no processo de desativação do catalisador (KOH), proveniente da reação de polimerização por meio de adsorção catalítica. O reaproveitamento desse passivo pode ajudar a conservar os recursos naturais, por meio do descarte de resíduos e da redução da demanda por matéria-prima convencional para outros processos produtivos.

Espera-se que o alto teor característico de silicatos de magnésio no Magnesol forneça notável resistência à compressão como uma substituição parcial do cimento em concretos. Da mesma forma, a reserva alcalina seria favorecida pela presença de KOH, utilizado como catalisador, condição que beneficiaria a passivação das armaduras (Oxiteno Andina, 2000).

Assim, o objetivo deste trabalho foi avaliar o efeito da argila residual como substituto parcial do cimento, na produção de concreto armado. Isso com o objetivo de reduzir o consumo de cimento, mantendo pelo menos a durabilidade do concreto sem a adição; obtendo também um benefício econômico e ecológico, ainda não investigado.

2. PROCEDIMENTO

2.1 Caracterização mineralógica de argila poliol

Esse ensaio foi realizado para determinar os componentes químicos que constituem a argila descartada da produção do poliol. Para tanto, utilizou-se a técnica de análise de espectrometria de raios-X e fluorescência de raios-X (XRF). No entanto, devido à natureza endurecida (com resíduos de poliol) da amostra de argila, foi necessário um tratamento prévio à aplicação desses métodos de ensaio, que consistia na separação física da argila residual dos polióis remanescentes em seu interior. O processo de separação consistiu em separar o material filtrante constituído pela mistura em pó de Magnesol e auxiliares de filtração ou terras raras, por meio da dissolução total do resíduo impregnado em polióis em um solvente orgânico como a acetona. Posteriormente, a separação com nitrogênio foi realizada em filtro de folha vertical, que retém a mistura auxiliar de filtro de Magnesol e o resíduo do catalisador KOH em pó seco; permitindo a saída do poliol dissolvido em acetona, por filtração. A base seca da argila residual (Magnesol, auxiliar de filtração e KOH) doravante pó de argila, foi submetida a estes ensaios.

2.2 Caracterização físico-química da argila de poliol

- Análise de pH: a solução preparada com a amostra foi filtrada e o resíduo aquoso teve seu pH medido, usando um medidor de pH seguindo a norma ASTM E70-07.
- Análise da quantidade de íons cloreto: A análise da concentração de íons cloreto presentes na amostra foi realizada utilizando a técnica potenciométrica descrita na norma ASTM D512.
- Índice de Pozolanicidade: O índice de pozolanicidade da argila residual foi determinado de acordo com os procedimentos descritos na norma ASTM C311.

2.3 Estudo de Dosagem

O traço que foi usado na fabricação dos corpos de prova usados nos ensaios, contemplou duas relações a/c, de 0,45 e 0,60. Estes traços foram elaborados de acordo com a norma ACI 211.1.1991.

2.4 Preparação dos corpos de prova

A Tabela 1 mostra o número de corpos de prova e dimensões, de acordo com o tipo de ensaio a ser realizado:

Tabela 1. Distribuição dos corpos de prova para os diferentes testes a serem realizados.

Corpos de Prova	Ensaios a serem realizados
18 cilindros 10x20cm	• Absorção capilar
	• Difusão natural D3
	• Exposição de ambiente urbano natural
36 cilindros 15x30 cm	• Resistência à compressão
	• Resistividade elétrica
18 corpos de prova prismáticos	• Potencial de corrosão
	• Velocidade de corrosão

2.5 Resistência à compressão

Após um período de cura de 28 e 90 dias, em condições de alta umidade relativa (corpos de prova embrulhados em jornal e saturados com água) e temperatura ambiente (≤ 25 ° C), o ensaio foi realizado de acordo com a norma ASTM C39 / C39M- 2012.

2.6 Determinação da absorção capilar.
Fatias de 5 cm de espessura e 10 cm de diâmetro foram utilizadas para realizar este ensaio. Este ensaio foi baseado no procedimento descrito no manual DURAR (Troconis de Rincón, et.al., 2011), baseado na metodologia proposta por Fagerlund (1982) que descreve a cinética de absorção capilar por meio de três coeficientes: m (resistência à penetração de água), k (coeficiente de absorção capilar) e ε_e (porosidade efetiva).

2.7 Determinação da frente de carbonatação
Os corpos de ensaio foram expostos ao ambiente urbano por 82 dias (28ºC e 400 ppm de CO_2). Uma vez selecionado o corpo de prova, foi feito um corte transversal em cada um deles e, com sua superfície livre de poeira, a fenolftaleína (indicador ácido-base) foi aplicada por atomização de forma uniforme, conforme indicado no manual do DURAR (Troconis de Rincón, et.al., 2011); medindo assim a espessura carbonatada com o uso de um paquímetro.

2.8 Avaliação eletroquímica de corpos de prova expostos a um ambiente marinho acelerado de acordo com a norma ISO 11474 modificada
O potencial de corrosão foi determinado duas vezes por semana na armadura dos corpos de prova prismáticos, utilizando um eletrodo de referência $Cu/CuSO_4$ saturado e um multímetro. Cada corpo de prova prismático possui duas barras de aço carbono embutidas no concreto, identificadas como A e B, localizadas a 1,5 cm da face exposta.
Já as medições da taxa de corrosão ao longo do tempo foram realizadas no equipamento Gecorr10, utilizando a técnica de resistência de polarização. A frequência das medições da taxa de corrosão foi de 1 a 2 vezes por mês.

3. RESULTADOS

3.1 Caracterização mineralógica e química
Os resultados do ensaio de fluorescência de raios X (XRF) mostrados na Tabela 2 revelam a composição mineralógica do pó de argila residual; descobrindo que o principal constituinte é o óxido de silício (SiO_2) com 64,86%, seguido pelo óxido de potássio (K_2O) com 24,82% e finalmente óxido de magnésio (MgO) com 5,7%, todos expressos em massa.

Tabela 2. Composição mineralógica (óxidos) da argila poliol por XRF.

REFERÊNCIA	SiO_2	K_2O	MgO	Al_2O_3	SO_3	Fe_2O_3	TOTAL
AMOSTRA	64,86	24,82	5,7	3,02	0,82	0,79	100,01

Nestes resultados, observa-se a ausência de cálcio ou seu óxido na composição da argila. Isso não é apenas essencial para a formação dos silicatos de cálcio, cuja reação com a água produz silicatos de cálcio hidratados, responsáveis pela resistência à compressão do concreto, mas também pela sua alcalinidade; o que influencia sua durabilidade. A alta concentração de SiO_2 promoveria a formação desses silicatos se houvesse uma fonte de Cálcio. Essa fonte pode vir do próprio cimento, pois um dos produtos da reação de hidratação dos silicatos de cálcio é o hidróxido de cálcio. Porém, como mencionado anteriormente, o resíduo utilizado na fabricação do concreto é uma argila impregnada em poliol, com aspecto pastoso. Os equipamentos e técnicas utilizados para sua análise aceitam apenas amostras em pó, por isso o resíduo foi separado do poliol por lavagem com solvente orgânico (acetona). Como resultado deste processo de separação, 51,9% da amostra é composta pelo poliol, que tem uma aparência viscosa, comparável ao óleo e os 48,1% restantes em peso são constituídos pelo material do filtro (Magnesol, auxiliar de filtro e KOH), é um pó branco muito

fino, que será identificado como "pó de argila". Como o poliol representa mais de 50% dos resíduos usados na fabricação do concreto, o impacto dessa poeira nas propriedades duráveis do concreto não pode ser previsto com base na composição mineralógica/análises químicas apresentadas.
A Tabela 3 compara a composição mineralógica da argila residual com a encontrada no cimento Portland tipo II, utilizado nesta investigação, por meio de espectrometria de raios X. O pó de argila é basicamente composto por silicato de magnésio (magnesol), com 72,88% de SiO_2 que pudesse ser capaz de reagir com a cal livre (CaO) formando compostos hidráulicos que contribuem para o desenvolvimento da resistência mecânica do concreto, ou seja, essa faixa de concentração poderia causar um impacto positivo na atividade pozolânica de longo prazo do produto (Calleja, 1983). Além disso, observa-se que o teor de álcali e MgO do pó é alto, o que pode influenciar negativamente nas propriedades mecânicas do concreto.

Tabela 3. Componentes químicos presentes no cimento e resíduos de argila usados na fabricação de concreto.

Referência	Resíduos previamente separados do poliol (poeira)	Cimento Portland II
P.F.	2,18	3,46
SiO_2	72,88	20,16
Al_2O_3	1,05	4,23
Fe_2O_3	0,03	3,05
CaO	1,12	64,38
MgO	9,63	0,87
SO_3	0,90	1,87
K_2O	9,04	0,47
TiO_2	0,12	0,26
Mn_2O_3	0,01	0,37
Na_2O	2,14	0,00
Total	99,10	99.12

P.F.: Perdida por el fuego

Ao analisar a quantidade de íons cloreto no resíduo de argila, verificou-se que foi baixa (338,85 ppm), o que não afeta a durabilidade da armadura.

3.2 Atividade pozolânica

Seguindo as orientações da norma ASTM C-311, foi estudado o grau de pozolanicidade do resíduo de argila na fabricação de argamassas. Para isso, os valores de resistência à compressão de uma argamassa adicionada (20% de resíduos de argila) foram comparados com uma referência sem adição. Os resultados apresentados na Tabela 4 mostram que a argila apresenta um grau de pozolanicidade de 58,34% em função de sua resistência à compressão. Os resultados apresentados na Tabela 5 mostram a natureza pozolânica limitada da argila residual; desde que não ultrapasse os 75% estabelecidos pela norma ASTM C311. Como a ação pozolânica é um fenômeno de interação em que a superfície (total e específica) do material ativo influencia fortemente, ele deve ser moído até grande finura ou possuí-lo por si só, em qualquer caso, deve ser muito mais fino que o clínquer. Neste caso, o material utilizado na pesquisa, apesar de possuir a argila seca (sem o poliol) e alto teor de SiO_2 não tem a textura especificada para desenvolver a ação pozolânica, pois o poliol constitui 51,9% do material, transformando-o em uma massa com aspecto viscoso, evitando a interação da superfície ativa do material com as fases e produtos de hidratação do cimento.

Tabela 4. Atividade pozolânica de resíduos de argila da produção de poliol.

Ensaios de atividade pozolânica (ASTM C-311)	
Índice de atividade pozolânica, %	58,34
Referência	314,64
Argamassa adicional	183.57
Aeração, %	13,95
Fluidez, %	81,84
Necessidade de água, %	82,64

3.3 Estudo do traço

Para o estudo de traço, o procedimento descrito pela norma ACI C211.1.1991 foi seguido para relações água/cimento (R a/c) de 0,45 e 0,60. Com base nisso, foi projetado para resistências à compressão de 380 kgf/cm^2 e 260 kgf/cm^2 para R a/c de 0,45 e 0,60, respectivamente, e abatimento de 10 ± 2 cm. A Tabela 5 mostra os resultados do dimensionamento de traço para 1 m^3 de concreto, para as relações a/c mencionadas.

Tabela 5. Traços para 1 m^3 de concreto para R a/c de 0,45 e 0,60 e abatimento de 10 ± 2 cm.

R a/c	**0,45**			**0,60**			**Unidade**
% de substituição	**Ref.0 %**	**5%**	**10%**	**Ref.0 %**	**5%**	**10%**	**-**
Água de mistura	202,51	202,51	202,51	197,71	197,71	197,71	kg/m^3
Quantidade de Cimento	450,02	427,52	405,02	323,23	307,07	290,91	kg/m^3
Quantidade de resíduos de argila	0	22,501	45.002	0	16,16	32,32	kg/m^3
Quantidade de agregado graúdo	886,49	886,49	886,49	919,72	919,72	919,72	kg/m^3
Quantidade de agregado miúdo	793,46	793,46	793,46	888,61	888,61	888,61	kg/m^3

3.4 Avaliação da mistura no estado fresco

A Figura 1 mostra que para misturas com adição de argila, observa-se aumento da trabalhabilidade proporcional ao aumento da argila em substituição parcial ao cimento (13-14%, 21% e 23-24% para 0%, 5% e 10%, respectivamente). Porém, em nenhum dos casos avaliados (com/sem argila), foram observadas diferenças significativas entre as misturas com relações a/c de 0,60 e 0,45; o que pode ser devido à excelente qualidade dos agregados utilizados.

Para as misturas de 0,45 e 0,60 com 5% de substituição, foi registrado um abatimento de 21 cm para ambos os traços no estado fresco, com um aumento aproximado de 8 cm em relação aos valores registrados para as misturas de referência. Para as misturas de 0,45 e 0,60 com 10% de substituição, foram registrados 23 e 24 cm de abatimento, respectivamente, com um aumento de 10 cm em relação aos traços de referência. Esses resultados mostram um efeito na trabalhabilidade do traço do estado fresco devido à adição de argila como substituto parcial do cimento, sendo o efeito mais perceptível em relação à referência (0%) nas menores dosagens de argila, visto que a diferença na trabalhabilidade da mistura entre a substituição de 5 e 10% é mínima (aproximadamente 2 cm de abatimento).

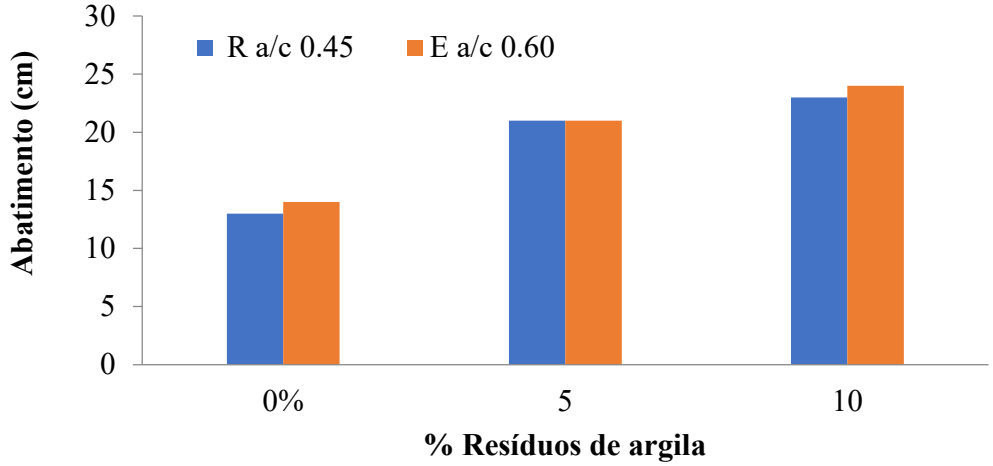


Figura 1. Resultados do ensaio de abatimento do traço no estado fresco.

Esses resultados mostram a propriedade plastificante na mistura no estado fresco, aparentemente contribuída pelo poliol, que, por ser um polímero ramificado com peso molecular aproximado de 3500 g/mol e que constitui 51,9% em peso do resíduo de argila, suaviza e fornece maior trabalhabilidade sem a necessidade de adicionar água. Isso traz um benefício principalmente em traços com baixa relação a/c, que por natureza possuem baixa fluidez e são difíceis de trabalhar, proporcionando maior trabalhabilidade sem a necessidade de alterar a relação a/c e mantendo as propriedades duráveis do concreto.

3.5 Resistência à compressão

Para a/c = 0,45 (Figura 2), observa-se uma diminuição da resistência à compressão proporcional ao aumento da concentração de argila. Com 28 dias de cura, apenas a referência (0%) conseguiu atingir a resistência de projeto. Por outro lado, para os 90 dias de cura, observou-se um ligeiro aumento nesta propriedade típica do concreto com idades avançadas; embora os concretos de argila tenham aumentado um pouco mais sua resistência à compressão (16% contra 11% do referência). No entanto, nenhuma das misturas substituídas alcançou a resistência de projeto. O mesmo comportamento foi obtido para a/c = 0,60 (Figura 3), onde apenas a referência (0%) atingiu a resistência à compressão de projeto. Foi determinado (Smaoui, et.al., 2005) que o aumento do teor de álcali na mistura pode diminuir a resistência à compressão do concreto. No entanto, mesmo quando o teor de K_2O é muito alto nas cinzas (Tabela 3), o Na_2O equivalente é <0,6 para ambas as misturas; que não afetaria a resistência à compressão do concreto preparado.

Por outro lado, o pó de argila residual possui 9,63% de MgO (Tabela 3), o que poderia causar a expansão do concreto por reação retardada com água (ACI 211.1, 1991); reação que pode até levar meses no que diz respeito à cura e ao endurecimento da mistura. Essa reação é exotérmica, semelhante à hidrólise do CaO, pelo que gera calor e um aumento significativo de volume, produzindo a expansão do concreto e a fratura em longo prazo. Porém, dada a baixa concentração das cinzas utilizadas na mistura, o teor de MgO é da ordem de 0,14%, o que também não afetaria essa propriedade. De forma que o poliol seria o responsável pela diminuição da resistência à compressão do concreto.

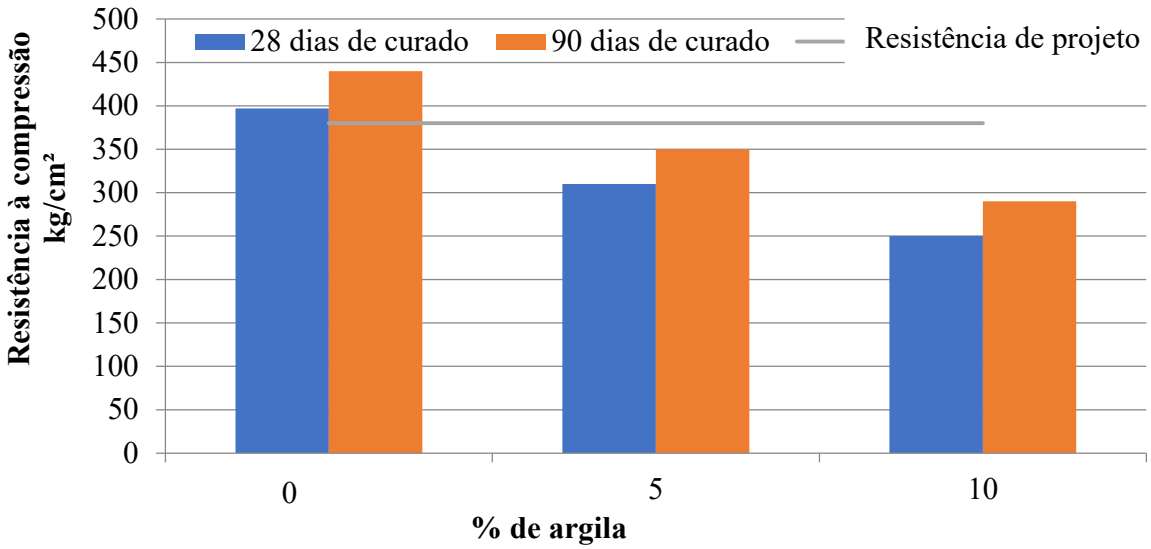


Figura 2. Resistência à compressão para R a/c 0,45

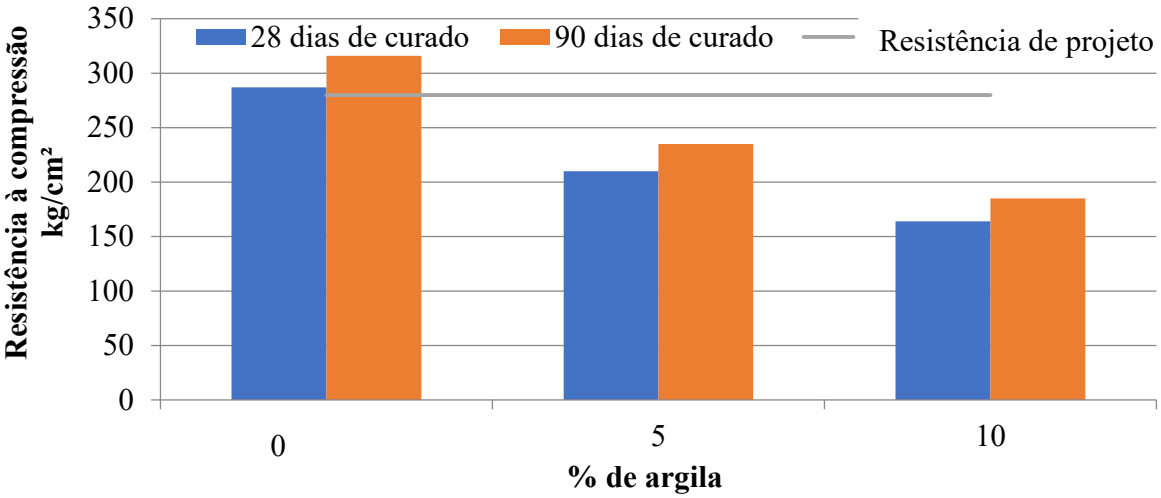


Figura 3. Resistência à compressão para R a/c 0,60

3.6 Absorção capilar

A Tabela 6 mostra os resultados obtidos, onde com a adição da argila o ganho de água no concreto (k) diminuiu; observando um aumento da resistência à penetração de água m (s/m^2). Esse comportamento foi evidenciado tanto para R a/c (0,45 e 0,60).

Na Figura 4 observa-se que as referências (0%) em ambos R a/c são muito semelhantes, porém, as inclinações mudam drasticamente para R a/c de 0,45 na substituição da argila; percebendo uma diferença marcante entre as misturas, com substituição parcial da argila residual, com R a/c 0,45 e 0,60 no que diz respeito ao ganho de água k; onde este valor é representado pela inclinação da região linear da curva. Com esses resultados fica evidente que o uso da argila oferece maior resistência à penetração da água. Esta propriedade confere maior resistência à penetração de íons agressivos como o íon cloreto (Cl^-). No entanto, a porosidade efetiva (ξ,) aumentou ligeiramente com o teor de argila, independente da relação a/c; portanto, parece que o poliol exerce um efeito hidrofóbico na mistura.

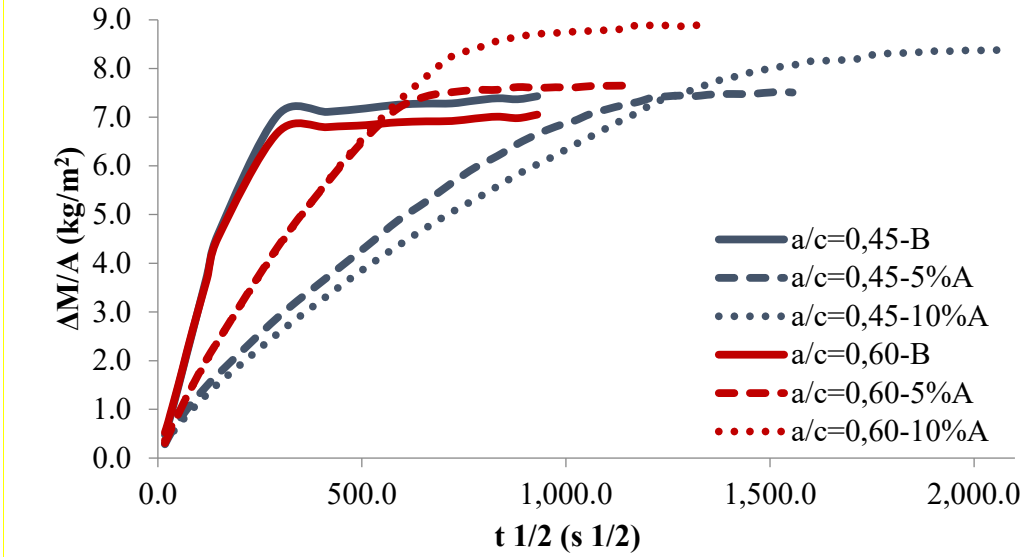


Figura 4. Perfil de absorção capilar.

Tabela 6. Principais propriedades cinéticas para absorção capilar

R a/c	0,45			0,60		
substituição da argila	**0%**	**5%**	**10%**	**0%**	**5%**	**10%**
k (kg/m^{2}s$^{1/2}$)	0,0319	0,0117	0,0104	0,0309	0,0169	0,0159
$t^{1/2}$, s$^{1/2}$	225	613	767	220	440	541
t, s	50515	375986	588773	48323	194054	293858
m, s/m^2	2,02E+07	1,50E+08	2,36E+08	1,93E+07	7,76E+07	1,18E+08
S, m/s$^{1/2}$	2,23E-04	8,16E-05	6,52E-05	2,28E-04	1,14E-04	9,26E-05
ξ, %	14,3	14,3	15,9	13,6	14,9	17,3

3.7 Resultados do ensaio de carbonatação natural

A Figura 5 mostra o efeito da argila na taxa de carbonatação. Pode-se observar que o aumento na concentração de argila é acompanhado por um aumento na frente de carbonatação para os dois R a/c; que coincide com os resultados da porosidade efetiva.

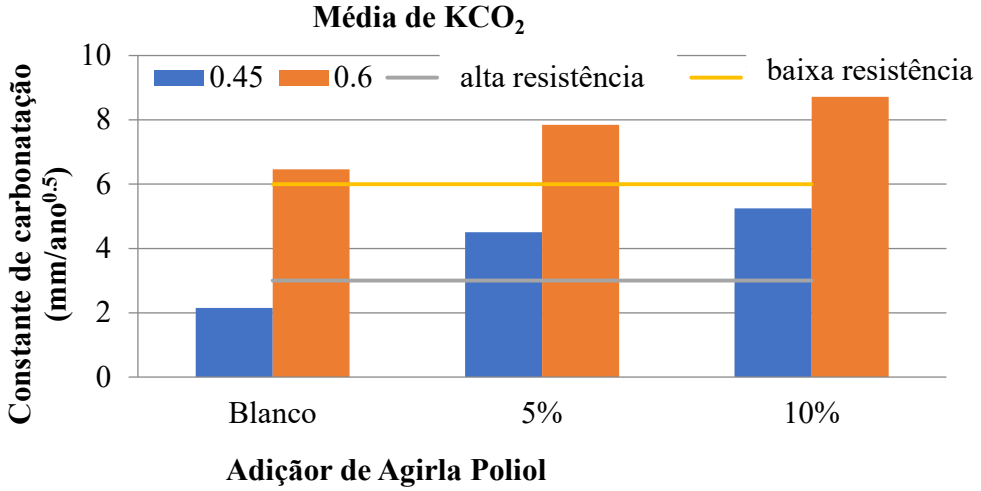


Figura 5. Taxa de carbonatação natural.

Os resultados na câmara de carbonatação foram semelhantes aos obtidos em condições naturais

3.8 Potenciais e taxas de corrosão ao longo do tempo para amostras expostas a um ambiente marinho acelerado (ISO 11474).

A Figura 6 mostra os potenciais e as taxas médias de corrosão em função do tempo, após 350 dias de exposição a este ensaio acelerado. Observe o efeito benéfico da argila na taxa de corrosão, onde as barras nos espaços para ambos R a/c estavam ativas no momento em que os corpos de prova com substituição parcial de argila por cimento eram passivos. Inclusive, as barras nos corpos de prova foram ativadas com R a/c 0,45 e aquelas localizadas nos corpos de prova com R a/c 0,60 e os resíduos de argila ainda não haviam sido ativados. Esse efeito era esperado, dada a maior resistência à penetração de água nos corpos de prova de argila.

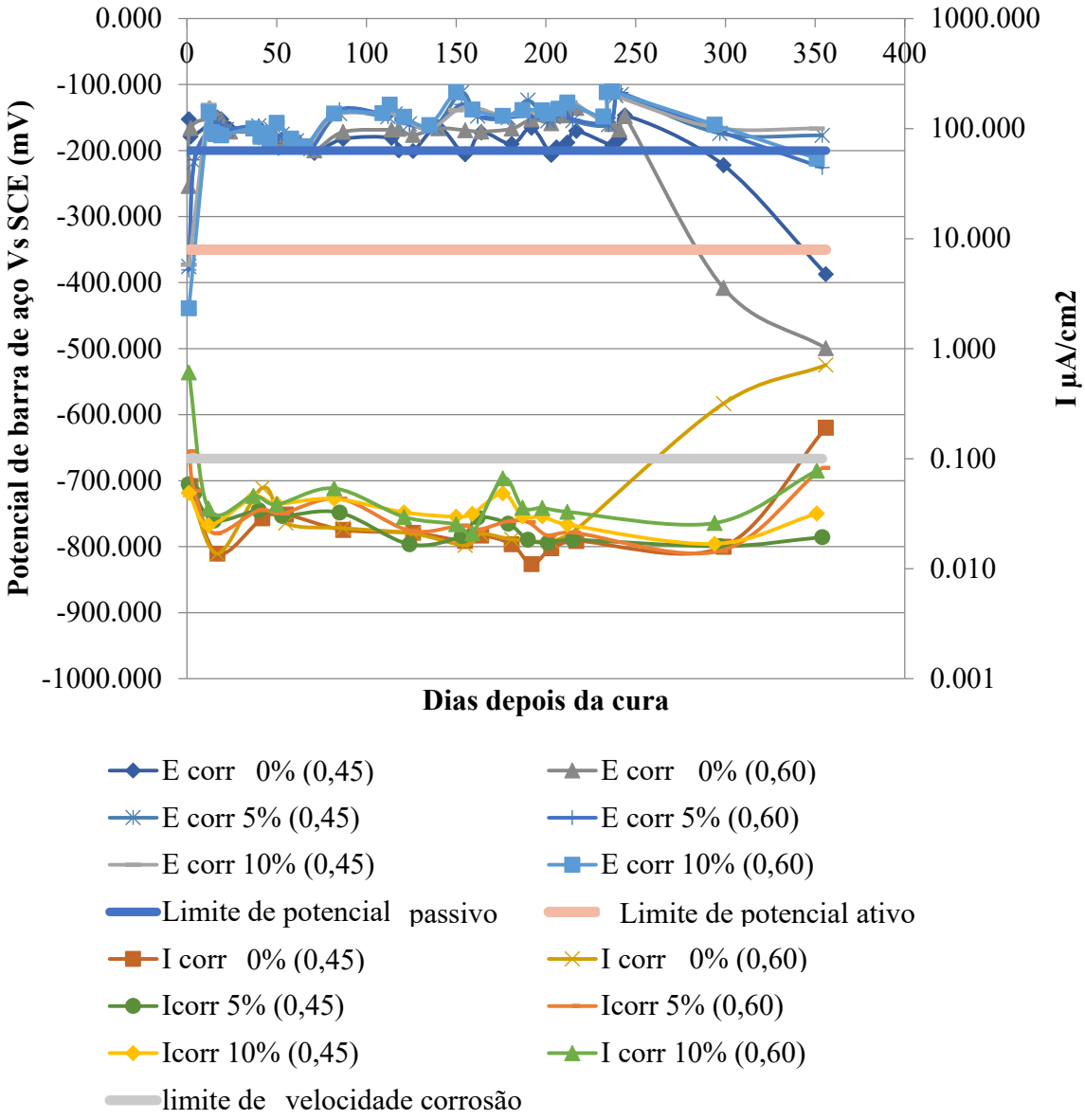


Figura 6. Variação das taxas e potenciais de corrosão em função do tempo, do aço nos corpos de prova expostos ao ensaio acelerado ISO 11474.

3.9 Efeito da argila poliol na durabilidade do concreto armado.

A Tabela 7 coleta todos os resultados das diferentes propriedades para avaliação da durabilidade do aço no concreto para comparação e análise; onde as caixas verdes indicam que o valor limite recomendado pelo manual DURAR para cada propriedade foi atingido. Por outro lado, as caixas vermelhas indicam que a propriedade ultrapassou negativamente o limite estabelecido como aceitável e, por fim, foi introduzido um terceiro código de cor amarela que indica um estado intermediário ou regular da referida propriedade em relação ao limite estabelecido.

À primeira vista, observa-se que apenas a referência (0%) com R a/c 0,45 possui em sua maioria propriedades dentro de limites aceitáveis, com exceção da absorção capilar, que é 2,8 vezes maior do que o recomendado, o que o torna suscetível à penetração de íons agressivos como o cloreto. No entanto, para os fins desta investigação, este concreto é considerado de durabilidade aceitável.

No caso do concreto com 5% de argila, verificou-se que ele possui porosidade adequada e sua absorção capilar melhora em relação à referência (0%), o que o torna menos suscetível à penetração de íons cloreto; onde as taxas de corrosão, que indicam a condição passiva do aço, nesses corpos de prova apoiam essa suposição. Determinou-se que a resistência à compressão é 58 kg/cm^2 abaixo do dimensionamento, porém, é possível melhorar essa propriedade devido à alta trabalhabilidade extra proporcionada pela argila, com 60% em relação à obtida com 0%. Ou seja, é possível reduzir a quantidade de água de abatimento, contando com a trabalhabilidade proporcionada pela argila, com a referida diminuição seria esperado um aumento substancial da resistência à compressão devido à diminuição do R a/c inerente.

Para as misturas com 10% de argila, os resultados eletroquímicos mostram que as barras demoraram mais para ativar, comportamento esperado em concretos com baixa absorção capilar como o apresentado. No entanto, a resistência à compressão diminui para valores tão baixos quanto 251 kg/cm^2, 130 kg/cm^2 abaixo do projeto. No entanto, novamente uma alta trabalhabilidade é notada, 78% maior do que a exibida pela referência (0%). Isto, como mencionado anteriormente, permite uma diminuição na água de amassamento, como consequência um aumento na resistência à compressão poderia ser obtido.

Para R a/c de 0,60 foi observado comportamento semelhante, observando-se o efeito positivo da argila na Absorção Capilar; a diminuição ocorre à medida que a % de argila na mistura aumenta. Este efeito foi manifestado ao expor os corpos de prova a um ambiente marinho acelerado (ISO 11474); onde estes foram os últimos corpos prova onde a armadura foi ativada.

Tabela 7. Resumo do efeito da argila poliol na durabilidade dos concretos estudados durante os 356 dias de experimento.

R a/c	Propriedade	Porosidade (%)	Absorção Capilar (m/s$^{1/2}$)	RC (kg/cm^2)	KCO_2 (mm/a$^{1/2}$)	% extra Trabalhabilidade
0,45	limite	10<Ɛ<15	S<0.0000833	RC≥380	KCO_2<3	-
	0%	14.3	0.000223	407.6	2.151	0
	5%	14.3	0.000082	322	4.506	60
	10%	15.9	0.000065	251.1	5.249	78
0,60	limite	10<Ɛ<15	S<0.0000833	RC>=260	KCO_2<3	-
	0%	13.6	0.000228	297	6.463	0
	5%	14.9	0.000114	209	7.847	50
	10%	17.3	0.000093	166	8.949	71

4. CONCLUSÕES

- O resíduo de argila demonstrou alto poder de fluidificação no concreto; aumentando o abatimento
- Ensaios de resistência à compressão do concreto após 28 dias de cura revelam que o uso de argila de poliol reduzem a resistência à compressão para uma mesma relação a/c.
- O resíduo de argila tem efeito positivo nas propriedades cinéticas de absorção capilar do concreto, melhorando em mais que o dobro sua resistência à penetração de água, independente do R a/c.
- A resistência à carbonatação é afetada negativamente com o uso de argila, independente do R a/c.
- Em ambiente marinho, os resultados eletroquímicos (potencial de corrosão e velocidade) mostram um efeito benéfico nas barras de aço embutidas no concreto acrescidas de 5 e 10% do resíduo de argila, independentemente do R a/c e sua concentração.
- As barras de aço nos corpos de prova com R a/c 0,45 parcialmente substituído por 5% e 10% de resíduos de argila permaneceram passivas durante todo o período de avaliação.
- As barras de aço nos corpos de prova com R a/c 0,60 parcialmente substituídas por 5% e 10% de resíduos de argila, foram ativadas após as referências com 0%.
- A elevada trabalhabilidade produzida pela substituição da argila residual poderia permitir a redução da água de abatimento para ajustar a resistência à compressão a valores adequados aos requisitos mecânicos exigidos pela estrutura específica, porém isto não foi estudado nesta investigação experimental.
- O poliol no resíduo de argila parece ser o ingrediente que confere algumas propriedades positivas ao concreto, permitindo maior fluidez ao concreto e maior resistência à corrosão em ambientes marinhos.

5. AGRADECIMENTOS

Nossos sinceros agradecimentos à empresa OXITENO ANDINA C.A, pelo apoio técnico e contribuições financeiras para o desenvolvimento desta pesquisa e à empresa CEMENTOS CATATUMBO C.A, pelo suporte técnico prestado.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Concrete Institute, always advancing (2002), *ACI 211.1-91: Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (Reapproved 2009).*
ASTM International (2018), *C311/C311M-18 Standard test methods for sampling and testing fly ash or natural pozzolans for use in Portland-cement concrete*. Retrieved from https://doi.org/10.1520/C0311_C0311M-18.
ASTM International (1989), *ASTM C 618-89. Standard specification for fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in Portland cement concrete*. Section 4, Volume 4.01, 1989, Pp. 296-298. Retrieved from https://doi.org/10.1520/C0618-19
ASTM International (2012), C39/C39M-12a *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.* Retrieved from https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-12A
ASTM International (1999), *D512-89(1999) Standard test methods for chloride ion in water*. Retrieved from https://doi.org/10.1520/D0512-89R99
ASTM International (2007), E70-07 *Standard test method for pH of aqueous solutions with the glass electrode.* Retrieved from https://doi.org/10.1520/E0070-07

Calleja, J. (1983). *Adiciones y cementos con adiciones. Materiales de construcción.* (CSIC), Vol 33, Issue 190-191. Madrid: 25-52.
Devi, S., Gandhi, N., Jat, M., Marmat, N., Manda, B., Vaishnav, M. (2016). *Utilization of marble and granite waste as partial replacement of cement in concrete.* SSRG International Journal of Civil Engineering (SSRG-IJCE). 3 (5): 193-197. ISSN: 2348-8352.
Fagerlund, G. (1982). "*On the Capillarity of Concrete*". Nordic Concrete Research, No. 1, Oslo, Ppe No. 6.
Ghosal, S. (2015). *Use of rice husk ash as partial replacement with cement in concrete*. International Journal of Engineering Research. 4 (9): 506-509.
Gowsika, D., Sarankokila, S., Sargunan, K. (2014). *Experimental investigation of egg shell powder as partial replacement with cement in concrete.* International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT). Vol. 14 (2): 65-68. http://dx.doi.org/10.14445/22315381/IJETT-V14P214
ISO (1998). *ISO 11474 Corrosion of Metals and Alloys - Corrosion Tests in Artificial Atmosphere - Accelerated Outdoor Test by Intermittent Spraying of a Salt Solution (Scab Test).*
Manogna, P., Srilakshmi, M. (2015). *Tile powder as partial replacement of cement in concrete.* International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET). 2(4*):* 75-77.
Mendoza, K., Millano, V., Troconis, O., Romero, N. (2013). *Evaluación de un biopolímero en la calidad del concreto: evaluaciones preliminares.* Gaceta Tecnica UCLA. 10:.37-41.
Montiel, M. (2012). "*Evaluación de la durabilidad del concreto Armado en ambientes marinos, utilizando escoria de níquel como sustituto parcial de cemento*". Thesis. Universidad del Zulia. Maracaibo. Venezuela.
Normativa ambiental Venezolana reguladora de los desechos de la actividad industrial. (1995). *Decreto 883*. Gaceta Oficial 5.021 Extraordinario 18/12/1995.
Oxiteno Andina. (2000). *Operations manual*. Induction program for the production area, Venezuela.
Smaoui, N., Bérubé, M. A., Fournier, B., Bissonnette, B., Durand, B. (2005). *Effects of alkali addition on the mechanical properties and durability of concrete",* Cement and Concrete Research. 35:.203– 212. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.05.007
Troconis de Rincón, O. et al. (2011). *Manual de inspección evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de concreto armado.* Red iberoamericana XV.B (DURAR) 5 Ed. Editorial. Vice Rectorado Académico.

Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

Sensor de corrosão para monitoramento de estruturas de concreto armado: Testes em corpos de prova de concreto armado

A. Calvo Valdés[1], M. H. F. Medeiros*[1], G. Macioski[1]
* Autor de Contato: medeiros.ufpr@gmail.com
DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.529

Recepção: 19/01/2021 | Aceitação: 03/08/2021 | Publicação: 01/09/2021

RESUMO

O objetivo do trabalho foi avaliar a eficácia de um sensor galvânico de múltiplos eletrodos na detecção da probabilidade de corrosão em prismas armados de concreto submetidos a ciclos de secagem e molhagem em uma solução de NaCl. Se analisaram as leituras de potencial de corrosão (E_{corr}) obtidas por meio de um eletrodo de referência de cobre sulfato de cobre ($Cu/CuSO_4$) com as leituras de corrente galvânica (I_{gal}) e potencial galvânico (E_{par}). O sensor desenvolvido apresentou sensibilidade para detectar a frente de cloretos e prever a possibilidade de corrosão das armaduras. As grandezas E_{corr}, E_{par} e I_{gal} apresentaram comportamentos distintos como parâmetro de monitoramento da corrosão.
Palavras-chave: corrosão; potencial; sensor galvânico; corrente galvânica.

Citar como: Calvo Valdés, A., Medeiros, M. H. F., Macioski, G. (2021), "*Sensor de corrosão para monitoramento de estruturas de concreto armado: Testes em corpos de prova de concreto armado*", Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 64 – 87, DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.529

[1] Universidade Federal do Paraná, Rua XV de Novembro, 1299 - Centro, Curitiba - PR, 80060-000, Brasil.

Contribuição de cada autor
Neste trabalho, os autores Analiet Calvo Valdés e Marcelo H. F. Medeiros contribuíram com a atividade de consulta bibliográfica, redação do texto e desenvolvimento do programa experimental, para um total de 33,3% cada. O autor Gustavo Macioski com a atividade de revisão bibliográfica e consulta, completando os 33,3% restantes.

Licença Creative Commons
Copyright (2021) é propriedade dos autores. Este trabalho é um artigo de acesso aberto publicado sob os termos e condições de uma Licença Internacional Creative Commons Atribuição 4.0 (CC BY 4.0).

Discussões e correções pós-publicação
Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2022, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2022.

© 2021 ALCONPAT Internacional

Corrosion sensor for monitoring reinforced concrete structures: Tests on reinforced concrete specimens

ABSTRACT

The aim of the research was to evaluate the effectiveness of a galvanic multi-electrode sensor to detect the probability of corrosion in reinforced concrete prisms subjected to drying and wetting cycles in a NaCl solution. The corrosion potential (E_{corr}) readings obtained using a copper sulfate copper electrode ($Cu/CuSO_4$) were analyzed along with the galvanic current (I_{gal}) and galvanic potential (E_{par}) readings. The sensor developed showed sensitivity to detect the chloride front and to predict the possibility of corrosion of the reinforcement. The parameters E_{corr}, E_{par} and I_{gal} presented distinct behaviors in terms of its use as parameters for corrosion monitoring.

Keywords: corrosion; potential; galvanic sensor; galvanic current.

Sensor de corrosión para monitorear estructuras de hormigón armado: Ensayos en especímenes de hormigón armado

RESUMEN

El objetivo del trabajo fue evaluar la efectividad de un sensor galvánico multi-electrodo en la detección de la probabilidad de corrosión en prismas de hormigón armado sometidos a ciclos húmidos y secos en una solución de NaCl. Se analizaron lecturas de potencial de corrosión (E_{corr}), obtenidas utilizando un electrodo de cobre de sulfato de cobre ($Cu/CuSO_4$), lecturas de corriente galvánica (I_{gal}) y potencial galvánico (E_{par}). El sensor desarrollado mostró sensibilidad para detectar el frente de cloruro y predecir la posibilidad de corrosión de la armadura. Las variables E_{corr}, E_{par} e I_{gal} presentaron comportamientos diferentes como parámetros para monitorear la corrosión.

Palabras clave: corrosión; potencial; sensor galvánico; corriente galvánica.

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
Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado.
As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.
A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

A degradação de estruturas de concreto devido à corrosão afeta a construção civil em todo o mundo, com repercussões em função do volume de casos registrados, da precocidade com que ocorrem, bem como do montante de recursos envolvidos na sua avaliação e reparo (Meira, 2017).
O custo anual da corrosão em todo o mundo supera o 3% do Produto Interno Bruto (PIB) mundial, aproximadamente USD$ 2,2 trilhões (Hays, 2020). Em função do momento em que é realizada a intervenção, os custos são potencializados (Meira, 2017), podendo chegar a superar o custo original da construção (Dong et al., 2011).
A corrosão reduz a força de escoamento do aço, enfraquece as propriedades de ligação entre o reforço e o concreto e afeta o desempenho sísmico e capacidade de carga estática de estruturas de concreto armado. A oxidação do ferro (com Fe_2O_3 como o componente principal) é produzida pela corrosão da barra de aço que causa expansão de volume e tensão de tração no concreto, e subsequentemente leva o concreto a deformações e fissuras (Zhao et al., 2017).
A corrosão da barra de aço no interior do concreto ocorre, essencialmente, por dois motivos: primeiro, devido à redução da alcalinidade do concreto ocasionada pela carbonatação, e segundo, pela presença de cloretos, que mesmo com o pH elevado, despassivam a armadura pontualmente (França, 2011).
A investigação das estruturas afetadas geralmente envolve uma avaliação da durabilidade das mesmas (Wu et al., 2017). A durabilidade é resultado da interação das estruturas de concreto com o ambiente, e é influenciada pelas condições de uso, de operação e pelos processos de manutenção. Para se avaliar o desempenho das construções são utilizadas inspeções visuais associadas a ensaios de campo e laboratório (Mota, 2011).
As inspeções visuais sistemáticas certamente reduzem o nível de incerteza com relação ao estado da estrutura, mas esta técnica apresenta importantes limitações já que se baseia em observações superficiais da estrutura durante pequenos espaços de tempo (Inaudi, 2009) podendo-se incorrer em perigosos erros e uso ineficiente de recursos para manutenção das estruturas.
Através dos sensores, é possível obter dados de forma regular, garantir a simultaneidade de leituras em diversos pontos e, consequentemente, compatibilizar diversas medidas (Santos, 2014). Os sensores conseguem fornecer informações em tempo real (Zhao et al., 2017) que alimentam modelos matemáticos de previsão de vida útil (Araújo et al., 2013), de modo a estimar dois estágios fundamentais do fenômeno da corrosão: a fase de iniciação e a fase de propagação da corrosão, conforme o modelo fenomenológico proposto por Tuutti (1982) (Figueiredo e Meira, 2013).
Dessa forma, é possível realizar prognósticos das estruturas monitoradas, e diminuir os custos associados a obras de recuperação ou substituição. No Brasil, por exemplo, de acordo com um estudo do Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA), até o ano 2025 pouco mais de 89 milhões de reais devem ser destinados para a manutenção de 15 pontes que atendem a 12 estados da Federação. Parte desta verba será investida em sistemas de monitoramento, uma vez que o uso de sensores pode proporcionar maior durabilidade e sustentabilidade ao conjunto total de obras da infraestrutura pública (M. Torres-Luque et al., 2014).
Nos EUA, de acordo com a *Federal Highway Administration (FHWA,)* em concordância com um reporte da *American Society of Civil Engineers (ASCE)* do ano 2013, devem ser investidos 20.5 bilhões de dólares ao ano até o 2028 na manutenção da infraestrutura pública. Na Europa, o custo estimado anual com manutenção em pontes de concreto armado é em torno de 1 bilhão de euros (Zoghi, 2013).
Diante disso, os sensores eletroquímicos industrializados têm atraído atenção (Zhao et al., 2017), dentre eles, pode-se citar: eletrodos embutidos, sondas de corrente de macro corrosão, sensores de polarização linear, sensores de resistência elétrica, sensores de potencial de corrosão e sensores galvânicos (Dong et al., 2011; Chen et al., 2017).

No contexto da indução da corrosão por cloretos, um sensor galvânico é provavelmente a melhor opção para monitoramento (Klassen e Roberge, 2008). A sua instalação na estrutura fornece medidas de intensidade de corrente galvânica e potencial de corrosão que permitem monitorar a profundidade da frente de penetração de cloretos (Mccarter e Vennesland, 2004; Andrade et al., 2008; Araújo et al., 2013). Os sensores galvânicos são formados por dois metais com potenciais elétricos diferentes (ânodo e cátodo) (Andrade et al., 2008), espacialmente separados (Angst e Buchler, 2015).

A macrocélula galvânica criada pelos metais resultará em um fluxo de corrente (I_{gal}) entre o metal que atua como ânodo e o metal que age como cátodo no par. Este fluxo pode ser medido sem a aplicação de corrente externa, sendo esta a principal vantagem deste tipo de sensor, pois isto garante a simplicidade do sensor e dos sistemas de medição, diminuindo os custos associados. O fluxo de corrente dentro da macrocélula pode ser medido por meio de um Amperímetro de resistência zero. Pela lei de Ohm, esse fluxo de corrente entre as regiões mencionadas está limitado pela resistência do eletrólito, a resistência de polarização anódica (RA) e a resistência de polarização catódica (RC) (Andrade et al., 2008; Baltazar et al., 2007). Por tanto, a corrente induzida pelo acoplamento do ânodo e do cátodo, é proporcional à dissolução do ferro no ânodo da macrocélula (Mccarter e Vennesland, 2004).

A I_{gal} não deve ser confundida com a densidade de corrente de corrosão (I_{corr}), que pode ser obtida por meio da equação de Stern-Geary, a partir do valor da resistência de polarização (R_p) (Martínez e Andrade, 2009) ou por meio da técnica de espectroscopia de impedância eletroquímica (EIE) que ainda é uma técnica muito utilizada em laboratório (McCarter e Vennesland, 2004) devido à sobreposição de arcos provenientes de fenômenos simultâneos e a ruídos da medida, associados, evidentemente, à heterogeneidade do concreto das estruturas em serviço (Ribeiro et al., 2015).

A estimativa direta dos valores reais de R_p a partir da relação entre a variação do potencial e a mudança induzida na corrente ($\Delta E/\Delta I$), geralmente não é viável em grandes estruturas de concreto. Porque o sinal elétrico aplicado tende a desparecer na medida que aumenta distância entre o contra-eletrodo (CE), necessário para registrar o parâmetro, e o eletrodo de trabalho (WE). Para contornar esta problemática, pode-se usar anéis de confinamento em determinada área da superfície do WE (Feliú et al., 1990). Porém, resulta inviável confeccionar um sensor para ser embebido no concreto que além de permitir a leitura da R_p confine uma área específica da armadura (Martínez e Andrade, 2009).

Um sensor para ser embebido no concreto visando medir R_p e I_{corr}, deve incluir na sua composição um eletrodo de referência (REF), um contra eletrodo (CE), e também é necessário um eletrodo de trabalho (WE) para evadir o efeito da distância crítica (L_{crit}) entre o CE e a armadura principal no caso que a mesma esteja em estado passivo. Além dos parâmetros de corrosão eletroquímica, deve ser considerado um termopar para medir a temperatura e medidores de resistividade para considerar o efeito da variação da temperatura e teor de umidade no concreto. Sendo assim, os custos associados a materiais e sistemas de leituras aumentariam.

O sensor galvânico é um dos sensores de corrosão mais comercializados no mercado internacional. Mesmo assim, um sensor pode custar em volta dos 400 dólares, o que encarece e dificulta seu uso nas obras públicas, além do número de fornecedores ser limitado (Araújo et al., 2013).

Nesse contexto, o objetivo deste trabalho foi avaliar o funcionamento de um sensor galvânico de múltiplos eletrodos, confeccionado com materiais brasileiros de baixo custo. Para isto os sensores desenvolvidos foram embebidos em prismas de concreto armado que foram expostos a uma solução aquosa com adição de NaCl (3,5% em massa) em ciclos alternados de imersão parcial e secagem. Procurou-se simular as condições de serviço de uma zona variação de maré, dentro de uma atmosfera marinha. O trabalho visa ainda avaliar como a disposição do sensor, a classe de resistência do concreto e o efeito de ciclos de molhagem e secagem, podem afetar as leituras realizadas.

O sensor galvânico confeccionado usa como referência o sensor *CorroWatch Multisensor*, mas em lugar de usar como cátodo titânio ativado que é dez vezes mais caro do que o aço convencional (ISE, 2020), optou-se por utilizar o cobre. Desta forma, o trabalho trata de uma investigação relacionada com a solução de problemas relativos ao controle de qualidade, patologia e recuperação de construções, enfoque que é tema recorrente na revista Alconpat (Real et al., 2015; Hernández et al., 2016; Macioski et al., 2016; Pérez et al., 2018).

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Corpos de prova de concreto

O programa experimental consistiu na análise do comportamento de sensores galvânicos instalados em corpos de prova de concreto armado prismáticos, com dimensões: (150 x 150 x 100) mm e duas barras de aço CA-50 de diâmetro de 6,3 mm (1/4") colocadas paralelamente uma em relação à outra. A Figura 1 ilustra a configuração do corpo de prova. Para cada concreto foram produzidos 4 corpos de prova, totalizando 8 amostras.

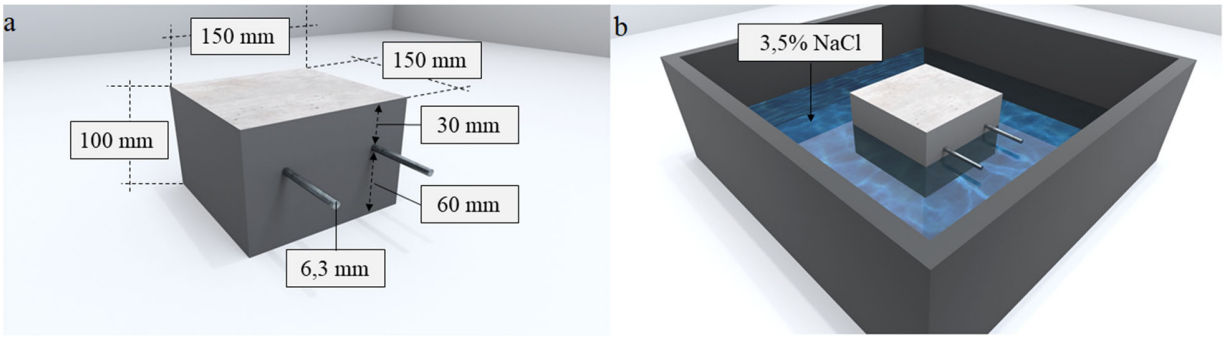


Figura 1. (a) Configuração do corpo de prova prismático de concreto armado. (b) Corpo de prova imerso parcialmente.

Nos corpos de prova, o cobrimento das barras principais foi definido usando como referência a NBR 6118:2015. Considerando que as estruturas ou alguns dos seus elementos podem estar expostos a condições ambientais muito fortes (Classe IV). Para a Classe IV a norma indica um cobrimento mínimo (c_{min}) de 50 mm, assumindo que os corpos de prova sejam representativos de uma viga ou pilar. Neste contexto, o cobrimento da armadura principal com relação à superfície do corpo de prova, exposta à solução de NaCl, foi de 60 mm. Nas faces laterais dos corpos de prova e na superfície exposta ao ar, as barras têm o cobrimento de 30 mm, conforme mostrado na Figura 1(a).

Neste experimento foram empregados dois concretos convencionalmente usados nas usinas de concreto da região de Curitiba, conforme a Tabela 1. O ensaio de resistência à compressão nos concretos (cilindros de Ø10 x 20 cm) ocorreu em conformidade à NBR 5739 (2018). A média, para este ensaio, foi obtida a partir de três rupturas à compressão para cada série de ensaio. A resistência à compressão média (f_{cm}) do concreto com (a/c) de 0,75 foi de 20,62 MPa, e a f_{cm} o concreto com (a/c) de 0,45 foi de 39,36 MPa. O ensaio foi desenvolvido com os corpos na condição saturados com superfície seca.

Tabela 1. Proporções de mistura usadas para a moldagem dos corpos de prova.

Concreto	Cimento[kg/m^3]	Areia [kg/m^3]	Brita [kg/m^3]	a/c [kg/kg]
15 MPa	242,11	970,86	997,50	0,75
30 MPa	410,04	758,58	1053,82	0,45

O traço 15 simula um concreto estrutural de construções antigas. Deve-se destacar que estruturas construídas a algumas décadas permitiam resistências características (f_{ck}) abaixo de 20 MPa. Além disso, normas como a ACI 318-14, recomendam f_{ck} mínimo de 17 MPa para estruturas de concreto armado expostas a umidade e fonte externa de cloretos (Classe C2). A norma brasileira NBR 6118:1980 só estabelecia que o concreto deveria apresentar uma resistência característica f_{ck} superior a 9 MPa, e compatível com a adotada no projeto, assim como atender aos critérios de controle da qualidade previstos na ABNT NBR 12655. Porém, a norma NBR 6118:1980 não incluía critérios de durabilidade para a execução de concreto estrutural de acordo com o nível de agressividade do ambiente ao qual o concreto estaria exposto.
O traço 30 é correspondente à Classe III (atmosfera marinha ou industrial) de acordo com a NBR 12655:2006 e versão atualizada da NBR 6118:2014, semelhante ao concreto recomendado pela ACI 318-14 (f_{ck} = 30 MPa – a/c = 0,40) para as mesmas condições de exposição. Para execução dos corpos de prova de concreto armado, o cimento utilizado foi o CP-II-F-32, que apresenta até 25% de material carbonáceo (NBR 16697:2018). O agregado miúdo foi uma areia fina e como agregado graúdo foi usado uma brita 1. A caracterização física dos agregados e as normas consideradas para isto, é apresentada na Tabela 2.

Tabela 2. Caracterização física dos agregados.

Agregado	**Dimensão máxima característica**	**Módulo de finura**	**Teor de finos**	**Massa específica**
Graúdo (Brita 1)	19,00 mm	1,83	0,39%	2,66 g/cm^3
Miúdo (Areia fina)	0,600 mm	2,40	9,06%	2,50 g/cm^3
Normativa	ABNT NM 248:2003			ABNT NBR NM 52:2003 ABNT NBR NM 53:2003

A consistência do concreto foi mensurada com o método do abatimento do tronco de cone (*slump test*), conforme recomendações da norma brasileira NBR 7223: 1992. Para ambos concretos, adotou-se uma fluidez na faixa de 80 ± 10 mm, de forma a manter uma consistência plástica para a moldagem de todos os corpos de prova, que não necessitaram uso de aditivos. Após a moldagem, os corpos de prova foram submetidos a um processo de cura por imersão em água saturada com cal conforme indica a norma NBR 5738:2003 durante o período de 91 dias.
Optou-se por um período de cura superior ao recomendado pela norma NBR 5738:2003 (de 28 dias) para simular um concreto de uma estrutura real que venha a sofrer a necessidade de ensaios de campo após determinada quantidade de anos de serviço. Portanto, não foram realizadas leituras eletroquímicas durante o endurecimento do concreto ou durante o período de cura do concreto. Sendo o objetivo simular o interior de uma estrutura real para avaliação do desempenho do sensor, não foi considerado um período de estabilização do concreto fora da câmara de cura. Considerações semelhantes foram realizadas no trabalho de Rocha (2012) e por Dotto (2006).
Finalmente, após o processo de cura de 91 dias, os corpos de prova foram colocados na estufa a 50 ^{o}C durante 5 dias para secagem. Em seguida as superfícies laterais dos corpos de prova foram isoladas da exposição a cloretos com uma tinta epóxi com a intenção de fazer com que a frente de contaminação só avance pela face com o cobrimento de 60 mm. Para induzir a corrosão do aço embutido no concreto foi usado um processo acelerado de envelhecimento que envolve a absorção

e difusão dos íons cloretos na matriz cimentícia. O envelhecimento acelerado seguiu um sistema de imersão parcial alternado em ciclos. Os ciclos foram compostos de secagem em estufa a 50 °C por 5 dias e imersão parcial dos corpos de prova na água com 3,5% de NaCl em massa por 2 dias, conforme mostra a Figura 1(b). Esta abordagem foi adotada com base em outros trabalhos que utilizaram o mesmo sistema de imersão alternada (Freire, 2005; Dotto, 2006; Silva, 2010; Rocha, 2012; Silva, 2017).

Além disso, o sistema adotado e a concentração do sal tentam reproduzir condições de serviço semelhantes a uma zona variação de maré, dentro de uma atmosfera marinha. Nessa região, existe o contato com água contaminada com cloretos, com ciclos de molhagem e secagem. O que caracteriza uma condição de exposição crítica em termos de corrosão de armaduras. O mecanismo principal de degradação presente nessas condições é a corrosão das armaduras pela ação dos íons cloreto (Lima e Morelli, 2004), que é o ataque considerado para avaliar o desempenho dos sensores nesta pesquisa.

2.2 Configuração do sensor

A macro célula galvânica considerada no estudo é formada por cobre e aço carbono. Foram usadas barras de aço-carbono de 60 mm de comprimento e diâmetro 6,3 mm (1/4") (ânodo) a diferentes alturas e instalados sobre uma placa de cobre (cátodo) de 50 por 50 mm e 4 mm de espessura. Todos os metais foram polidos com escova com fios de aço. Em seguida, foram enxaguados com água destilada, imersos em álcool e secos ao ar. A área da placa de cobre que atua como cátodo (Ac) no sensor galvânico projetado no trabalho foi configurada de maneira que fosse igual à somatória da área superficial dos ânodos (Aa) que compõem a macro célula galvânica para uma relação Ac/Aa = 0,97. A Figura 2 mostra um desenho do sensor galvânico utilizado no estudo.

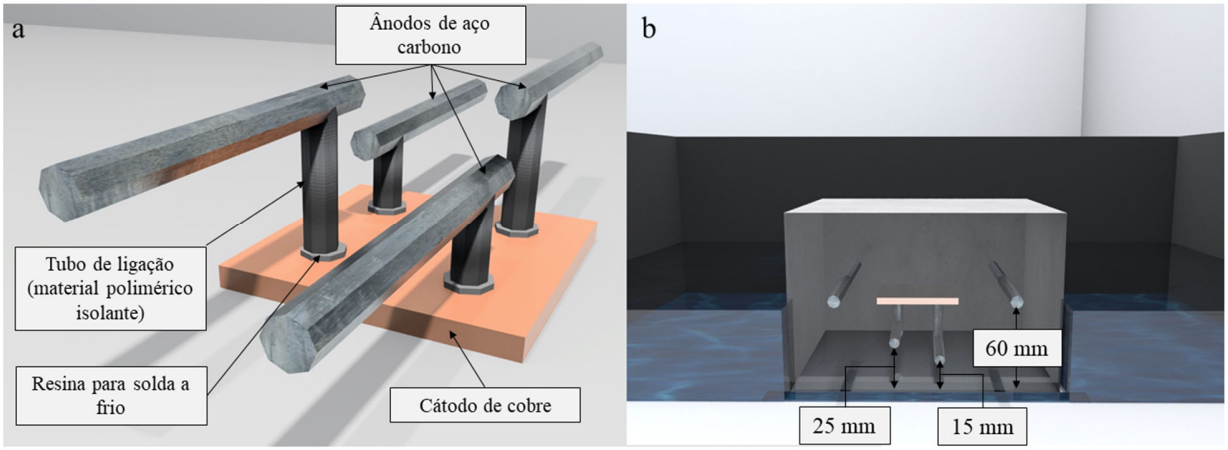


Figura 2. a) Sensor galvânico utilizado no estudo. b) Sensor galvânico instalado no interior do corpo de prova. Fonte: Autor.

Dois dos ânodos do sensor ficaram a uma profundidade 15 mm e os dois restantes a uma profundidade de 25 mm, com relação à superfície do corpo de prova, exposta à solução de NaCl. Sendo essas as profundidades nas quais o sensor deve produzir a informação de despassivação da armadura pelo ingresso de cloretos, como indica a Figura 2(b). A Figura 3 mostra a moldagem dos corpos de prova prismáticos e instalação do sensor.

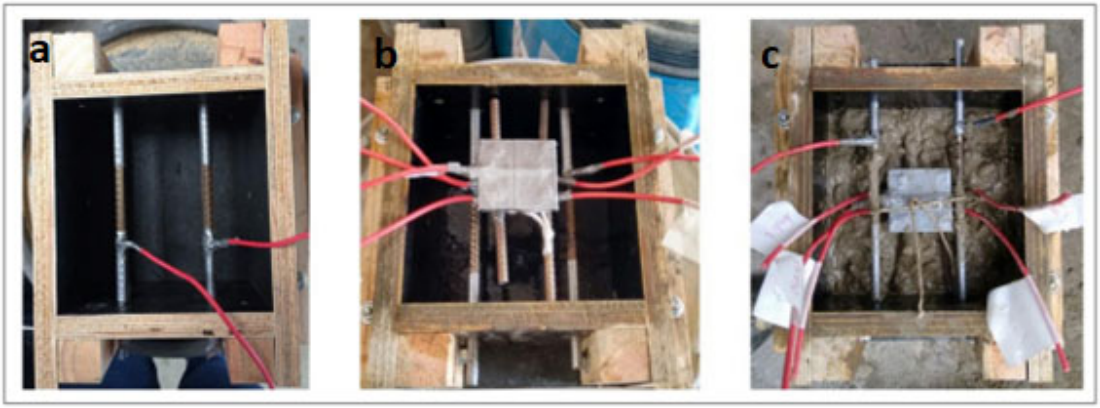


Figura 3. a) Instalação das barras principais. b) Formas lubrificadas com óleo e com o sensor posicionado. c) Moldagem com o sensor embebido. Fonte: Autor.

Para encaixar as barras de aço carbono na placa de cobre, foram realizados 4 furos de 8,0 mm de diâmetro (> 6,3 mm), conforme mostra a Figura 4. As barras de aço carbono foram fixas na placa de cobre com resina para solda a frio, de modo a evitar um par galvânico indesejado que comprometesse o adequado funcionamento do sensor além de expor o aparelho a degradação prematura. Para o circuito elétrico externo que conecta os eletrodos e permite o escoamento de elétrons se utilizou cabo de cobre isolado com filme de PVC e seção transversal de 2,5 mm^2, que foi soldado aos metais envolvidos. Os pontos de soldadura foram protegidos com material polimérico isolante.

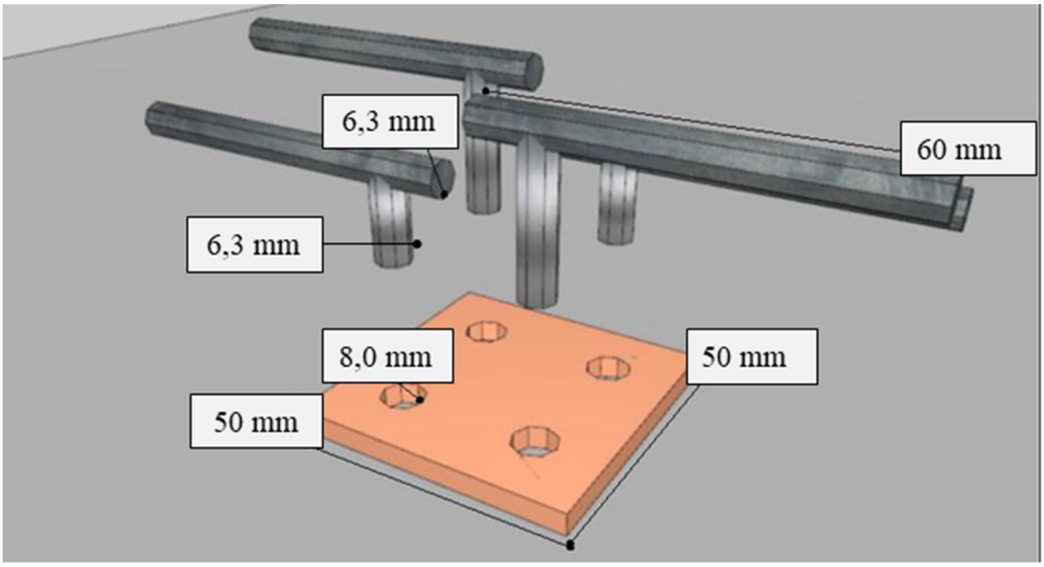


Figura 4. Esquema da montagem do sensor.

A escolha dos metais (eletrodos) para a construção do sensor galvânico esteve em função do potencial de equilíbrio irreversível (E_{eq}) predeterminado. Os potencias de equilíbrio irreversíveis são os potenciais de eletrodo que se modificaram sob a influência da polarização ou fatores externos. São determinados experimentalmente e são comumente chamados de potenciais de corrosão (Gentil, 1996). Para determina-los, usa-se um eletrodo de referência, por exemplo, um eletrodo padrão de hidrogênio. O E_{eq} indica a tendência do eletrodo de sofrer redução ou oxidação em um meio determinado. Quanto maior o potencial de corrosão do eletrodo em uma tabela de potenciais, maior a tendência do eletrodo a sofrer oxidação, isto é, se comportar como ânodo

(Gentil, 1996; Pawlick et al., 1998; Souza, 2014).
O potencial de equilíbrio irreversível do ferro, imerso em um eletrólito simulando a água do mar com referência a um eletrodo de hidrogênio está no intervalo de (-0,34 a 0,50) V. Entretanto, o potencial de corrosão do cobre está no intervalo de (-0,02 a 0,05) V (Akimov, 1957). No estudo não foi realizado o procedimento experimental correspondente para determinar o valor do potencial irreversível do cátodo e do ânodo separadamente.
Finalmente, com o intuito de tornar mais prático o sensor, proteger os cabos de cobre e consequentemente melhorar o registro das leituras eletroquímicas, foram colocaram conectores elétricos tipo pino em todas as pontas, conforme a Figura 5(b).

2.3 Ensaios de caracterização e técnicas eletroquímicas

A cada ciclo de exposição, as leituras eletroquímicas foram conduzidas no segundo dia de imersão parcial na água com 3.5% de NaCl. Com o intuito de determinar o potencial dos pares do sensor ao longo de processo de envelhecimento, usou-se o aquisitor de dados LabVIEW 8.5, que registrou a diferença de potencial de polarização (E_{par}), conforme mostra a Figura 5.

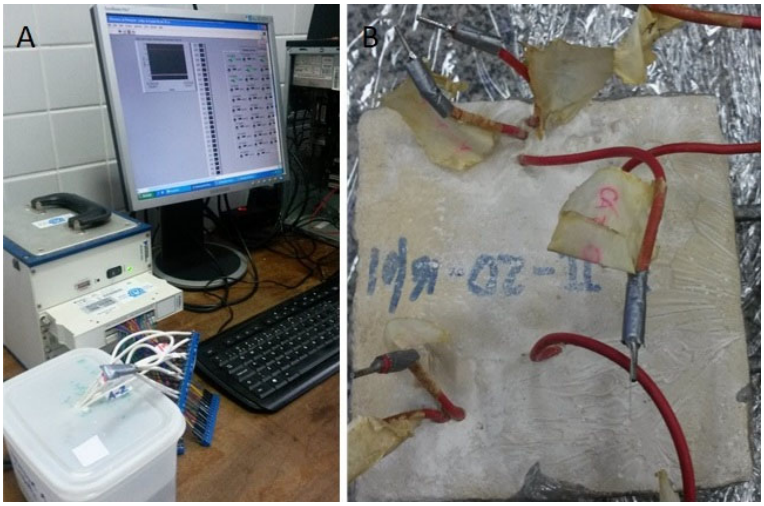


Figura 5. a) Aquisitor LabVIEW 8.5 realizando a leitura de E_{par}. b) Corpo de prova com conectores elétricos tipo pino. Fonte: Calvo, (2018).

Teoricamente, o potencial de um par galvânico (E_{par}) é resultado da combinação dos potenciais dos metais envolvidos. Se trata de um processo espontâneo provocado pela natureza diferente dos eletrodos que conduz à polarização de ambos os metais para um potencial combinado (E_{par}) (Gentil, 1996; Pawlick et al., 1998). Ou seja, se obtém a partir da diferença entre o potencial positivo correspondente ao cátodo ($E_{cátodo}$) e o potencial negativo ($E_{ânodo}$) correspondente ao ânodo conforme mostra a Equação (1) (Pawlick et al., 1998) no meio no qual estão inseridos.

$$E_{par} = E_{célula} = E_{cátodo} - E_{ânodo} \qquad (1)$$

Na prática $E_{cátodo}$ é o potencial de polarização do cátodo e $E_{ânodo}$ é o potencial de polarização do ânodo. O potencial de polarização é resultado do deslocamento (η) do potencial de equilíbrio irreversível do metal (E_{eq}) pela formação do par galvânico. Assim, a Equação 1 pode ser redigida na forma da Equação (2).

$$E_{par} = \left(E_{eq} + \eta\right)_{cátodo} - \left(E_{eq} + \eta\right)_{ânodo} \qquad (2)$$

Como nenhuma corrente externa é aplicada à macrocélula galvânica, o potencial de polarização dos eletrodos (ânodo e cátodo) é sempre no intervalo do potencial natural dos metais no interior do concreto (Mccarter e Vennesland, 2004). Portanto, o valor de E_{par} oscilará em função das condições do meio (Pawlick et al., 1998). Sendo assim, o valor de E_{par} deve ser obtido empiricamente (Sousa, 2014), e no seu valor estão embutidos os valores de E_{eq} e η, dispensando a determinação desses fatores separadamente.

Assim, o aquisitor de dados gerou uma leitura individual correspondente a cada um dos pares ânodo-cátodo do sensor projetado. Cada par é reconhecido pelo aquisitor como um canal de leitura individual. Foi analisado se a leitura de diferença de potencial se mantém estável ao longo do tempo, e o tipo de reação que indicava: galvânica ($E_{par} > 0$) ou eletrolítica ($E_{par} < 0$).

Para o registro da corrente galvânica (I_{gal}) foi usada a técnica eletroquímica que usa um Amperímetro de resistência nula (ZRA - *Zero Resistance Ammeter*), acoplado a um potenciostato SP-200 e aquisição via software EC-Lab. Esta técnica consiste na medição de corrente galvânica em um par formado por metais diferentes, um com um comportamento anódico e outro com comportamento catódico.

A técnica também é usada para desempenhar alguns tipos de medições de ruído eletroquímico e consiste em estabilizar a voltagem entre o eletrodo de trabalho e o contra-eletrodo, e medir a corrente e o potencial versus o eletrodo de referência (EC-LAB., 2011). Neste caso, os eletrodos de trabalho são as barras de aço carbono do sensor galvânico. Como contra-eletrodo se usou uma malha de aço inox e o eletrodo de referência foi a placa de cobre do sensor.

Com o intuito de auxiliar na validação do comportamento do sensor, as leituras de corrente galvânica e potencial do par foram correlacionadas com as leituras de potencial de circuito aberto (E_{corr}). Devido à sua simplicidade, a medição do potencial de corrosão, E_{corr}, é o método mais utilizado nas determinações de campo (Martínez e Andrade, 2009). A partir dessas medições, mapas de potencial são desenhados revelando as zonas que são mais propensas a sofrer corrosão no estado ativo (ASTM C876-15).

Em cada ânodo foi efetuada uma leitura, totalizando 6 leituras por corpo de prova: quatro nos ânodos do sensor e duas nas barras de reforço. Nas leituras de diferença de potencial foi usado um eletrodo de referência de $Cu/CuSO_4$. Para análise dos resultados de maneira a estimar a probabilidade de corrosão em determinada estrutura, foram considerados os limites encontrados na norma ASTM C876-15.

Contudo, ainda não existe normativa que estabeleça uma faixa fixa de valores de I_{gal} e E_{par} para caracterizar o estado ativo do aço no concreto. Assim sendo, não é o valor absoluto da corrente que deve ser considerado, mas sim a variação de seus valores ao longo do tempo (Raupach e Schiessl, 2001; Araújo et al., 2013).

Finalmente, foi realizado o teste qualitativo pelo método colorimétrico por aspersão de nitrato de prata ($AgNO_3$) para determinação da profundidade da frente de penetração de cloretos que ingressam no concreto por absorção e difusão, ainda que não quantifique os teores de cloretos livres (Real et al., 2015; França, 2011, Pontes et al., 2020). O ensaio consiste em aspergir uma solução aquosa de $AgNO_3$ 0,1 M às fatias recém fraturadas de concreto. Quando a solução de nitrato de prata é aspergida na superfície do concreto, ocorre uma reação fotoquímica. Onde há presença de cloretos livres, ocorre a formação de um precipitado branco de cloreto de prata. Na região sem cloretos ou com cloretos combinados, há formação de um precipitado marrom, o óxido de prata (Medeiros, 2008; Marcondes, 2012).

Para a realização do ensaio, os corpos de prova foram partidos ao meio, no sentido do fluxo de cloretos instantes antes do ensaio para evitar que ocorresse carbonatação. De forma paralela, também foi feito um teste com aspersão de fenolftaleína (1% em álcool etílico) em uma das fatias dos corpos de prova para evitar falsos positivos. Já que na presença de carbonatos também há formação de um precipitado branco (Jucá, 2002).

Após a aspersão da solução aquosa de nitrato de prata foram realizadas dez medidas da profundidade de penetração de cloretos, a cada 10 mm, seguindo as recomendações da NT BUILD 492 (2000). Evitando-se, assim, erros grosseiros na leitura da profundidade alcançada pelos cloretos. Antes de aspergir o nitrato de prata e a fenolftaleína, cada fatia foi escovada para eliminar o pó da superfície.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Potencial de corrosão

A Figura 6 mostra os resultados de Potencial de circuito aberto (E_{corr}) nos corpos de prova com concreto de 15 MPa. A Figura 7 apresenta os dados correspondentes aos corpos de prova com concretos de 30 MPa. Em ambas figuras se observa a média das leituras obtidas nos ânodos do sensor galvânico instalado no interior dos corpos de prova, com espessura de cobrimento de 1,5 cm, e 2,5 cm, respectivamente. Também estão representadas nestas figuras as médias correspondentes às barras principais com espessura de cobrimento de 6 cm.

No fim do primeiro ciclo de molhagem se observaram valores negativos de E_{corr} (< -350 mV), nos ânodos instalados a 1,5 cm e 2,5 cm, em ambos concretos. Diversas pesquisas observaram valores mais negativos (indicando corrosão ativa) no início dos ensaios de corrosão (Gurdián et al., 2014; Rocha et al., 2014; Capraro et al., 2016; Jiang et al., 2017; Medeiros et al., 2017; Godinho et al., 2018; Godinho et al., 2019; e Capraro et al., 2021). Este comportamento está relacionado ao processo de formação do filme passivador sobre a armadura que envolve a oxidação da superfície do metal e, por este motivo, gera leituras eletronegativas no início do ensaio (Poursaee, 2016; Meira, 2017; Ribeiro et al., 2018.

Assim, o E_{corr} muda gradualmente transitando de valores mais negativos para valores mais positivos, até estabilizar e indicar a formação do filme passivador (Sun et al., 2017), na ausência de agentes agressivos no interior do concreto. Capraro et al. (2021), por exemplo, observaram altos valores negativos (-600 mV / -700 mV) do início do monitoramento até 800 dias em todas as séries expostas a ciclos de molhagem e secagem em câmera seca (55 ± 5% U.R. e 23 ± 2 ◦C). De forma semelhante, Godinho et al. (2018), observaram leituras na faixa de -486 mV a -550 mV até os 100 dias.

Com o intuito de incentivar a formação do filme passivo nas barras de aço antes da moldagem Ghods et al. (2010), Nahali et al. (2014), Williamson e Isgor, (2016) e Godinho et al. (2019), sugerem a imersão das barras de aço carbono em soluções sintéticas que simulem o interior do concreto, antes da moldagem.

Neste trabalho, o monitoramento dos ânodos instalados a 1,5 cm e 2,5 cm não apresentou um nível de estabilização, mas uma tendência a se tornar mais eletronegativo na medida que o teor de cloretos no interior do concreto aumentou.

No que diz respeito à durabilidade do concreto, a ABNT NBR 6118 (2014) estipula valores mínimos de cobrimento (c_{min}) sobre a armadura de acordo à agressividade do ambiente no qual a estrutura esteja inserida. Neste caso, para os ânodos do sensor galvânico (1,5 e 2,5 cm), esses valores não foram respeitados intencionalmente. Somando a isto a interconectividade entre os poros existentes e as microfissuras na pasta, a eficiência da proteção física que o cobrimento confere é diminuída.

Ainda segundo Leek (1991) e Ribeiro et al. (2014), mesmo com a reserva alcalina produto do teor de $Ca(OH)_2$ no concreto e a película de passivação, a presença de cloretos no interior do concreto pode desencadear a dissolução do filme passivo e dar início ao processo corrosivo. Segundo os autores Huafu et al. (2015) e Jin et al. (2017), na medida que cresce o grau de contaminação por cloretos, mais negativo tende a ficar o valor de E_{corr}.

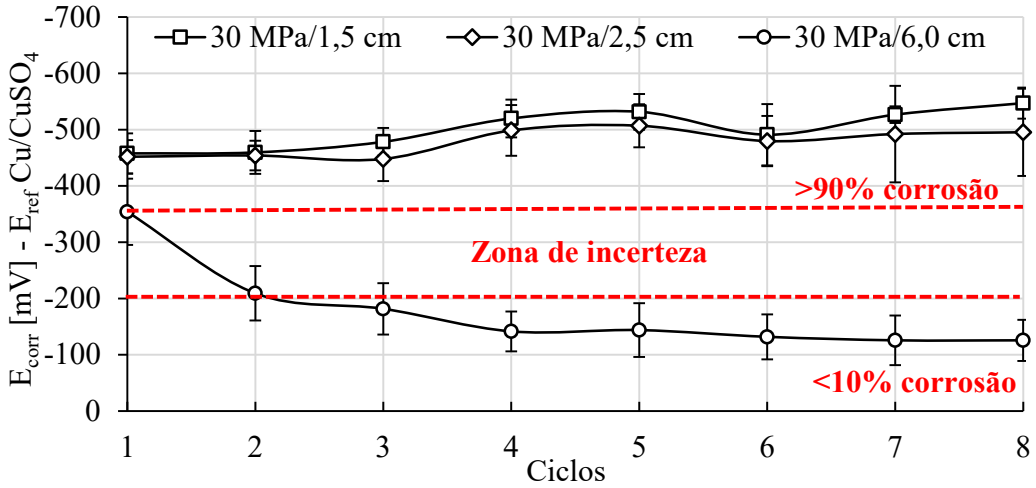


Figura 6. Potencial de corrosão para o traço 15 MPa. Fonte: Autor.

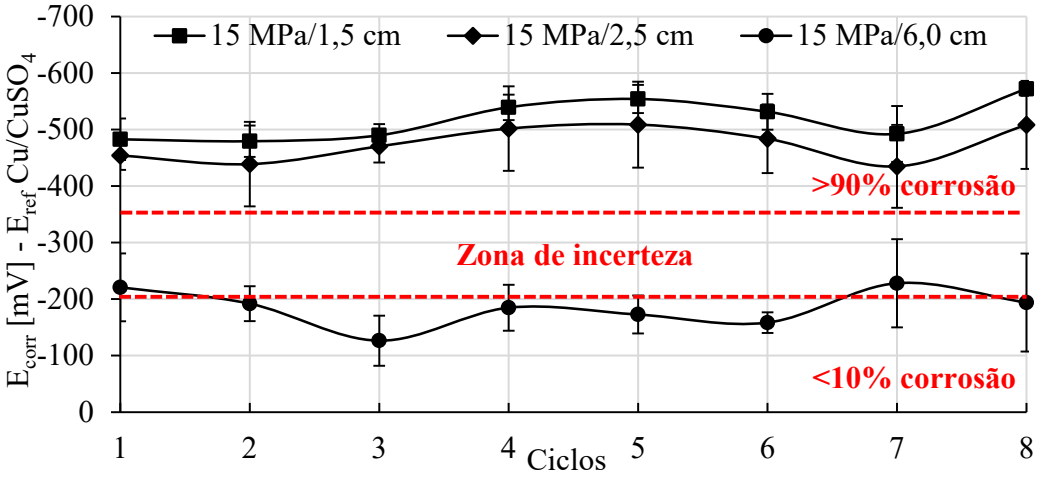


Figura 7. Potencial de corrosão para o traço 30 MPa. Fonte: Autor.

Por outro lado, nas barras principais com 6 cm de cobrimento a probabilidade de corrosão ficou menor do que 10 % ou no intervalo de (-200 a -350 mV), em ambos concretos. Um comportamento semelhante foi observado pelos autores Romano et al. (2013), que estudaram o desempenho de um sensor com eletrodos em profundidades diferentes com relação à superfície exposta do corpo de prova, a saber: 1,5 e 3 cm. No estudo, o eletrodo colocado a menor profundidade indicou despassivação antes do que o eletrodo com 3 cm de cobrimento. Além disso, as barras de reforço do corpo de prova com cobrimento de 4 cm despassivaram 100 dias depois do eletrodo do sensor colocado em menor profundidade.

Teoricamente, valores mais eletronegativos de E_{corr} indicam um nível crítico de íons cloreto no entorno dos ânodos do sensor. Se os ânodos são instalados a diferentes profundidades, os ânodos mais perto da superfície externa, através da qual acontece a penetração dos íons, deverão apresentar valores mais eletronegativos mais rapidamente do que aqueles ânodos localizados a maior profundidade (Romano et al., 2013).

Finalmente, a análise de variância ANOVA e o subsequente teste de Tukey com 95% de confiança, indicaram que a resistência do concreto não influenciou nos resultados obtidos durante o teste de potencial de corrosão. Por tanto, o comportamento dessa grandeza nos corpos de prova de ambos traços foi o mesmo.

3.2 Potencial do par

As Figuras 8 e 9 mostram os valores médios de potencial do par para os seis ânodos do sistema (sensor de corrosão + barra de aço). Para o concreto de 15MPa, quando o valor de potencial do par ficou negativo, a probabilidade de corrosão do ânodo foi menor que 10 % ou encontrava-se na zona de incerteza de acordo com as leituras de potencial de circuito aberto.

Com base nos resultados observados neste trabalho, 20 mV/min. é o valor de potencial do par (E_{par}) para o arranjo e metais utilizados (aço carbono-cobre), que caracteriza o par galvânico de testado. Em paralelo, o patamar de 200 mV/min. aparenta indicar a mudança para o estado ativo (indicado com uma linha tracejada nas Figuras 8 e 9).

Assim, quando o potencial do par se encontra no intervalo de 20 a 200 mV/min., como no caso dos ânodos com cobrimento de 1,5 cm e 2,5 cm nos primeiros ciclos, a corrosão se encontra no estado ativo. A partir do 4º ciclo o potencial do par ficou maior do que 200 mV/min., e os ânodos estavam definitivamente no estado ativo, independentemente do cobrimento. Já que valores positivos de E_{par} indicam que o processo de oxidação, predomina sobre o processo de redução e o ânodo sofre corrosão (polarização anódica). Quanto maior a diferença de potencial no par galvânico, mais intensa tende a ser a polarização anódica (Pawlick et al., 1998, Sousa, 2014; Fernandes e Martendal, 2015) e mais intensa é a reação de corrosão no par.

Para o concreto de 30MPa (Figura 9), um comportamento semelhante foi observado para os seis ânodos a 1,5, 2,5 e 6,0 cm de profundidade. A resistência do concreto não influenciou nos resultados obtidos durante o teste de potencial do par, conforme análise estatística (ANOVA e Tukey a 95% de confiança). Destaca-se, ainda, que o erro das médias das leituras E_{par} são pequenas quando comparadas com o E_{corr} (Figs 6 e 7). Assim, é possível comprovar uma maior estabilidade nas leituras realizadas com o sensor galvânico.

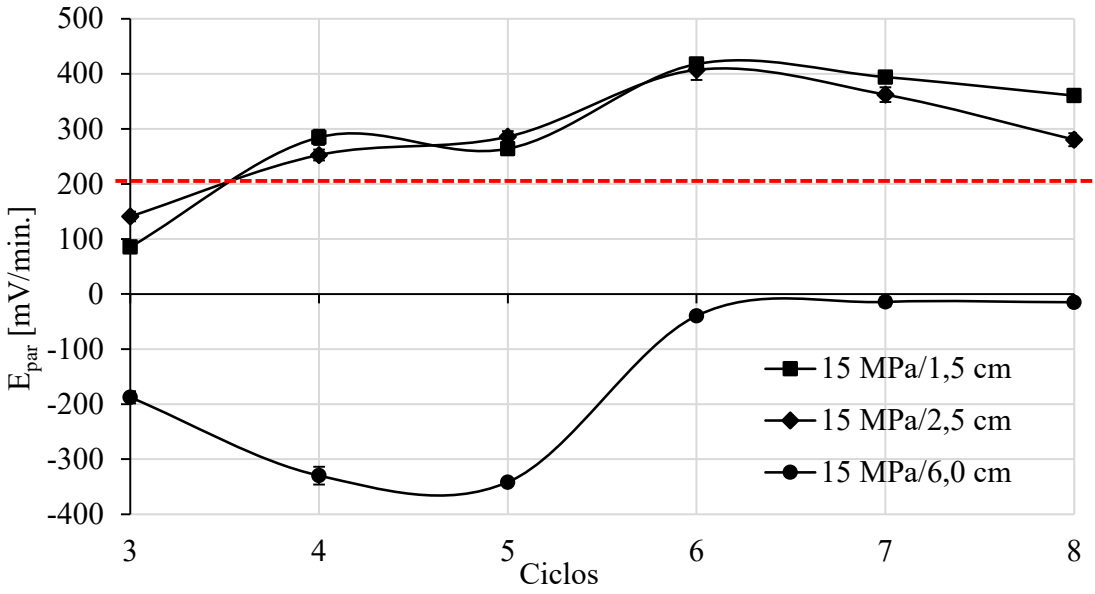


Figura 8. Potencial do par para o traço 15 MPa. Fonte: Autor.

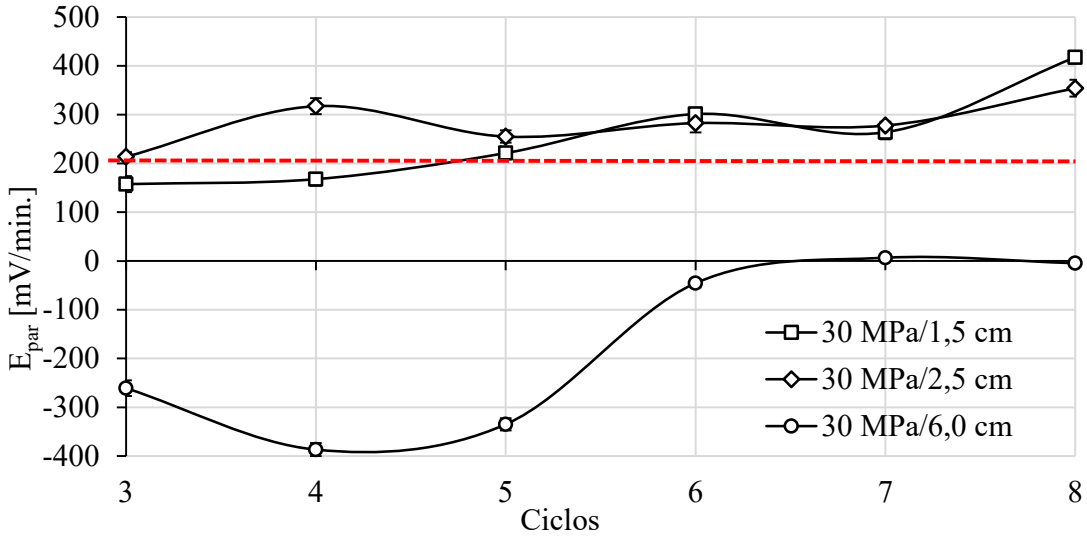


Figura 9. Potencial do par para o traço 30 MPa. Fonte: Autor.

Angst e Buchler (2015) expõem algumas dificuldades intrínsecas ao monitoramento do potencial misto de uma macro-célula galvânica (E_{par}): (i) as reações anódicas e catódicas ocorrem geralmente no mesmo elemento estrutural, (ii) ou não é possível colocar eletrodos de referência perto do ânodo e do cátodo (iii) ou a condutividade do eletrólito é muito alta e, portanto, a diferença de potencial muito baixa para ser medida com precisão.

Note-se, no entanto, que Angst e Buchler (2015) se referem a macro-célula formada sobre a superfície de uma barra de aço, produto da penetração de cloretos no concreto que provoca corrosão localizada. Um sensor galvânico, de forma diferente, é formado por pequenos trechos de metal com potenciais elétricos diferentes onde um atuará como ânodo e outro como cátodo; embutidos no concreto em profundidades sempre menores do que a da armadura (Andrade et al., 2008; Araújo et al., 2013), o que diminui a influência da condutividade do eletrólito.

Resta considerar então o aspecto (ii) mencionado pelos autores: a possibilidade de colocar eletrodos de referência perto do ânodo e do cátodo. Assim, nos testes futuros que venham a utilizar o sensor galvânico proposto na presente pesquisa, é recomendável instalar também um eletrodo de referência. Está prática possibilitará determinar de forma separada o potencial do ânodo e do cátodo e assim poder determinar a curva de polarização de cada eletrodo, e aprimorar o monitoramento do potencial do par galvânico.

Sugere-se também acompanhar o comportamento do potencial do par (E_{par}) em um meio livre de agentes agressivos, até o parâmetro atingir um ponto de equilíbrio na faixa dos valores positivos. Já que o seu valor está em função dos potencias dos metais que compõem o par galvânico no interior do concreto (Pawlick et al., 1998; Mccarter e Vennesland, 2004).

Todavia, a estabilidade ao longo do tempo do potencial do sensor, também é influenciada pelas densidades de corrente anódica e catódica. Por sua vez, as correntes anódicas e catódicas são função da área do ânodo e da área de cátodo, respectivamente (Pawlick et al., 1998).

Sendo assim, se o ânodo tem área insuficiente, o potencial do par vai mudar para valores mais altos com um limite superior representado pelo potencial de circuito aberto do metal que atua como cátodo. Com a elevação da área do cátodo em relação ao ânodo, aumenta a demanda por elétrons do cátodo, enquanto a área do ânodo a partir da qual os elétrons serão fornecidos diminui e, portanto, a taxa de dissolução do ânodo aumenta (Sousa, 2014). Nestas condições, existe o risco que o ânodo se degrade excessivamente e diminua o período de vida útil do sensor. Sendo assim, deve-se avaliar o comportamento do sensor galvânico com uma relação área do cátodo/área do ânodo (A_C/A_A) igual a 1, de modo a aprimorar o funcionamento do sensor proposto no trabalho.

Inicialmente o programa experimental não previa a realização deste ensaio, mas demostrou ser de suma importância para compreender o comportamento do sensor ao longo do tempo.

3.3 Corrente galvânica

Teoricamente, quando um processo corrosivo é estabelecido nas barras, a corrente galvânica passa a aumentar na faixa dos valores positivos, em decorrência da variação do potencial do ânodo, que assume valores mais negativos em relação aos obtidos inicialmente, em seu estado passivo (Araújo et al., 2013; Lacerda e Muller, 2015). Um aumento da corrente galvânica, acompanhado por uma diminuição do potencial de circuito aberto, indica que um nível crítico de íons cloreto foi atingido (Andrade et al., 2008; Araújo et al., 2013).

Nas Figuras 10 e 11 é possível observar que durante o monitoramento, a corrente galvânica (I_{gal}) ficou negativa durante sete dos oito ciclos nos seis ânodos monitorados (quatro do sensor galvânico e as duas barras principais). Para o concreto de 15 MPa (Figura 10), se observaram valores positivos de corrente galvânica no ciclo 7, após 141 dias de monitoramento. Porém, voltam a se tornar negativos no ciclo 8. Para o concreto de 30 MPa, na Figura 11 se observa que a corrente galvânica ficou positiva nos ciclos 7 e 8.

Em princípio, valores positivos de corrente estão em concordância com o potencial de circuito aberto mais negativo do que $-350\ mV$ (probabilidade de corrosão $> 90\%$), e com o potencial do par maior do que 200 mV/min., observados nos ânodos instalados a menor profundidade (1,5 e 2,5 cm).

No entanto, nas barras principais instaladas com 6 cm de cobrimento, o E_{par} indicou uma reação eletrolítica ao longo do monitoramento, o que significa que as barras ficaram em estado passivo em concordância com o valor de potencial de circuito aberto medido. Sendo assim, o registro de corrente galvânica (I_{gal}) positiva não correspondia com o observado nas barras nos testes anteriores. No entanto, a corrente galvânica ficou perto de zero durante todo o teste. Valores de corrente galvânica perto de zero também são indicativos da condição passiva do aço (Park et al., 2005; Sousa, 2014). Sendo assim, da mesma forma que o acontecido na primeira etapa do programa experimental com os sensores embebidos em uma solução aquosa (Calvo et al., 2017), a I_{gal} mostrou maior inercia para identificar a presença de um agente agressivo. Além disso, de acordo com Ribeiro e Cunha (2014), a corrente galvânica (I_{gal}) vai decaindo ao longo da medição, demostrando um comportamento capacitivo e isto dificulta o seu monitoramento.

Os resultados de corrente galvânica obtidos nos seis ânodos (1,5, 2,5 e 6 cm) instalados nos corpos de prova do traço de 15 MPa, foram estatisticamente equivalentes aos valores de corrente galvânica registrados nos ânodos instalados nos corpos de prova do traço de 30 MPa.

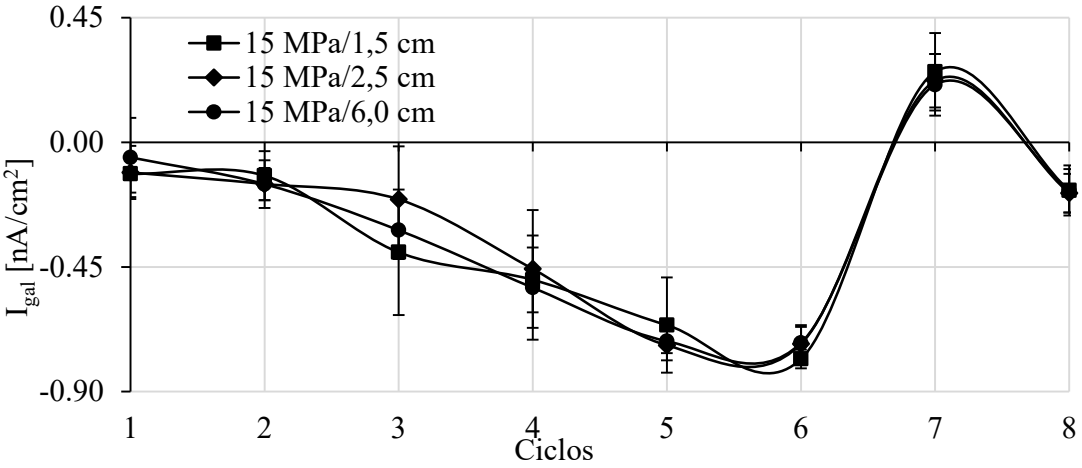


Figura 10. Corrente galvânica para o traço 15 MPa. Fonte: Autor.

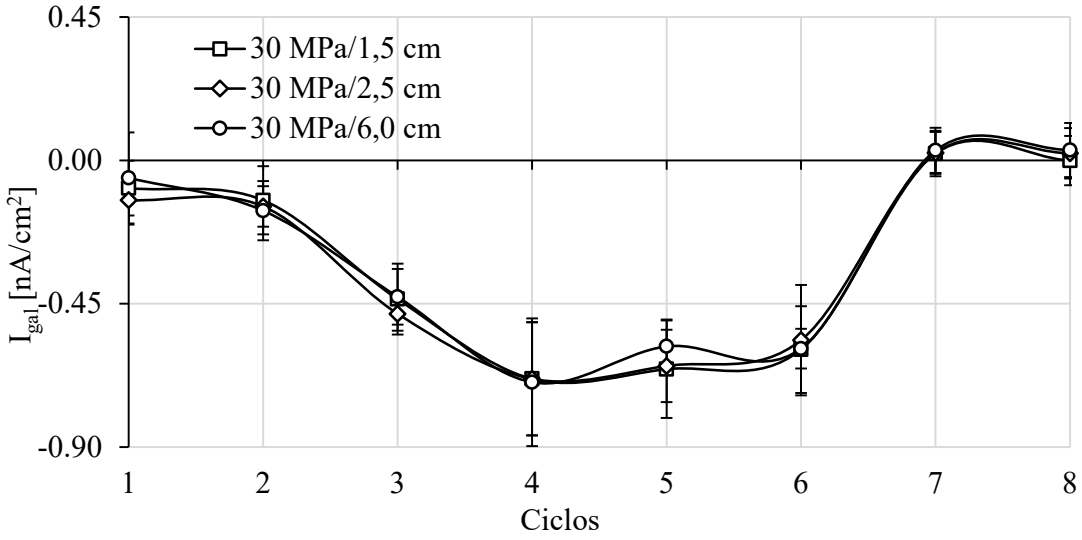


Figura 11. Corrente galvânica para o traço 30 MPa. Fonte: Autor.

Finalmente, para a análise dos dados se aplicou o modelo linear, com determinação do R^2 para inferir a correlação entre as técnicas eletroquímicas consideradas no trabalho. Nenhum fator de correlação (R^2) chegou a se aproximar de 0,9, por tanto, não se pode afirmar que exista uma relação linear positiva entre as técnicas eletroquímicas. Ou seja, as grandezas medidas diferem e não convergem. Por esse motivo este tipo de estudo é importante, pois a escolha da técnica correta, ou conjunto de técnicas, é essencial para que o monitoramento seja eficiente. Todavia as sugestões feitas anteriormente no sentido de aprimorar o funcionamento do sensor são essenciais para poder compreender e estimar o comportamento das grandezas avaliadas em campo de forma certeira.

3.4 Penetração de cloretos pelo método colorimétrico

Ao final do monitoramento da corrosão, foram realizados os testes colorimétricos com nitrato de prata ($AgNO_3$ 0,1 M) e fenoltaleína. Na Figura 12, se observa a aparência das fatias do corpo de prova após a aspersão dos indicadores. Em nenhum dos oito corpos de prova testados, se observou concreto carbonatado, conforme indica a coloração rósea em uma das fatias do corpo de prova. Esta evidência de não haver carbonatação nos concretos é importante para ter certeza que o teste colorimétrico com aspersão de solução com nitrato de prata será efetivo, sem indicar o falso positivo alertado nos trabalhos de Pontes et al. (2020).

Na fatia à esquerda, é possível apreciar duas regiões distintas quanto à coloração: uma com precipitado marrom correspondente à região sem cloretos livres, e outra sem coloração na região afetada por cloretos livres que indica até onde chegou a frente de penetração de cloretos. Na Figura 12 a região sem cloretos foi delimitada com uma linha tracejada.

Após 150 dias ao final do oitavo ciclo, a frente de penetração de cloretos atingiu uma profundidade média de 7,6 cm nos corpos de prova do concreto de 15 MPa e de 7,2 cm nos corpos de prova do concreto de 30 MPa. Sendo assim, no concreto ao redor dos ânodos do sensor foi atingido um nível crítico de cloretos. Pois, os resultados obtidos nos ânodos do sensor durante os testes de E_{corr} e E_{par}, indicaram alta probabilidade de corrosão ao final do ensaio.

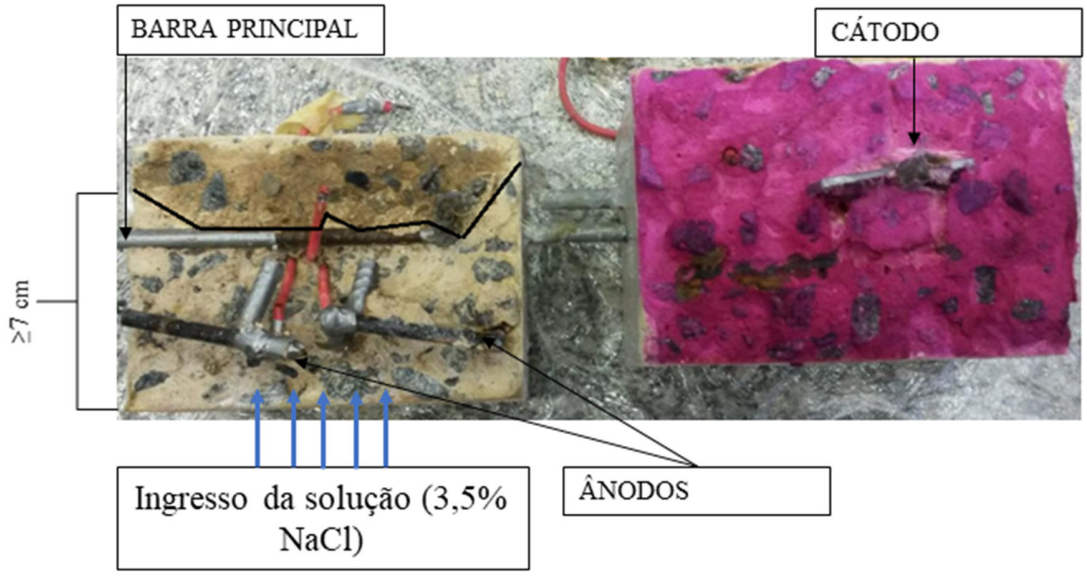


Figura 12. Ensaio colorimétrico (penetração de cloretos e carbonatação) no corpo de prova após o fim do monitoramento.

Observa-se que a profundidade de penetração de cloretos ao final dos ciclos foi semelhante entre os concretos de 15 MPa e o de 30 MPa. Nesse sentido, é necessário apontar que assim como a porosidade, a fissuração proporciona de igual modo facilidades para que os agentes agressivos penetrem no concreto e iniciem sua ação destruidora na estrutura. Após o endurecimento da massa as fissuras são resultado, entre outros fatores, de retração por secagem, corrosão das armaduras e ciclos alternados de molhagem e secagem (Brandão e Pinheiro, 1999). Neste trabalho, os três fatores agiram em combinação proporcionando a aparição de microfissuras, como mostra a Figura 13.

A aparição de microfissuras pode ter intensificado a penetração capilar de água com íons cloro, fazendo com que os concretos apresentem comportamentos semelhantes, diferente do observado em condições de exposição natural. Desse modo, a secagem em estufa a 50 ^{0}C não parece adequado e deve ser reavaliado em outros estudos semelhantes. Todavia, estudos que avaliaram a penetração de cloretos em diferentes cimentos brasileiros observaram que concretos com CP-II-F apresentam elevada capacidade de penetração de íons cloro quando comparados a outros tipos de cimento, reduzindo, assim, a influência da relação a/c (Pereira, 2001; Crauss, 2010; Frota et al., 2018).

Figura 13. Microfissuras nos corpos de prova.

Por outro lado, mesmo a frente de penetração de cloretos tendo chegado até as barras principais (6 cm de cobrimento), o teor crítico de cloretos para a despassivação das armaduras não foi atingido no concreto nesta profundidade. Isso, porque a probabilidade de corrosão ficou menor do que 10 % ou na zona de incerteza. Enquanto que o E_{par} indicou uma reação eletrolítica, ou no máximo ficou no intervalo -5 a 20 mV/min.

Neste sentido, é necessário apontar que a chegada de cloretos nas proximidades da armadura, por si só, não representa o início do processo de corrosão. O processo se iniciará apenas quando quando o teor de íons Cl^- em torno da barra de aço atingir o teor crítico (Jin et al., 2017) de forma a despassivar o aço.

A maioria das normas fixam os teores de íons Cl^- permitidos em relação à massa de cimento. Embora seja um ponto bastante polêmico o valor de 0,4% em relação à massa de cimento é um consenso na maioria das normas (Cascudo, 1997). A norma NP EN 206, por exemplo, adota o valor de 0,4% (Silva, 2017) e a ABNT NBR 12655 (2006) estabelece 0,15 % nas condições de serviço da estrutura.

Além disso, ao romper os corpos de prova, foi possível confirmar a presença do produto de corrosão ao redor das barras do sensor, mas não ao redor da parte exposta das barras principais (6 cm de cobrimento). É necessário destacar que os extremos das barras principais foram protegidos com fita isolante na cor cinza, de forma com que ficasse exposto somente 60 mm da barra, o mesmo comprimento dos ânodos do sensor, como mostra a Figura 3(a).

4. CONCLUSÕES

O objetivo do trabalho foi avaliar a eficiência de um sensor galvânico de múltiplos eletrodos no monitoramento da corrosão de prismas armados de concreto, comparando com métodos eletroquímicos convencionais e com a profundidade de penetração de cloretos. Como principais conclusões do estudo, pode-se citar:

- A relação a/c não influenciou nos ensaios, sendo o cobrimento o fator que exerceu maior influência.
- O potencial de circuito aberto e o potencial do par indicaram estado ativo de corrosão nos ânodos dos sensores (1,5 e 2,5 cm) antes que nas barras principais (6 cm).
- Para efeitos desta pesquisa, 20 mV/min. é o valor de potencial do par (E_{par}), que caracteriza o par galvânico de aço carbono-cobre testado. Enquanto o patamar de 200 mV/min. aparenta indicar a mudança para o estado ativo.
- A corrente galvânica apresentou pouca variação ao longo do tempo, com comportamento capacitivo durante os 150 dias de monitoramento.
- A frente de penetração chegou a uma profundidade maior do que 7 cm, atingindo as barras principais (6 cm). Por este motivo, os ensaios indicaram uma tendência de a barra entrar na zona de incerteza até que sejam atingidas concentrações suficientes de cloretos para despassivar a armadura e iniciar a corrosão.
- O sensor desenvolvido apresentou sensibilidade para detectar a frente de cloretos e prever a possibilidade de corrosão das armaduras. Sendo ainda necessários ajustes como acompanhar o comportamento do potencial do par (E_{par}) e do potencial de corrosão (E_{corr}) em um meio livre de agentes agressivos até que o E_{par} estabilize. Considera-se que os parâmetros E_{corr}, E_{par} e I_{gal} se comportam de formas distintas como parâmetros de monitoramento da corrosão.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Laboratório de Materiais e Estruturas da Universidade Federal do Paraná (LAME-DCC-UFPR), ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC-UFPR), ao Centro de Estudos em Engenharia Civil (CESEC-UFPR), a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), a Agência Nacional de Águas (ANA) e Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

6. REFERÊNCIA

American concrete institute (ACI) (2014). ACI 318-14: *Building Code Requirements for Structural Concrete*.
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (1980). NBR 6118: *Projeto e execução de obras de concreto armado.*
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2006). NBR 12655: *Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento.*
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2014). NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.*
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2003). NM 248: *Agregados - Determinação da composição granulométrica.*
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2009). NBR 7211: *Agregados para concreto – Especificação.*
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2003). NM 52: *Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente.*
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2003). NM 53: *Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água.*
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (1992). NBR 7223: *Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.*
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2003). NBR 5738: *Concreto — Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.*
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2018). NBR 5739: *Concreto — Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.*
Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2018). NBR 16697: *Cimento Portland - Requisitos.*
ASTM Internacional. (2015). ASTM C876 – 15 *Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.* Edição atual aprovada em 1 de novembro de 2015. Publicado em abril de 2016. Originalmente aprovado em 1977. Última edição anterior aprovada em 2009 como C876-09. doi: https://doi.org/10.1520/C0876-15
NT BUILD 492 (2000), *Non-Steady State Chloride Migration (Diffusion Coefficient).*
Araújo, A., Panossian, Z., Portella, P. D., Bässler, R. (2013), Monitoramento da corrosão em estruturas de concreto: sensor galvânico. *Revista Téchne*. Edição 194. Maio/2013. Link: http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/194/artigo294083-1.aspx
Andrade, C., Figueiras, H., Félix, C., Coutinho, J. S. (2008), *"Desempenho do kit-sensor de corrosão na monitorização da durabilidade de estruturas de betão"*, in: Anais do Encontro Nacional Betão Estruturas - BE2008. Guimarães. 5, 6, 7 de novembro de 2008.
Angst, U., Buchler, M. (2015), On the applicability of the Stern–Geary relationship to determine instantaneous corrosion rates in macro-cell corrosion. *Materials and Corrosion*. 66(10). doi: https://doi.org/10.1002/maco.201407997

Akimov, G. V. (1957), "*Théorie et Méthodes d´ Essais de la Corrosion des Métaux*". Dunod. Paris. p 53.
Baltazar, M., Almeraya, F., Nieves, D., Borunda, A., Maldonado, E., Ortiz, A. (2007). *Corrosión del acero inoxidable 304 como refuerzo en concreto expuesto a cloruros y sulfatos.* Scientia Et Technica, XIII (36),353-357. Acesso em: 17 de Julio de 2021. ISSN: 0122-1701. Disponible en: https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=84903663
Brandão, A. M. S.; Pinheiro, L. M. (1999), *Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto.* Cadernos de Engenharia de Estruturas. n.8. EESC. Universidade de São Paulo. São Carlos. 1999.
BioLogic Science Instruments (2011), EC-LAB Software: Techniques and Applications. Version 10.1x. Fevereiro, Disponível em: https://www.egr.msu.edu/~scb-group-web/blog/wp-content/uploads/2012/07/EC-Lab-software-Techniques-and-Applications-manual.pdf
Cheng, Y., Asad H., Chen, E., Ma, G., Li, Z. (2018), *Simulation of a novel capacitive sensor for rebar corrosion detection.* Construction and Building Materials. 174: 613–624. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.133
Chen, Y., Tang, F., Tang, Y., O'Keefe, M. J., Chena, G. (2017), *Mechanism and sensitivity of Fe-C coated long period fiber grating sensors for steel corrosion monitoring of RC structures.* Corrosion Science. 127: 70–81. https://doi.org/10.1016/j.corsci.2017.08.021
Calvo Valdés, A., Farias Medeiros, M. H., de Jesus Roque, P. (2017). *Sensores de corrosão para monitoramento de pontes e viadutos de concreto armado. Primeira etapa – Testes em solução aquosa.* Revista De Engenharia E Pesquisa Aplicada, 2(3). https://doi.org/10.25286/repa.v2i3.689
Calvo Valdés, A. (2018), *"Sensores de corrosão para monitoramento de pontes e viadutos de concreto armado"*. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação de Engenharia de Construção Civil – PPGECC. Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Curitiba.
Cascudo, O. (1997), *"O controle da corrosão de armaduras em concreto. Inspeção e técnicas eletroquímicas"*. Capítulo 2: Corrosão de armaduras em concreto. p 39-61. Capítulo 8: Potenciais de corrosão p 137-153. Primeira versão 1997.
Capraro, A. P. B., Gervasio, S., Medeiros, M. H. F., Hoppe Filho, J., Braganca, M., Oliveira, I. (2016), *"Avaliação dos mecanismos de corrosão de concretos contaminados com diferentes teores de pirita (FeS2)"*, in: Anais do 58o Congresso Brasileiro de Concreto (58o CBC 2016). Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON. Belo Horizonte/MG, 1–16.
Capraro, A. P. B., Macioski, G., Medeiros, M. H. F. (2021), *Effect of aggregate contamination with pyrite on reinforcement corrosion in concrete.* Engineering Failure Analysis. 120: 1350-6307. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2020.105116
Crauss, C. (2010), *"Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimento submetidos a tratamento superficial"*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil Universidade Federal de Santa Maria. 31 de agosto de 2010.
De Lacerda, M. M., Müller, R. (2015), *Uso de sensor de taxa de corrosão instantânea como técnica de monitoramento da corrosão em estruturas de concreto*. Obra24horas. Acesso em: novembro / 2015. Disponível em: https://www.obra24horas.com.br/artigos/concreto/uso-do-sensor-de-taxa-de-corrosao-instatanea-como-tecnica-de-monitoramento-da-corrosao-em-estruturas-de-concreto
De Lima, Ma. G., Morelli, F. (2004), "*Caracterização da agressividade do ambiente marinho às estruturas de concreto*". Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura Aeronáutica - ITA, São José dos Campos, SP. p 1-20 2004. Disponível em: https://semengo.furg.br/images/2004/07_2004.pdf
Dotto, J. M. R (2006*), "Corrosão do aço induzida por íons cloreto – uma análise crítica das técnicas eletroquímicas aplicadas ao sistema aço-concreto com ou sem pozolana"*. Dissertação (Doutorado). Escola de Engenharia. Programa de Pós-graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais – PPGEM. Universidade federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

Dong, S.-G., Lin, C.-J., Hu, R.-G., Li, L.-Q., Du, R.-G. (2011), *Effective monitoring of corrosion in reinforcing steel in concrete constructions by a multifunctional sensor.* Electrochimica Acta. 56(4): 1881–1888. https://doi.org/10.1016/j.electacta.2010.08.089

Freire, K. R. R (2005), *"Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto"*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação em engenharia de construção civil – PPGECC. Universidade Federal do Paraná. Curitiba 2005.

França, Clério Bezerra (2011), *"Avaliação de cloretos livres em concretos pelo método de aspersão de solução de nitrato de prata"*. Dissertação de mestrado. Programa de pós-graduação em Engenharia de Construção Civil. Universidade Católica de Pernambuco. Pró -Reitoria Acadêmica- PRAC.

Fernandes, K. V., Martenda, P. C. (2015), *Por que os metais sofrem corrosão?* Engenheiro de Materiais. Acesso em: novembro 2015. Disponível em: http://engenheirodemateriais.com.br/tag/pilha-galvanica/

Figueiredo, E. J P., Meira, G. R. (2013), *Boletim Técnico: Corrosão das armaduras de concreto*. Boletín No. 6, Associação Latinoamericana de Controle da qualidade, Patologia e Recuperação da Construção. ALCONPAT Internacional.

Federal Highway Administration (FHA) (2011). *U.S. Government of Transportation. Bridge preservation guide.* August 2011.

Feliú, S., González, J. A., Feliú Jr., S., Andrade, M. C. (1990), *Confinement of the electrical signal or in-situ measurement of polarization resistance in reinforced concrete.* ACI Materials Journal. 87 (5):457.

Frota, W.D.S.; Martins, E. R.; Valerio, P. P. (2018), *Avaliação da difusão de íons cloreto considerando concreto simples constituído por três principais classes de cimento portland convencional.* Sodebras Journal. 13(151): 99-113. doi: https://doi.org/10.13140/RG.2.2.12429.64486

Godinho, J. P., Oliveira, R. L. N., Capraro, A. P. B., Réus, G. C., Medeiros, M. H. F. (2018), *"Influência das condições de limpeza de barras de aço carbono do concreto armado nas leituras eletroquímicas de densidade de corrente de corrosão e potencial de corrosão"*, in: Anais do 3º Encontro Luso-Brasileiro de Degradação em Estruturas de Concreto (3º DEGRADA), São Carlos/SP, 77–92.

Godinho, J. P., Zermiani, B. N., Oliveira, R. L. N., Medeiros, M. H. F. (2019), *Comportamento eletroquímico do aço carbono inserido no concreto durante a passivação*. Revista Técnico-Científica do CREA-PR. ISSN 2358-5420 –Edição Especial – Setembro de 2019, 1 - 16.

Gurdián, H.; García-Alcocel, E.; Baeza-Brotons, F.; Garcés, P.; Zornoza, E. (2014), *Corrosion behavior of steel reinforcement in concrete with recycled aggregates, fly ash and spent cracking catalyst.* Materials (Basel). 7(4), 3176-3197. doi: https://doi.org/10.3390/ma7043176

Gentil, V. (1996), "*Corrosão*". 3a Edição. Rio de Janeiro. Editora LTC. Capítulo 3: "Potencial de eletrodo". p 14 – 28.

Ghods, P., Isgor, O. B., McRae, G. A., Gub, G. P. (2010), *Electrochemical investigation of chloride-induced depassivation of black Steel rebar under simulated service conditions.* Corrosion Science. 52(5): 1649–1659. doi: https://doi.org/10.1016/j.corsci.2010.02.016

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. doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.10.003

Hays, G. F. (2020), *Now is the Time.* Director General da World Corrosion Organization. Acesso em: dezembro de 2020. Disponível em: http://corrosion.org/Corrosion+Resources/Publications/_/nowisthetime.pdf

Pei, H., Li, Z., Zhang, J., Wang, Q. (2015), *Performance investigations of reinforced magnesium phosphate concrete beams under accelerated corrosion conditions by multi techniques.* Construction Building Materials. 93: 982-994. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.057
Hernández, Y., Troconis de Rincón, O., Torres, A., Delgado, S., Rodríguez, J., Morón, O. (2016). *Relación entre la velocidad de corrosión de la armadura y el ancho de fisuras en vigas de concreto armado expuestas a ambientes que simulan el medio marino.* Revista ALCONPAT, 6(3), 272 - 283. https://doi.org/10.21041/ra.v6i3.152
Institut Für Seltene Erden und Strategische Metalle (ISE) (2020), *Preços, ocorrência, extração e uso do Titan*. Acesso em: dezembro de 2020. Disponível em: https://pt.institut-seltene-erden.de/seltene-erden-und-metalle/strategische-metalle-2/titan/
Inaudi, D. (2009), *"Integrated Structural Health Monitoring Systems for Bridges"*. in: Anais do 1o Congresso de Segurança e Conservação de Pontes ASCP'09. Lisboa. 2009.
Jucá, T. R. P. (2002), *"Avaliação de Cloretos Livres em Concretos e Argamassas de Cimento Portland pelo Método de Aspersão de Nitrato de Prata"*. Universidade Federal de Goiás. Escola Engenharia Civil II.
Jin, M., Jiang, L., Zhu, Q. (2017), *Monitoring chloride ion penetration in concrete with different mineral admixtures based on embedded chloride ion selective electrodes.* Construction Building Materials. 143: 1-5. 15 julho, 2017. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.131
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 (Basel). 10(4): 412. doi: https://doi.org/10.3390/ma10040412
Klassen, R. D., Roberge, P. R. (2008), *"Technique for corrosion monitoring"*. Capítulo 5: Zero resistance ammetry and galvanic sensor. p 111-124.
Leek, D. S. (1991), *The Passivity of Steel in Concrete.* Quarterly Journal of Engineering Geology. 24:55–66. https://doi.org/10.1144/GSL.QJEG.1991.024.01.05
Lv, H., Zhao, X., Zhan, Y., Gong, P. (2017), *Damage evaluation of concrete based on Brillouin corrosion expansion sensor*, Construction and Building Materials, 143: 387-394, ISSN 0950-0618, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.122
Mccarter, W. J., Vennesland, Ø. (2004), *Sensor systems for use in reinforced concrete structures.* Construction and Building Materials. 18(6): 351–358. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.03.008
Medeiros, M. H. F. (2008), *"Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos com proteção superficial frente a ação de íons cloretos"*. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. 2008.
Medeiros, M. H. F., de Oliveira Andrade, J. J., Helene, P. (2011), *"Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto"*. Capítulo 22, Concreto: Ciência e Tecnologia, Geraldo Cechella Isaia (Editor), © 2011 IBRACON. URL: http://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/07/lc55.pdf
Medeiros, M. H. F., Rocha, F. C., Medeiros-Junior, R. A., Helene, P. (2017), *Corrosion potential: influence of moisture, water-cement ratio, chloride content and concrete cover*, Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (RIEM). 10 (4):864–885. https://doi.org/10.1590/s1983-41952017000400005
Torres-Luque, M., Bastidas-Arteaga, E., Schoefs, F., Sánchez Silva, M., Osma, J. F. (2014), *Non-destructive methods for measuring chloride ingress into concrete: State-of-the-art and future challenges.* Construction and Building Materials. 68:68-81. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.06.009
Marcondes, C. G. N. (2012), *"Adição de nanotubos de carbono em concretos de cimento Portland absorção, permeabilidade, penetração de cloretos e propriedades mecânicas"*. Universidade Federal do Paraná. Setor de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – PPGECC. 2012.

Meira, G. R. (2017), *"Corrosão de Armaduras em Estruturas de Concreto - fundamentos, diagnóstico e prevenção"*. 1ª edição, editora do IFPB, João Pessoa-PB, 2017.
Macioski, G., de Souza, D. J., Capraro Brandão, A. P., de Medeiros, M. H. F. (2016). *Análisis de la corrosión de barras de acero en función de la variación del pH del medio.* Revista ALCONPAT, 6(3), 223 - 234. https://doi.org/10.21041/ra.v6i3.153
Mota, A. C. M. (2011), *"Avaliação da presença de cloretos livres em argamassas através do método colorimétrico de aspersão da solução de nitrato de prata"*. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.
Martínez, I., Andrade, C. (2009), *Examples of reinforcement corrosion monitoring by embedded sensors in concrete structures.* Cement and Concrete Composites, 31(8): 545–554. doi: https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.05.007
Nahali, H., Dhouibi, L., Idrissi, H. (2014), *Effect of phosphate based inhibitor on the threshold chloride to initiate steel corrosion in saturated hydroxide solution.* Construction and Building Materials. 50: 87–94. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.08.054
Pérez López, T., Sosa, M. R., Moo-Yam, V. M. J., Chávez, E., Pérez-Quiroz, J. T. (2018). *Análisis de la interfaz concreto-acero en especímenes expuestos a la intemperie e inmersos en agua de mar natural.* Revista ALCONPAT, 8(1), 16 - 29. https://doi.org/10.21041/ra.v8i1.203
Pereira, E. V., Salta, M. M. (2012), *"Monitorização permanente da corrosão em estruturas de betão armado". Resultados a longo prazo"*, in: Anais do Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL - BE2012. FEUP, 24-26 de octubro de 2012.
Pereira, E. V., Figueira, R. B., Salta, M. M. L., Da Fonseca, I. T. E. (2009), *A Galvanic Sensor for Monitoring the Corrosion Condition of the Concrete Reinforcing Steel: Relationship Between the Galvanic and the Corrosion Currents.* Journal of Sensor. 9(11): 8391-8398. doi: https://doi.org/10.3390/s91108391; ISSN 1424-8220. 2009.
Pawlick, L. A., Stoner, G. E., Clemeña, G. G. (1998), *Development of an embeddable reference electrode for reinforced concrete structures.* Contract Research Sponsored by Virginia Transportation Research Council. URL: https://www.virginiadot.org/vtrc/main/online_reports/pdf/99-cr1.pdf
Park, Z.-T., Choi, Y.-S., Kim, J.-G., Chung, L. (2005), *Development of a galvanic sensor system for detecting the corrosion damage of the steel embedded in concrete structure. Part 2. Laboratory electrochemical testing of sensors in concrete.* Cement and Concrete Research. 35(9): 1814 –1819. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.11.027
Pontes, C. V., Réus, G. C., Araújo, E.C., Medeiros, M. H. F. (2020), *Silver nitrate colorimetric method to detect chloride penetration in carbonated concrete: How to prevent false positives.* Journal of Building Engineering. (34): 101860. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101860
Poursaee, A. (2016), *Corrosion of Steel in Concrete Structures.* Elsevier, 1st Edition. Amsterdã, Holanda, 2016.
Pereira, V. G. A. (2001), *"Avaliação do coeficiente de difusão de cloretos em concretos: influência do tipo de cimento, da relação a/c, da temperatura e do tempo de cura"*. Dissertação de mestrado Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil Universidade Federal de Rio Grande do Sul.
Real, L. V., Oliveira, D. R. B., Soares, T., Medeiros, M. H. F. (2015). *Método colorimétrico por aspersión de nitrato de plata para la evaluación de la penetración de cloruros en concreto: estado del arte.* Revista ALCONPAT, 5(2), 149 - 159. https://doi.org/10.21041/ra.v5i2.84
Romano, P., Brito, P. S. D., Rodrigues, L. (2013), *Monitoring of the degradation of concrete structures in environments containing chloride ions.* Construction and Building Materials. 47: 827–832. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.042
Ribeiro, V. D., Cunha, T. M. P. (2014), *"Corrosão em Estructuras de Concreto Armado"*. Capítulo 8: Técnicas de avaliação e monitoramento da corrosão em estructuras de concreto armado, p 215.

Ribeiro, D. V., Helene, P., Cascudo, O., Tutikian, B. F., Sales, A., Souza, C. A. C., Cunha, M. P. T., Lourenco, M. Z., Almeida, F. C. R. (2018), *"Corrosão e Degradação em Estruturas de Concreto: Teoria, Controle e Técnicas de Análise e Intervenção"*. 2a, Elsevier Brasil, Rio de Janeiro-RJ, 2018.

Rocha, F. C. (2012), *"Leituras de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado: influência da relação água / cimento, da temperatura, da contaminação por cloretos, da espessura de cobrimento e do teor de umidade do concreto"*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação em engenharia de construção civil – PPGECC. Universidade Federal do Paraná. Curitiba 2012.

Rocha, F., Campos, H., de Andrade, T. S., Roquitski, A., Medeiros, M. H. (2014). *Influência da espessura de cobrimento e da contaminação por cloretos nas leituras de potencial de corrosão de armaduras.* REEC - Revista Eletrônica De Engenharia Civil, 8(2). https://doi.org/10.5216/reec.v8i2.26968

Raupach M., Schießl, P. (2001), *Macrocell sensor systems for monitoring of the corrosion risk of the reinforcement in concrete structures.* NDT & E International. 34(6): 435-442. https://doi.org/10.1016/S0963-8695(01)00011-1

Ribeiro, D. V., Souza, C. A. C., Abrantes, J. C. C. (2015), *Uso da Espectroscopia de Impedância Eletroquímica (EIE) para monitoramento da corrosão em concreto armado.* Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. 8 (4): 529-546. Agosto 2015. https://doi.org/10.1590/S1983-41952015000400007

Sousa, C. D. C. A. (2014), *"Corrosão em estruturas de concreto armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise"*. Capítulo 2: Princípios da corrosão eletroquímica., p 13-34.

Silva, P. N. R. (2017), *Ataque em estruturas de concreto por ação de cloretos.* Acesso em: dezembro 2017. Disponível em: https://www.axfiber.com.br/single-post/2017/01/12/ataque-em-estruturas-de-concreto-por-a%C3%A7%C3%A3o-de-cloretos

Silva, E. P. (2010), *"Avaliação do potencial de corrosão de concretos estruturais produzidos segundo as prescrições da NBR 6118, submetido a ensaio de corrosão acelerado"*. Dissertação (Graduação) -Curso de Engenharia Estrutural e Construção Civil de Fortaleza. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza 2010.

Santos, L. O. (2014), *"Monitoramento e ensaio de Pontes"*. in: Anais do Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro. p 1-14. 21-23 de Maio del 2014.

Wu, L., Li, W., Yu, X. (2017), *Time-dependent chloride penetration in concrete in marine environments.* Construction and Building Materials. 152: 406-413. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.016

Williamsona, J., Isgor, O. B. (2016), *The effect of simulated concrete pore solution composition andchlorides on the electronic properties of passive films on carbon steelrebar.* Corrosion Science. 106: 82–95. http://dx.doi.org/10.1016/j.corsci.2016.01.027

Zhang, J., Lui, C., Sun, M., Li, Z. (2017). *An innovative corrosion evaluation technique for reinforced concrete structures using magnetic sensors.* Construction and Building Materials. 135: 68-75. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.157

Zoghi, M. (2013), *"The International Handbook of FRP composites in civil engineering"*. 1st Edition. CRC Press. ISBN 9780849320132. September 26, 2013. Acesso: Janeiro, 2016. Disponível em: https://www.crcpress.com/TheInternational-Handbook-of-FRP-CompositesinCivilEngineering/Zoghi/p/book/9780849320132

Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

Mapeamento de manifestações patológicas em revestimentos argamassados de fachada (RAF): estudo de caso em edifícios residenciais

R. Dias[1]*, L. Pagoto[1], N. Tsutsumoto[2], C. Fioriti[3]
* Autor de Contato: rdias07@live.com
DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.538

Recepção: 18/05/2021 | Aceitação: 09/07/2021 | Publicação: 01/09/2021

RESUMO

Este trabalho objetivou identificar, mapear e quantificar as manifestações patológicas (MP) em revestimentos argamassados de fachada (EMR), de 22 prédios residenciais de Fernandópolis–SP, Brasil. Para quantificação das MPs foram empregados os métodos da incidência (M-INC) e intensidade (M-INT), considerando a localização em cinco regiões tipificadas da fachada: paredes contínuas (1-OCW), entorno de aberturas (2-OOP), topo de parapeitos e beirais (3-TOP), abaixo de varandas/sacadas/ressaltos (4-BCP) e cantos/bordos (5-OCE). Observou-se 4351 e 481 BDs pelo M-INT e M-INC, respectivamente, realizando três mapas padrão de degradação. As BDs mais frequentes foram as manchas e fissuras. As regiões mais afetadas pelo M-INT foram 2-OOP (34,5%), 1-OCW (23,3%), e 4-BCP (21,60%), enquanto para o M-INC foram 1-OCW (39,9%), 3-TOP (29,3%) e 2-OOP (16,6%).
Palavras-chave: revestimentos de argamassa; anomalias; degradação; patologia das edificações; mapeamento.

Citar como: Dias, R., Pagoto, L., Tsutsumoto, N., Fioriti, C. (2021), "*Mapeamento de manifestações patológicas em revestimentos argamassados de fachada (RAF): estudo de caso em edifícios residenciais*", Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 88 – 107, DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.538

[1] Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – FEIS/UNESP, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, Brasil.
[2] Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, Campus Avançado Ilha Solteira, SP, Brasil
[3] Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Ciências e Tecnologia – FCT/UNESP, Presidente Prudente, Brasil

Contribuição de cada autor
Para realização deste trabalho as seguintes etapas foram vencidas: concepção da pesquisa, levantamento bibliográfico, coleta dos dados, análise dos resultados obtidos em campo, escrita do manuscrito, tradução, revisão do texto e avaliação da pesquisa. O autor R. Dias participou das etapas de concepção da pesquisa (50%), levantamento bibliográfico (50%), coleta dos dados (70%), análise dos resultados (50%), escrita (50%), tradução (34%) e revisão do texto (100%). As Autoras L. Pagoto e N. Tsutsumoto participaram das etapas de coleta dos dados (15%), análise dos resultados (15%), escrita (25%), tradução (33%) e avaliação da pesquisa (15%). O autor C. Fioriti participou das etapas participou das etapas de concepção da pesquisa (50%), levantamento bibliográfico (50%), análise dos resultados (20%) e avaliação da pesquisa (70%).

Licença Creative Commons
Copyright (2021) é propriedade dos autores. Este trabalho é um artigo de acesso aberto publicado sob os termos e condições de uma Licença Internacional Creative Commons Atribuição 4.0 (CC BY 4.0).

Discussões e correções pós-publicação
Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2022, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2022.

© 2021 ALCONPAT Internacional

Mapping External Mortar Render (RAF) defects: case study in multi-storey residential buildings

ABSTRACT

This study aims to identify, map, and quantify the external mortar render (EMR) defects of 22 multi-storey buildings located in the Fernandópolis city, Brazil. Incidence (M-INC) and intensity (M-INT) methods were used to quantify the building defect (BD) of five typified facade regions: continuous wall (1-OCW), around openings (2-OOP), top of parapets and eaves (3-TOP), below balconies, soffits or ledges (4-BCE), and on corners and edges (5-OCE). In addition, three degradation pattern maps were created. We observed 4351 and 481 BDs by M-INT and M-INC, respectively. The most frequent problems were stains and cracks. The most affected regions by M-INT were 2-OOP (34.5%), 1-OCW (23.3%), and 4-BCP (21.6%) while by M-INC were 1-OCW (39.9%), 3- TOP (29.3%), and 2-OOP (16.6%).

Keywords: mortar renders; anomalies; degradation; building pathology; mapping defect.

Mapeo de manifestaciones patológicas en revestimientos de mortero (RAF): un estudio de caso en edificios residenciales

RESUMEN

Este trabajo tuvo como objetivo identificar, mapear y cuantificar las manifestaciones patológicas (BD) en revestimientos de fachadas de mortero (EMR) de 22 edificios residenciales en Fernandópolis-SP, Brasil. Para cuantificar las BDs se utilizaron los métodos de incidencia (M-INC) e intensidad (M-INT), considerando cinco regiones tipificadas de la fachada: muros continuos (1-OCW), alrededor de huecos (2-OOP), parte superior de parapetos y aleros (3-TOP), debajo de balcones/balcones/voladizos (4-BCP) y esquinas/bordes (5-OCE). Se observaron 4351 y 481 BDs por M-INT y M-INC, respectivamente, realizando mapas estándar de degradación. Los BD más frecuentes fueron manchas y grietas. Las regiones más afectadas por M-INT fueron 2-OOP (34,5%), 1-OCW (23,3%) y 4-BCP (21,60%), y para M-INC fueron 1- OCW (39,9%), 3 - TOP (29,3%) y 2-OOP (16,6%).

Palabras clave: recubrimientos de mortero; anomalías; degradación; patología de la edificación; mapeo de defectos.

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
Reserva de direitos de uso exclusivo: No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado.
As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.
A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

As paredes e seus revestimentos influenciam nas condições de habitabilidade e salubridade das edificações, portanto, deve ser um elemento que cumpra requisitos mínimos de desempenho e vida útil (Terra, 2001; Silva et *al*., 2013). As anomalias encontradas nos Revestimentos Argamassados de Fachada (RAF) muitas vezes tem várias origens, sendo que, a presença de uma MP gera declínio do desempenho funcional do RAF, conferindo prejuízo aos usuários (Bauer, 2017; Dorfman; Petrucci, 1989).

As fachadas dos edifícios apresentam desempenho diferente em função de sua orientação geográfica, de modo que essa distinção de comportamento se dá em função da ação climática (ação do vento, carga solar e chuva) qual afetam uma fachada diferentemente de outra (Fox et *al.*, 2016). Ainda assim, anomalias de origem térmica no RAF podem ser encontradas até mesmo para aquelas fachadas que não estão expostas diretamente à irradiação solar (sem fluxo direto de calor), normalmente identificadas em locais com presença de umidade em conjunto com fissuras e/ou descolamento do revestimento (Takeda; Maker, 2018).

Diversas são as falhas que acometem o RAF, quais podem ser originadas em diversas fases de uma edificação desencadeadas tanto por falha humana (projeto, construção, uso e manutenção) ou efeitos climáticos (Bauer, 2017; Bauer et *al.*, 2018). A variação dos efeitos climáticos influencia na durabilidade do RAF em face da sua constante interação. No caso da temperatura, essas variações sazonais e/ou diárias poderão gerar tensões internas na argamassa que, com o tempo, culminará na formação gradual de microfissuras provocando declínio do desempenho do revestimento e consequente redução na vida útil (Sentena et *al*, 2018).

A radiação solar afeta principalmente as superfícies horizontais e as fachadas do edifício, mas, em contrapartida, muitos arquitetos e planejadores urbanos depositam mais atenção nas opções de design, preterindo as performances termo-físicas (Fabbri et *al*., 2020).

Os vários fatores que afetam a durabilidade dos edifícios e seus subsistemas tais como o RAF, podem ser subdivididos em duas categorias: a primeira, relacionado com a durabilidade do sistema e a segunda, relacionada com a agressividade do meio ambiente (Souza et *al*., 2018). Posto isso, os sistemas construtivos de revestimento externo precisam ser avaliados especialmente em diferentes zonas climáticas (Maciel; Carvalho, 2019).

Considerando distinção de ações em função da localização geográfica de uma edificação, o mapeamento da degradação e de qualquer outro tipo de anomalia (MP) é uma ferramenta muito poderosa para o auxílio na construção de um banco de dados entre laboratório e campo, para transformar dados da pesquisa em noções práticas úteis que se tornarão indutoras de ações de conservação adequadas (Rodrigues, 2014).

Por meio dos dados coletados é possível estabelecer conexões entre diferentes partes de uma fachada e os tipos mais prováveis de defeitos que ocorrem no revestimento argamassado. Essas conexões podem ser expressas graficamente por meio de "*mapas de padrões de degradação*" (Gaspar; Brito, 2005).

Devido à grande importância do RAF para o edifício, é necessário um estudo das MPs que venham contribuir para a degradação ao longo da vida útil, que tendem a ser minimizadas quando previstas durante o projeto ou execução do revestimento (Postingher et *al*., 2019).

Nos últimos anos, várias pesquisas vêm sendo realizadas no intuito de desenvolver e/ou aperfeiçoar métodos para prever a vida útil dos edifícios e/ou seus sistemas, bem como fornecer técnicas de prevenção, diagnóstico e reabilitação de edificações (Flores-Colen; Brito, 2010; Silva et *al*., 2013; Vieira et *al*., 2015; Silva et *al*., 2011; Carvalho et *al*., 2016; Silva et *al*., 2018; Charisi et *al*., 2018; Souza et *al*., 2018; Ferreira et *al*., 2019; Ansah et *al*., 2020; Saviz et *al*., 2020).

Nesses citados estudos, diversas variáveis dos métodos desenvolvidos encontram-se relacionadas com as MPs encontradas nas edificações de determinado local ou região, no entanto, a falta de

conhecimento dos profissionais da cadeia produtiva associados a ausência de dados concisos sobre a origem dos problemas patológicos, as formas mais comuns de manifestação, bem como a ausência de registro e divulgação dos dados retardam o desenvolvimento e aperfeiçoamento das técnicas de projetar e construir, não evitando que repetidos erros já ocorridos no passado incorram novamente (THOMAZ, 2020).
Dessa feita, este trabalho objetiva a identificação, mapeamento e quantificação, das principais MPs que acometem os 22 edifícios residenciais de múltiplos pavimentos do município de Fernandópolis-SP, Brasil, por meio da realização de inspeções nos edifícios que se enquadram no critério estabelecido.

2. PROCEDIMENTOS

Fernandópolis-SP, Brasil, trata-se de um município de pequeno porte situado na região noroeste do Estado de São Paulo. O município é relativamente novo com aproximadamente 82 anos de idade (Prefeitura de Fernandópolis, 2012). Deste modo, os edifícios de múltiplos pavimentos do município são bem mais recentes que sua idade e, consequentemente, também se trata de edifícios bastante jovens, com idades máximas variando entre 4 e 34 anos. Assim, o estudo de caso foi realizado em todos os edifícios residenciais acima de 5 pavimentos no munícipio de Fernandópolis-SP.
Dessa forma, o universo amostral de 22 edifícios atende a tal critério, dispostos em diversas regiões do município, conforme destacado na Figura 1. Os edifícios foram denominados de A à Q, sendo haviam dois condomínios com quatro e três torres, que foram denominados A1, A2, A3, A4, L1, L2 e L3, respectivamente. Cabe destacar que, como foram selecionados todos os edifícios do município que se enquadram nesses requisitos, não houve utilização de nenhuma técnica ou recomendação para escolha do universo amostral. Os edifícios selecionados possuem sistemas construtivos e arquitetura similar, com variações em forma, dimensão, acabamentos e elementos arquitetônicos de fachada, tendo predominantemente o RAF como acabamento de fachada.

2.1 Classificação do clima local

Como classificação típica do clima, foi utilizado o sistema global dos tipos climáticos Köppen-Geiger, largamente utilizado na área de geografia, climatologia e ecologia (Alvares et. *al*, 2013). A referida classificação baseia-se em parâmetros específicos para cada região do mundo, de modo que a determinação dos tipos climáticos é realizada considerando a sazonalidade bem como valores médios mensais ou anuais de temperatura do ar e precipitação.

2.2 Vistoria / Coleta de dados

Foi adotado o método prático e objetivo para a análise dos sistemas danificados de fachada, com foque exclusivamente no RAF, logo, demais elementos arquitetônicos de acabamento foram desprezados. A inspeção e o registro das MPs visíveis foram realizados a olho nu e com auxílio de binóculo, seguindo sequência de vistoria descrita por Antunes (2010), realizando a inspeção da esquerda para a direta, de cima para baixo, pavimento por pavimento, tomando cautela para que fosse percorrido todos os níveis e que fosse anotado todos os problemas encontrados no RAF. As informações de campo foram devidamente anotadas em ficha de inspeção desenvolvida especificamente para este trabalho.

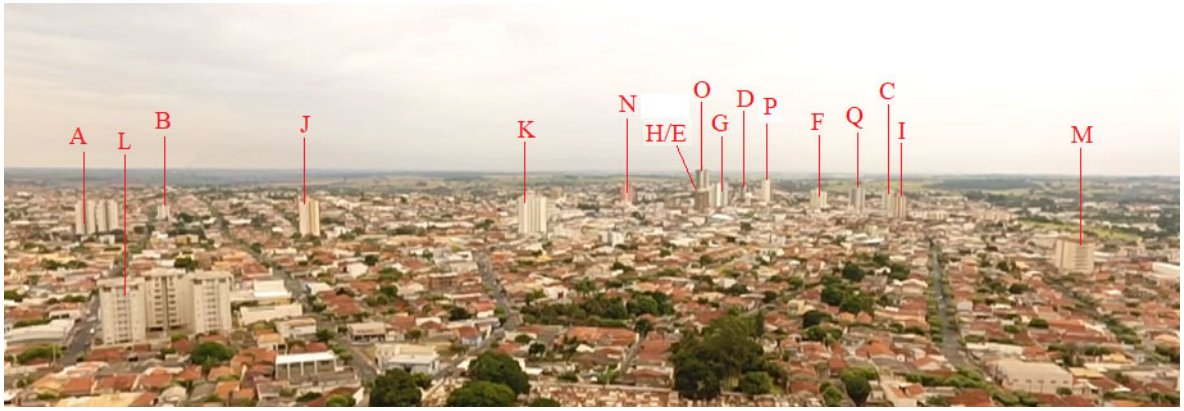


Figura 1. Edifícios estudados (vista panorâmica)

2.3 Método da Incidência (M-INC) e Método da Intensidade (M-INT)

Os referidos métodos foram utilizados por Segat (2005) no qual baseiam-se em duas formas distintas de quantificação dos casos patológicos observados. No método da incidência, cada MP é contabilizada uma única vez por fachada, mesmo que esta ocorra repetidas vezes, enquanto que no método da intensidade toda MP é contabilizada, independentemente da quantidade de repetição. A importância dessa forma de levantamento e quantificação se dá pelo fato de que, o primeiro método (da incidência) permite destacar quais são as MPs mais corriqueiras e frequentes para o espaço amostral, enquanto que, o segundo (da intensidade) permite obter informações mais concisas sobre aquelas que são presentes em maior quantidade.

2.4 Quantificação das manifestações patológicas (MPs)

A quantificação total de cada MP ocorreu preliminarmente de forma unitária, individualmente para cada tipo, fachada e localização. Para o M-INT, na presença de manchas e/ou fissuras corridas, até que não ocorresse uma separação física da mesma, ainda que a mesma se estendesse por mais de um pavimento ou até mesmo toda a fachada, foi quantificada apenas uma vez. Havendo separação física (descontinuidade) somou-se quantas MPs individuais existiam. Como forma de conversão da quantificação para o M-INC e consequente separação dos resultados para cada método, utilizou-se da seguinte regra lógica: caso a quantidade total de uma determinada MP que ocorre em determinada fachada fosse igual ou superior a 1, admitiu-se seu quantitativo igual a 1 e, não obstante, caso a quantidade total fosse igual a 0, admitiu-se se quantitativo igual a 0, de modo que, para cada fachada e MP, ou foi contabilizado 0 MP ou 1 MP.

2.5 Regiões tipificadas da fachada

As MPs também foram quantificadas em cada região tipificada da fachada, qual seja, dada por sua localização. Para atribuição da localização das MPs a fachada foi dividida em cinco áreas, quais são: (1) em paredes contínuas-OCW, (2) ao entorno de aberturas-OOP, (3) no topo de parapeitos e beirais-TOP, (4) abaixo de varandas, sacadas ou ressaltos-BCP e (5) nos cantos e bordas-OCE, conforme Figura 2.

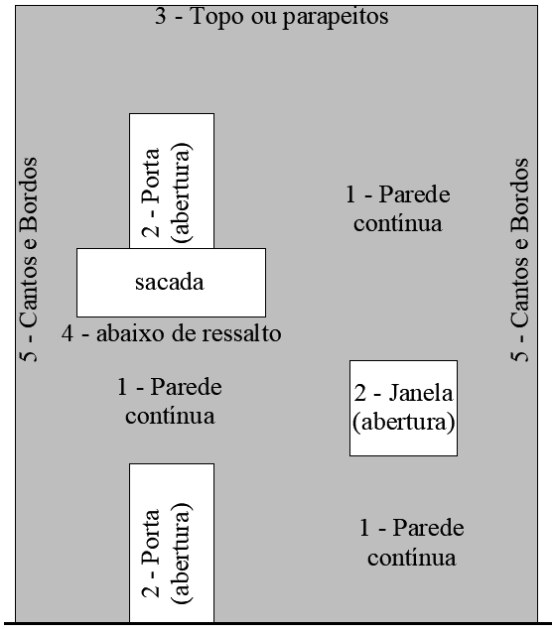


Figura 2. Regiões tipificadas da fachada
Fonte: Gaspar e Brito (2005) – modificado pelo Autor

2.6 Delimitação

As manifestações patológicas abordadas referem-se àquelas que incidem com mais frequência nas edificações inspecionadas. Desse modo, exclui-se as manifestações patológicas menos frequentes e/ou mais remotas.

Não foi objetivo do trabalho a avaliação dos materiais constituintes da argamassa, traço e proporções empregados, método executivo, propriedades da argamassa e espessura do revestimento.

A abordagem sobre as manifestações patológicas encontradas refere-se exclusivamente ao EMR, desprezando defeitos encontrados em pintura e/ou outro revestimento externo que não argamassado.

Embora as edificações inspecionadas sejam todas constituidas com estrutura principal em concreto armado e que danos a esta estrutura podem fazer manifestar manifestações patológicas no revestimento argamassado externo, estas estruturas e suas possíveis manifestações patológicas não foram objetos de estudo.

3. MAPEAMENTO DE MPs

O mapeamento das MPs observadas foi realizado por intermédio de "*Mapas Padrão de Degradação"* conforme relatado por Gaspar e Brito (2005). Para tal, além das regiões tipificadas da fachada, os tipos de MPs com enfoque dessa pesquisa foram: (HC) fissura horizontal, (VC) fissura vertical, (LC) fissura inclinada, (MP) fissura mapeada, (BD) descolamento com empolamento, (PD) descolamento em placas, (WD) descolamento com pulverulência, (VS) vesículas, (LS) manchas claras, (DS) manchas escuras e (FA) fântomes. Quando encontrados outros tipos de MP em RAF, a esse foi atribuída a designação (OT). Desse modo, para fins de diferenciação da localização de MPs similares, estas foram designadas com o numeral da região tificada afrente do seu tipo, como exemplo, MPHC1 (MP tipo fissura horizontal na região 1 – em parede contínua).

A realização do mapeamento consiste em avaliar não só a ocorrência de determinado problema

patológico em cada região específica da fachada, mas também avaliar o quão significante são estes problemas, atribuindo-se a cada MP um nível de degradação correspondente.
No presente trabalho foram feitas quatro adaptações no método desenvolvido por Gaspar e Brito (2005). A primeira adaptação refere-se ao enquadramento dos problemas locais observados no RAF dos edifícios estudados e o nível de degradação correspondente. Já a segunda, em face da configuração dos edifícios estudados (poucas paredes a nível do solo e muitas áreas de estacionamento com pilotis), problemas patológicos ao nível do solo não foram observados, motivando um ajuste nas regiões tipificadas das fachadas. A terceira adaptação refere-se avaliação dos resultados por orientação geográfica da fachada e global, sendo que, no trabalho realizado por Gaspar e Brito (2005) apena os parâmetros globais são apresentados. A quarta alteração consiste na quantidade de mapas produzidos, qual seja, *"mapa de probabilidade"*, *"mapa de sensibilidade"* e *"mapa potencial de degradação"*.

3.1 Nível de degradação

Conforme destacado por Gaspar e Brito (2005), o nível de degradação da MP, é definido com uma análise qualitativa, no qual classifica as MPs em 5 níveis, quais sejam Nível 0 (nenhuma degradação) à Nível 4 (degradação muito acentuada), conforme Tabela 1.

Tabela 1. Nível de degradação

Nível de Degradação	Problemas observados	Ação a ser tomada
Nível 0 – Nenhum sintoma (situação desejável)	➢ Não observada nenhuma degradação de modo visual	Não requer atenção
Nível 1 – Sintomas muito leves (condição adequada)	➢ Manchamento superficial leve, sem a presença de eflorescências	Avaliação visual periódica
Nível 2 – Sintomas leves de degradação (condição aceitável)	➢ Fissuras lineares (vertical, horizontal ou lineares) isoladas ou muito espaçadas, com poucas repetições ao longo da fachada ➢ Manchamento superficial acentuado, com sinais suaves de eflorescências ou presença umidade ➢ Presença localizada de mofo ou bolor	Limpeza superficial por meio de escovação e lavagem
Nível 3 – Degradação ampla (condição mínima aceitável)	➢ Fissuras lineares (vertical, horizontal ou lineares) intensa, ocorrendo em várias partes, porém espaçadas ➢ Fissuras mapeadas isoladas ➢ Cantos ou bordos danificados ➢ Infiltrações localizadas ➢ Manchas claras (eflorescências) ➢ *Fântomes* ➢ Alteração da tonalidade e textura superficial	Reparo e proteção
Nível 4 – Degradação muito acentuada (pior condição / não aceitável)	➢ Fissuras lineares muito intensas e pouco espaçadas (aglomeradas) ➢ Fissuras mapeadas aglomeradas ou com muitas repetições ➢ Descolamentos ➢ Vesículas	Substituição parcial ou completa do elemento danificado

Fonte: Gaspar e Brito (2005) – modificado pelo Autor

3.2 Mapa de Probabilidade

Com os dados observados, é possível estabelecer uma conexão entre uma região tipificada da fachada e a probabilidade de ocorrência de alguma MP. Dessa conexão estabelece-se uma relação probabilística qual pode ser objeto da elaboração de um "*mapa de probabilidade*", cujo é obtido por meio do cálculo matemático consoante da Equação (1). O parâmetro resultante 0 representa que não há probabilidade de ocorrer MP, enquanto que o parâmetro 1 expressa que na região certamente ocorrerá o caso patológico.

$$S_{(G,IT)} = \frac{\sum MP_{RG,IT}}{\sum MP_{G,IT}} \; ou \; S_{(G,IC)} = \frac{\sum MP_{RG,IC}}{\sum MP_{G,IC}} \tag{1}$$

Em que:
$S_{(G)}$ corresponde a sensibilidade da fachada para a manifestação de um determinado grupo G de MP(varia entre 0 e 1), em que 0 representa nenhuma sensibilidade à formação de MPs ao grupo específico e 1 representa totalmente sensível à manifestação de defeitos;
MP_{RG} representa a quantidade de todas as MPs do grupo G que ocorrem na região R;
R corresponde a região de incidência (1 a 5)
MP_G corresponde a quantidade de todas as MPs do grupo G (fissuras, manchas ou descolamentos);
IC, IT correspondem à forma de quantificação das MPs, incidência e intensidade, respectivamente.

3.3 Mapa de Sensibilidade

Além da probabilidade de ocorrência do caso patológico, é possível estabelecer uma conexão entre cada região tipificada da fachada e a possibilidade de surgimento de determinado caso patológico em específico. Dessa conexão, estabelece-se uma relação que expressa o quão sensível é a região tipificada para uma MP em específico, na qual se pode elaborar um "*mapa de sensibilidade*" ou mapa de distribuição da MP, qual é objeto da expressão resultante da Equação (2). O parâmetro resultante de valor 0 representa que a região não tem sensibilidade alguma para manifestação deste caso patológico, enquanto que, o valor resultante 1 representa que a região é totalmente sensível à manifestação do caso patológico.

$$S_{(G,IT)} = \frac{\sum MP_{RG,IT}}{\sum MP_{G,IT}} \; ou \; S_{(G,IC)} = \frac{\sum MP_{RG,IC}}{\sum MP_{G,IC}} \tag{2}$$

$S_{(G)}$ corresponde a sensibilidade da fachada para a manifestação de um determinado grupo G de MP (varia entre 0 e 1), em que 0 representa nenhuma sensibilidade à formação de MPs ao grupo específico e 1 representa totalmente sensível à manifestação de defeitos;
MP_{RG} representa a quantidade de todas as MPs do grupo G que ocorrem na região R;
R corresponde a região de incidência (1 a 5)
MPG corresponde a quantidade de todas as MPs do grupo G (fissuras, manchas ou descolamentos);
IC, IT correspondem à forma de quantificação das MPs, incidência e intensidade, respectivamente.

3.4 Mapa potencial de Degradação

Realizando uma ponderação das MPs pelo seu nível de degradação correspondente é possível traçar o mapa de potencial de degradação, qual seja, qual região encontra-se mais ou menos degradada, conforme parâmetros qualitativos de degradação destacados na Tabela 1, de acordo com a Equação (3).

$$DP_{(R,IT)} = \frac{\sum MP_{R,IT} \cdot l_{MP,R,IT}}{\sum MP_{IT} \cdot l_{MP,IT}} \; ou \; DP_{(R,IC)} = \frac{\sum MP_{R,IC} \cdot l_{MP,R,IC}}{\sum MP_{IC} \cdot l_{MP,IC}} \quad (3)$$

Em que:
$DP_{(R)}$ corresponde ao potencial de degradação de determinada região da fachada (varia entre 0 e 1), em que 0 representa nenhum potencial e 1 máximo potencial de degradação;
MP_R corresponde a quantidade de MP que ocorre na região R;
$l_{MP,R}$ corresponde ao nível de degradação da MP que ocorre na região R;
R corresponde a região de incidência (1 a 5)
MP corresponde a quantidade de todas as MPs;
l_{MP} corresponde ao nível de degradação geral considerando todas as MPs;
IC, IT correspondem à forma de quantificação das MPs, incidência e intensidade, respectivamente.

4. RESULTADOS

4.1 Condicionantes climáticos locais

O clima local é classificado como Aw segundo a categorização global dos tipos climáticos Köppen e Geiger, de modo que a letra maiúscula A se refere ao Grupo A – Tropical e a letra minúscula w representa clima de savana com inverno seco. Com base nos registros de acontecimentos climáticos observados no período compreendido entre Janeiro/2015 à Maio/2020 fornecidos pelos portais climáticos do INMET e CLIMATEMPO, relativo à temperatura, o clima é caracterizado pelas altas temperaturas diárias, tendo sido observados picos máximos e mínimos de aproximadamente 40 e 5ºC, respectivamente. A temperatura média anual obtida é em torno de 25ºC, enquanto que a amplitude térmica obtida para o mesmo período varia entre 10 e 15ºC. Para o mesmo período foi ainda consultado os dados pluviométricos, pressão atmosférica bem como a direção e velocidade do vento. Quanto a pluviometria, percebeu-se maior concentração de precipitações no verão (estação quente) e menor concentração no inverno (estação mais fria), caracterizando a sazonalidade conforme destacado pela classificação Köppen e Geiger. A pressão atmosférica local sofre pouca variação diária, destacando-se os valores médios de 950 a 960 hPa, sendo que os picos máximos de pressão atmosférica acompanham a estação mais seca (inverno), enquanto o mínimo a estação mais úmida (verão). Quanto aos ventos predominantes, esses são bastante presentes para as direções cardeais combinadas com a direção Leste e praticamente inexistente nas demais direções.

4.2 Panorama geral das MPs

No total foram detectadas 4.351 MPs para o método da intensidade e 316 MPs para o método da incidência, somando-se todos os tipos, localização e edifícios. Na Tabela 2 é apresentado a quantificação total para cada tipo de MP, enquanto que na Tabela 3 é apresentado o resumo geral da quantidade de MPs por grupo e o número médio de repetições. Na Figura 3 é exibido o total para cada edificação. Analogamente ao observado por Gaspar e Brito (2005) no qual foi constatado que grande parte das edificações (93%) das fachadas apresentaram algum sinal de degradação, as MPs do presente estudo de caso foram observadas em todas (100%) das amostras.
Aplicando-se o Método da Incidência as maiores ocorrências foram as fissuras e manchas, com mesma quantidade e percentual, seguidas dos descolamentos, de acordo com a Tabela 3. Na mesma esteira, Terra (2001), Padaratz et *al*. (2002) obtiveram resultados semelhantes, com mais representação das fissuras, seguidas das manchas e por fim os descolamentos.
Segat (2005) e Mazer et *al*. (2013) observaram para o referido método a predominância de fissuras,

seguidos de descolamentos e manchas. Um fator a ser destacado é quanto a localização dos estudos dos citados trabalhos, sendo que nos estudos cujos resultados foram próximos apresentam uma particularidade em comum, qual seja, verão mais quente e mais úmido. No entanto, a diferença de clima não modificou a predominância das fissuras para o referido método.

As manchas são muito mais frequentes que as demais MPs. No entanto, manchas e fissuras dispõem da mesma recorrência. Realizando uma avaliação climatológica regional, além da direção preferencial dos ventos, a variação cíclica diária de temperatura, notadamente observada pela grande amplitude térmica diária é um fator bastante significante.

Com relação à orientação solar, relativamente ao Método da Incidência, as fachadas Leste e Norte foram as que mais apresentaram problemas, seguidas pelas fachadas Sul e Oeste com praticamente a mesma quantidade e percentual. No trabalho realizado por Mazer et *al*. (2013) predominaram-se problemas nas fachadas norte e oeste, seguidas das fachadas leste e Sul. Já para o Método da Intensidade, as fachadas Leste e Oeste foram as mais significativas, seguidas das fachadas norte e sul com praticamente mesma quantidade e percentual. A quantidade de MPs por orientação solar e método segue destacada na Tabela 4. No trabalho realizado por Antunes (2010) a distribuição dos problemas ocorreu em ordem decrescente nas fachadas Norte, Sul, Oeste e Leste, enquanto que, Consoli (2006) observou maior ocorrência na fachada Sul, seguida das fachadas Leste, Oeste e Norte.

Relativamente à localização das MPs pelo Método da Intensidade, ocorreu predominância de manchas nas proximidades de aberturas, topos e abaixo de varandas, sacadas ou ressaltos, enquanto que em paredes contínuas e nos cantos predominam-se fissuras. Os resultados obtidos são próximos aos parâmetros encontrados por Gaspar e Brito (2005) e Freitas (2012), embora a região de estudo seja em clima diferentes conforme a classificação Köppen e Geiger, qual seja, Fernandópolis-SP (Aw), Lisboa, Alcochete e Tavira (Csa) e Goiania (Aw). Os mesmos parâmetros e representatividade de problemas também foi verificado pelo Método da Incidência, a exceção das manchas em paredes contínua, qual superou os descolamentos. Nas Figuras 4. e 5. são apresentados os resultados de localização por grupo de MP e localização.

Tabela 2. Quantidade de MPs por tipo, localização e método de quantificação

MANIFESTAÇÃO PATOLÓGICA - MP	***QUANTIFICAÇÃO VIA M-INC***					***QUANTIFICAÇÃO VIA M-INC***				
	NORTE	***SUL***	***LESTE***	***OESTE***	***Total de MP***	***NORTE***	***SUL***	***LESTE***	***OESTE***	***Total de MP***
MPHC1	11	8	13	13	45	52	74	36	53	215
MPHC2	2	0	5	2	9	2	0	8	4	14
MPHC3	6	4	2	3	15	26	18	2	14	60
MPHC4	0	1	2	1	4	0	1	15	45	61
MPHC5	3	0	0	0	3	4	0	0	0	4
MPVC1	5	6	5	1	17	30	19	14	2	65
MPVC2	3	1	5	1	10	5	2	43	14	64
MPVC3	1	1	1	1	4	1	7	1	3	12
MPVC4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPVC5	5	3	2	2	12	15	6	4	7	32
MPLC1	4	7	8	5	24	21	66	30	18	135
MPLC2	1	1	5	3	10	4	2	80	35	121
MPLC3	3	2	1	1	7	4	3	2	1	10
MPLC4	2	1	0	0	3	13	100	0	0	113
MPLC5	0	0	0	2	2	0	0	0	3	3
MPMC1	6	6	9	7	28	72	8	30	57	167
MPMC2	1	1	1	0	3	1	4	1	0	6

MPMC3	1	1	1	1	4	1	1	2	4	8
MPMC4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPMC5	2	1	1	2	6	12	2	2	10	26
MPLS1	2	5	2	2	11	6	32	7	20	65
MPLS2	0	0	0	1	1	0	0	0	1	1
MPLS3	0	0	1	1	2	0	0	1	9	10
MPLS4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPLS5	1	1	0	0	2	8	1	0	0	9
MPDS1	7	7	8	10	32	45	67	134	37	283
MPDS2	7	10	12	9	38	298	261	442	271	1272
MPDS3	21	21	22	22	86	148	135	166	195	644
MPDS4	5	6	8	5	24	108	61	327	269	765
MPDS5	4	1	2	2	9	16	4	2	4	26
MPFA1	0	0	1	0	1	0	0	3	0	3
MPFA2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPFA3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPFA4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPFA5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPBD1	0	0	2	1	3	0	0	2	1	3
MPBD2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPBD3	0	1	0	0	1	0	8	0	0	8
MPBD4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPBD5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPPD1	0	1	3	1	5	0	2	4	1	7
MPPD2	1	0	1	0	2	3	0	1	0	4
MPPD3	0	1	0	1	2	0	1	0	1	2
MPPD4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPPD5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPWD1	6	3	6	4	19	14	3	20	26	63
MPWD2	0	3	0	1	4	0	15	0	1	16
MPWD3	3	5	4	3	15	4	11	9	9	33
MPWD4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPWD5	0	1	0	1	2	0	1	0	3	4
MPVS1	1	1	4	1	7	1	1	4	1	7
MPVS2	0	1	0	1	2	0	1	0	1	2
MPVS3	3	0	2	0	5	3	0	3	0	6
MPVS4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MPVS5	1	0	0	0	1	1	0	0	0	1
MPOT2	1	0	0	0	1	1	0	0	0	1
Total da Fachada	**119**	**112**	**139**	**111**	**481**	**919**	**917**	**1395**	**1120**	**4351**

Tabela 3. Quantidade de MPs por grupo e método de quantificação

GRUPO DE MP	**M-INT**		**M-INC**		**QUANTIDADE MÉDIA DE REPETIÇÕES (M-INT/M-INC)**
	ABSOLUTO	**RELATIVO**	**QTD**	**%**	
Fissuras	1116	25,65%	206	42,83%	5,42
Descolamento	156	3,59%	68	14,14%	2,29
Manchas	3078	70,74%	206	42,83%	14,94
Outras MPs	1	0,02%	1	0,21%	1,00
Total	4351	100,00%	481	100,00%	-

Tabela 4. Quantidade de MPs por orientação solar e método de quantificação

FACHADA	M-INC		M-INT	
N	119	24,74%	919	21,12%
S	112	23,28%	917	21,08%
L	139	28,90%	1395	32,06%
O	111	23,08%	1120	25,74%
TOTAL	481	100,00%	4351	100,00%

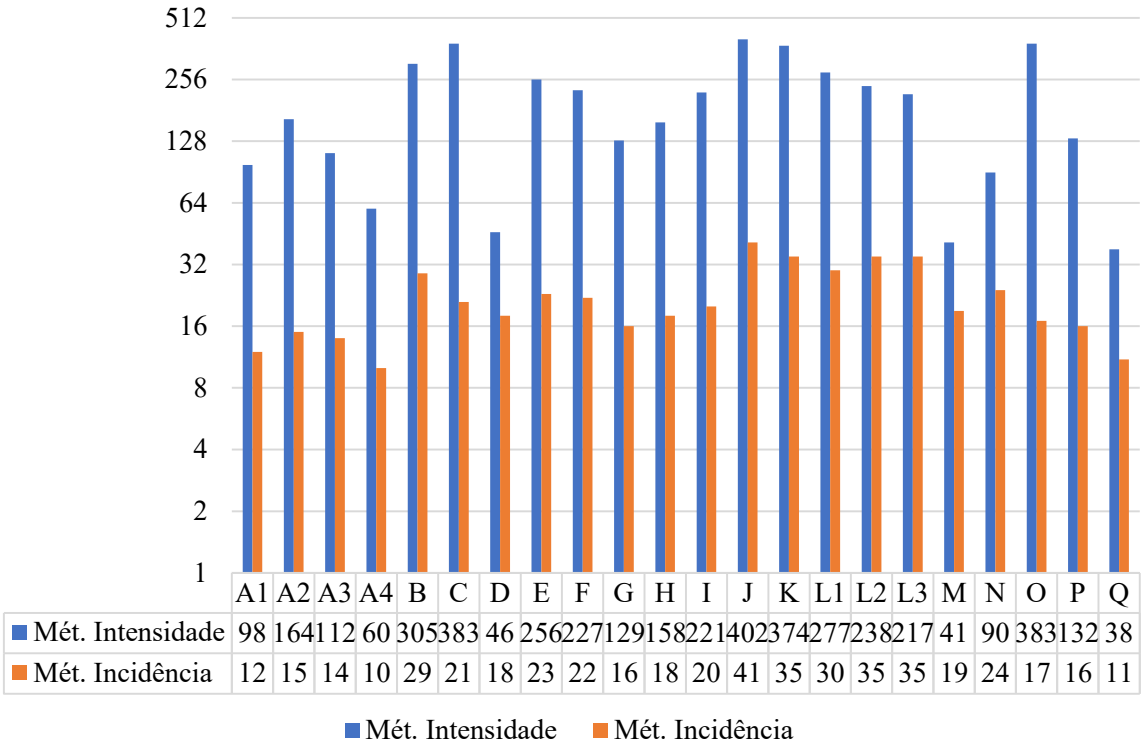
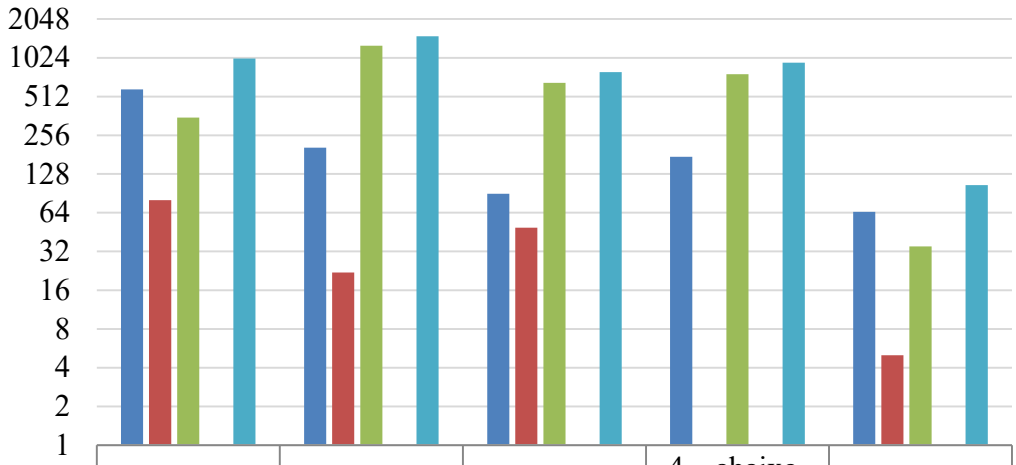


Figura 3. Quantidade de MPs por edificação e método de quantificação

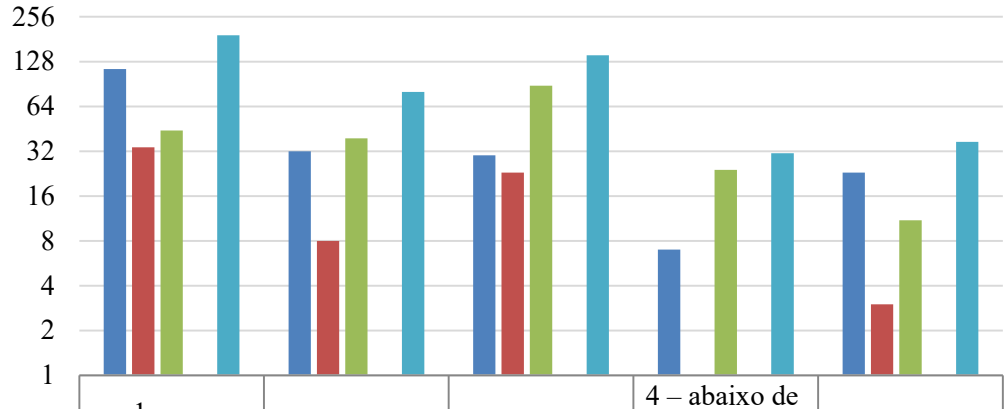
4.3 Probabilidade de ocorrência de MP e seu Potencial de Degradação

A probabilidade de ocorrência de defeitos em cada região tipificada da edificação é apresentada nas Figuras 6 e 7, para cada orientação solar específica e geral, para os Métodos da Intensidade e Incidência. Os valores à direita indicam o nível médio de degradação para cada região tipificada da fachada. De maneira geral, para ambos métodos de quantificação, a maior probabilidade de ocorrência de MPs se dá nas Regiões 1 – em paredes contínuas, Região 2 – em torno de aberturas e Região 3 – no topo (parapeitos e beirais), assim como observado por Gaspar e Brito (2005), Antunes (2010), Freitas (2012) e Souza et *al.* (2019). Não obstante, os níveis de degradação também se mostraram mais significantes nestas regiões. Exceção aos parâmetros obtidos por Gaspar e Brito (2005) referem-se aos níveis de degradação da Região 2 e Região 4 que se mostraram mais significativos neste estudo.



	1 – em paredes continuas - OCW	2 – em torno de aberturas - OOP	3 – no topo (parapeitos e beirais) - TOP	4 – abaixo de varandas, sacadas ou ressaltos - BCP	5 – nos cantos e bordas - OCE
Fissuras	582	205	90	174	65
Descolamento	80	22	49	0	5
Manchas	351	1273	654	765	35
Outros Tipos	0	1	0	0	0
TOTAL	1013	1501	793	939	105

Figura 4. Localização das MPs por grupo e localização – Método da Intensidade



	1 – em paredes continuas - OCW	2 – em torno de aberturas - OOP	3 – no topo (parapeitos e beirais) - TOP	4 – abaixo de varandas, sacadas ou ressaltos - BCP	5 – nos cantos e bordas - OCE
Fissuras	114	32	30	7	23
Descolamento	34	8	23	0	3
Manchas	44	39	88	24	11
Outros Tipos	0	1	0	0	0
TOTAL	192	80	141	31	37

Figura 5. Localização das MPs por grupo e localização – Método da Incidência

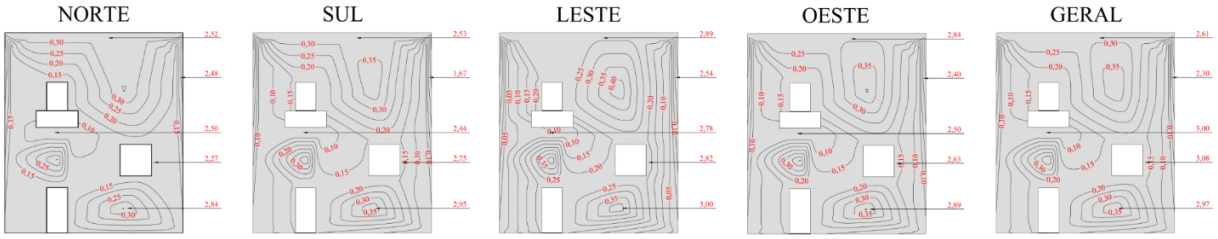


Figura 6. Mapa de Probabilidade de ocorrência de MPs – Método da Incidência
OBS: valores a direita representam o nível médio de degradação de cada região tipificada

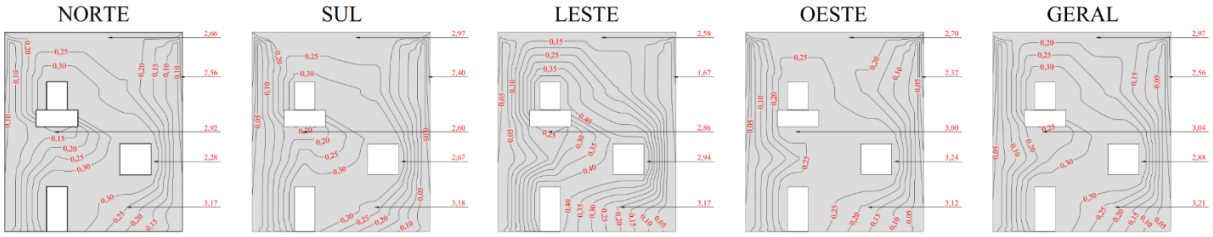


Figura 7. Mapa de Probabilidade de ocorrência de MPs – Método da Intensidade
OBS: valores a direita representam o nível médio de degradação de cada região tipificada

De maneira geral, há diferenças bastante importantes entre os resultados de cada método aplicado na quantificação para a determinação do Potencial de Degradação (DP). Isso se dá, pois, a recorrência de efeitos para cada método em específico se dá de forma distinta, qual seja, uma pela quantidade total de repetições e outra pela quantidade de vezes que esta ocorre, sem considerar as repetições para uma mesma fachada. Desse modo, pode ser identificado potencialização de efeitos para cada método e MP. A exemplo, conforme destacado na Tabela 3, embora haja a mesma recorrência para manchas e fissuras, há um número muito superior de repetições das manchas frente as fissuras, daí a importância de considerá-los de forma independente e, não obstante, interpretar seus resultados

Nessa esteira, considerando todas as orientações solares, percebe-se maior potencial de degradação na Região 1 – em paredes contínuas, do que na Região 3 – no topo (parapeitos e beirais) para o Método da Incidência. Já para o Método da Intensidade observa-se maior potencial de degradação na Região 2 – em torno de aberturas, seguido da Região 1 – em paredes contínuas. Gaspar e Brito (2005) também observou degradação mais importante na Região 1 – em paredes contínuas.

O Potencial de Degradação (DP) em cada região tipificada da edificação é apresentada nas Figuras 8 e 9, para cada orientação solar específica e geral, para os Métodos da Intensidade e Incidência.

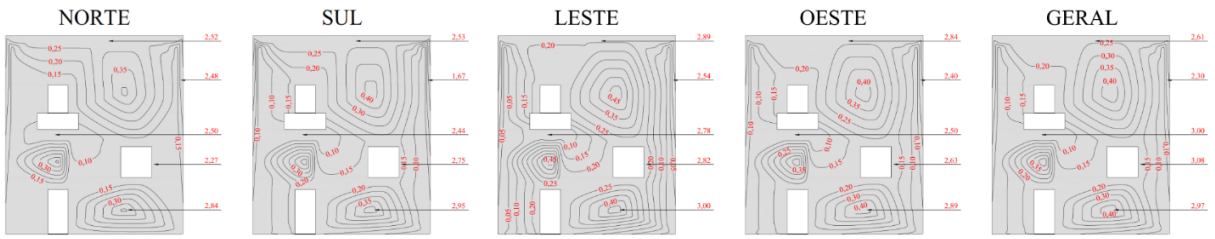


Figura 8. Mapa Potencial de degradação da região – Método da Incidência
OBS: valores a direita representam o nível médio de degradação de cada região tipificada

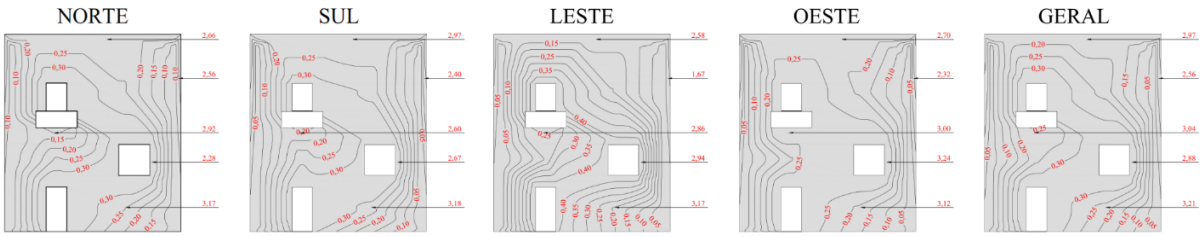


Figura 9. Mapa Potencial de degradação da região – Método da Intensidade
OBS: valores a direita representam o nível médio de degradação de cada região tipificada

4.4 Sensibilidade à formação de MPs

Sensibilidade à formação de MPs refere-se à sensibilidade de cada região tipificada à formação de um determinado tipo específico de MP, no qual é apresentado pelo "*Mapa de Sensibilidade"*.

4.4.1 Sensibilidade à formação de fissuras

Em ordem decrescente, observa-se maior predisposição à formação de fissuras nas Regiões 1, 2 e 5. As matrizes cimentícias são facilmente acometidas por movimentações higrotérmicas frente a variações importantes de temperatura e umidade. Na presença de grandes massas ou restrições a deformação, a fissuração é algo inevitável se a argamassa utilizada não tiver propriedades específicas para tal fim.

No presente estudo de caso observou-se grande amplitude térmica diária (cerca de 15ºC), variações cíclicas de umidade bem como pressão atmosférica com pequenas variações diárias e sazonais (praticamente constante para um curto período). Essas particularidades certamente contribuem para a movimentação higrotérmica do RAF, sobretudo nas paredes contínuas quais são restritas a livre deformação pela própria argamassa bem como representam a maior superfície em exposição, logo, mais sujeita aos efeitos da temperatura e umidade, justificando ser a região mais afetada.

Cabe destacar ainda que, mesmo que não houvesse amplitude térmica diária tão importante, a temperatura entre RAF e ar são diferentes e, na presença de pressão atmosférica constante, há contribuição para a condensação do vapor d'água no interior da matriz da argamassa, também ocasionando movimentações higrotérmicas.

As fissuras presentes nessas regiões tendem a obter níveis de degradação acima de 2,00, destacando níveis médios acima de 3,00, qual seja, o mínimo aceitável. Tal observação também foi relatada por Gaspar e Brito (2005), Antunes (2010), Freitas (2012) e Souza et *al*. (2019). Nas Figuras 10. E 11. É apresentado os mapas de sensibilidade à formação de fissuras para os dois métodos de quantificação.

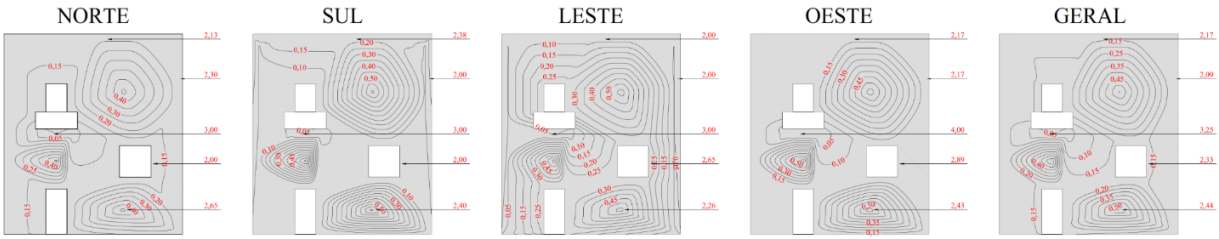


Figura 10. Sensibilidade à formação de fissuras – Método da Incidência
OBS: valores a direita representam o nível médio de degradação de cada região tipificada

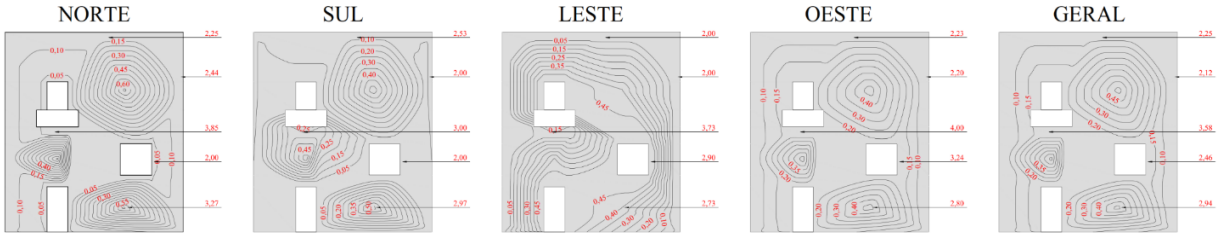


Figura 11. Sensibilidade à formação de fissuras – Método da Intensidade
OBS: valores a direita representam o nível médio de degradação de cada região tipificada

4.4.2 Sensibilidade à formação de manchas

Em ordem decrescente, observa-se maior predisposição à formação de manchas escuras nas Regiões 3, 1 e 2. As manchas claras são poucos frequentes e recorrentes, de modo que há larga predominância de manchas escuras. Há quantidades demasiadas de manchas em fachadas com orientação solar voltadas para as dimensões predominantes de vento (combinadas com a direção cardeal leste). Tal situação pode ser um indicativo de que o ar atmosférico da região possa possuir quantidade elevada de partículas sólidas em suspensão e daí a "fácil sensibilidade" à essa predisposição. As citadas regiões dispõem de particularidade e similaridade quanto aos mecanismos de atuação na formação das MPs e, não obstante, há o mesmo tipo de sensibilidade. Gaspar e Brito (2005) relatou essa sensibilidade devido a atuação da chuva dirigida, principalmente naquelas pouco protegidas por coberturas e beirais. Nenhum dos edifícios estudos dispõem de coberturas sobressalientes dos panos de fachada e tal situação também pode ser um indicativo da motivação para tal problema. Nas Figuras 12. e 13. exibem-se os mapas de sensibilidade para a formação de manchas, para cada método de quantificação empregado.

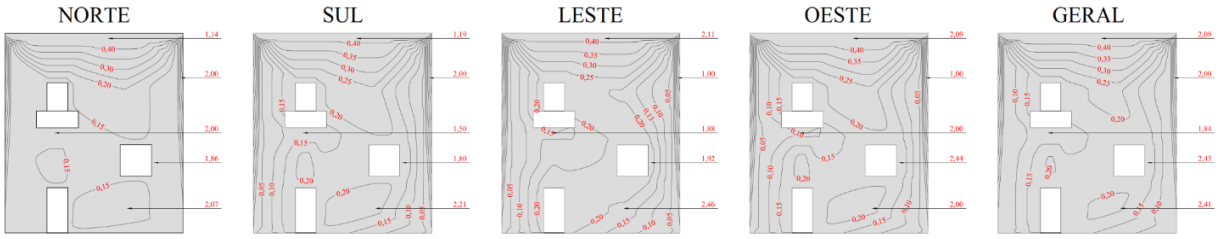


Figura 12. Sensibilidade à formação de manchas – Método da Incidência
OBS: valores a direita representam o nível médio de degradação de cada região tipificada

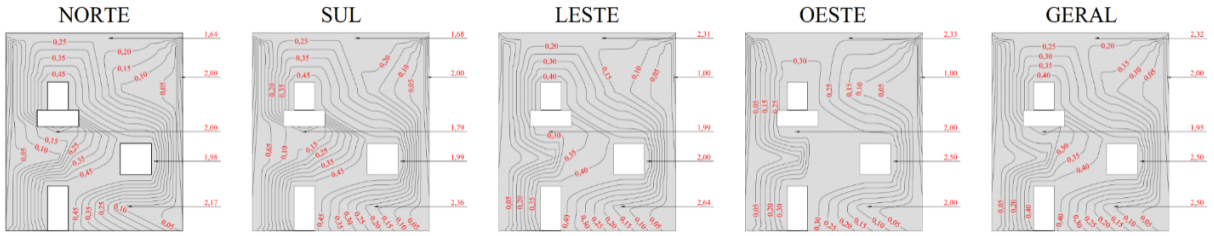


Figura 13. Sensibilidade à formação de manchas – Método da Intensidade
OBS: valores a direita representam o nível médio de degradação de cada região tipificada

4.4.3 Sensibilidade à formação de descolamentos

A predisposição para a formação de descolamentos é mais presente nas Regiões 1, 3 e 2. Tal condição também foi verificada por Antunes (2010) e Souza et al. (2019). O descolamento presente em todas as regiões mais sensíveis são os com pulverulência. Essa MP ocorre por diversos motivos,

mas algo muito específico que cabe enfoque é a sua aplicação em altas temperaturas. Conforme pesquisa do clima local, as temperaturas da região são normalmente elevadas em todas as épocas do ano além de haver uma elevada amplitude térmica diária, da ordem de 15ºC. Logo, essa condição quando da aplicação ou melhora na propriedade da argamassa para dirimir esses efeitos é algo relevante que deve ser observado.

Paralelamente aos descolamentos, as trincas são mais recorrentes e frequentes também na Região 1 quais, quando existentes, contribuem para o acúmulo de agentes agressivos neste local, favorecendo a potencialização dos problemas traduzidos na formação dos descolamentos (maior degradação possível).

Além do descolamento pulverulento, há também predominância de vesículas e descolamentos em placas, manifestações estas comumente associadas a reações expansivas tardias quer seja por deficiência na composição do traço da argamassa ou na presença de impurezas. Cabe destacar que estas MPs nas proximidades de Regiões 2 e 3 ocorrem em localizações supostamente mais úmidas e com predominância de manchamento superficial.

Nas Figuras 14. e 15. Apresentam-se os mapas de sensibilidade para a formação de deslocamentos, para cada região tipificada da fachada e método de quantificação.

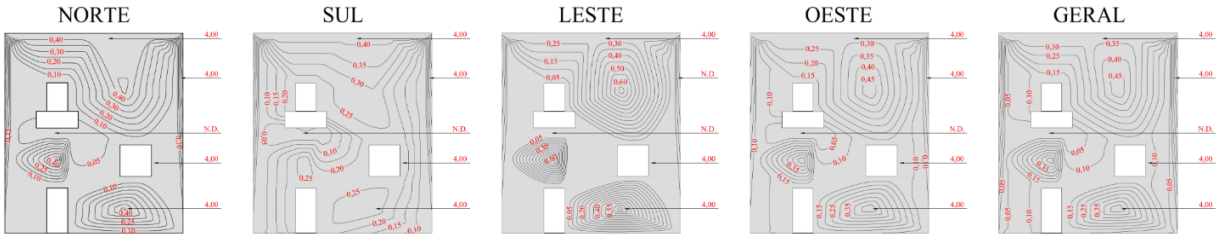


Figura 14. Sensibilidade à formação de descolamentos – Método da Incidência
OBS: valores a direita representam o nível médio de degradação de cada região tipificada

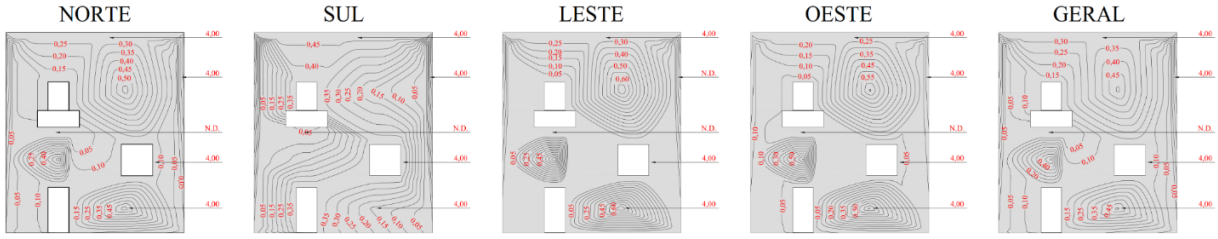


Figura 15. Sensibilidade à formação de descolamentos – Método da Intensidade
OBS: valores a direita representam o nível médio de degradação de cada região tipificada

5. CONCLUSÕES

Em face dos resultados obtidos, algumas conclusões foram observadas destacando os parâmetros do clima e das MPs:

- O clima local é caracterizado pela grande amplitude térmica diária (da ordem de 15ºC) em média;
- O aumento da umidade e chuvas acompanham a estação mais quente (verão);
- Os ventos são mais frequentes e velozes nas direções cardeais combinadas com a direção Leste (E);
- A pressão atmosférica local é praticamente constante em todas as estações do ano;
- Há um declínio da umidade relativa do ar concomitantemente com o declínio das temperaturas diárias, observando tempo mais seco no inverno e mais úmido no verão;

- Em todas as edificações observadas foi encontrado presença de MPs;
- Há a mesma recorrência de manchas e fissuras, porém, as manchas se repetem mais significativamente, sendo então mais intensas quando comparadas às fissuras;
- Os descolamentos são menos recorrentes e frequentes do que as demais MP's estudadas no presente estudo de caso;
- A quantificação de MPs considerando dois métodos distintos, quais sejam, Método da Incidência e Método da Intensidade se mostrou bastante eficaz;
- A comparação de quantidade de MP's entre um método de quantificação e outro permite-se observar aquelas mais recorrentes e com mais repetições de problemas, indiciando a possibilidade de problemas localizados em edificações específicas;
- Foi observada a mesma recorrência de manchas e fissuras, embora as manchas se repetem com muito mais significância, ocasionando quantidade demasiadamente elevada de manchas, quais predominaram na direção Leste e Oeste;
- Há forte indício de que a direção local dos ventos (combinadas com a direção cardeal leste) favorece a formação de mancha para estas fachadas;
- A grande amplitude térmica diária também é outro forte indicativo de que o clima local favorece a formação de fissuras e descolamentos, quer seja por movimentações higrotérmicas ou até mesmo a temperatura de aplicação da argamassa;
- Observou-se resultados mais semelhantes a estudos com climas de mesma particularidade (inverno seco e verão úmido);
- Relativamente a quantidade de problemas, dada a quantidade de repetições de manchas nas direções Leste e Oeste, para o Método da Intensidade observou-se maior quantidade de anomalias nas citadas fachadas, seguidas das fachadas Norte e Sul, enquanto que para o Método da Incidência, a predominância fora na fachada Leste, seguida da Norte, Sul e Oeste.
- Quanto as regiões tipificadas da fachada, foi observado maior probabilidade de ocorrência de MPs nas Regiões 1, 2 e 3 do que nas Regiões 2, 4 e 5;
- O potencial de degradação de cada uma das regiões varia conforme o método, cabendo destacar que as degradações mais significantes se encontram nas Regiões 1, 2 e 3;
- As Regiões 1, 2 e 5 mostraram-se mais sensíveis a formação de trincas e fissuras do que as demais regiões;
- Nas Regiões 3, 1 e 2 há maior sensibilidade a formação de manchas do que nas demais Regiões;
- Nas Regiões 1, 3 e 2 foi observado maior sensibilidade a formação de descolamentos do que nas demais Regiões;

6. AGRADECIMENTOS

A empresa Dias & Cardozo pelo financiamento dos custos para a realização desta pesquisa, uma importantíssima iniciativa privada no fomento à pesquisa.

7. REFERÊNCIAS

Alvares, C. A., Stape, J. L., Sentelhas, P. C., de Moraes Gonçalves, J. L., Sparovek, G. (2013), *Köppen's climate classification map for Brazil*. Meteorologische Zeitschrift. 22(6):711-728. https://www.doi.org/10.1127/0941-2948/2013/0507.

Ansah, M. K., Chen, X., Yang, H., Lu, L., Lam, P. T. I. (2020), *An integrated life cycle assessment of different façade systems for a typical residential building in Ghana*. Sustainable Cities and Society. 53:1-13. https://doi.org/10.1016/j.scs.2019.101974.

Antunes, G. R. (2010), "*Estudo de manifestações patológicas em revestimentos de fachada de Brasília – Sistematização da incidência de casos"*, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília.

Bauer, L. A. F. (2017), "*Materiais de Construção"*. Volume 2. 5ª ed. Revisada. LTC Editora. Rio de Janeiro. 538p.

Bauer, E., Milhomem, P. M., Aidar, L. A. G. (2018), *Evaluating the damage degree of cracking in facades using infrared thermography*. Journal of Civil Structural Health Monitoring. 8:517-528. https://doi.org/10.1007/s13349-018-0289-0.

Carvalho, C. G., Flores-Colen, I. e Faria, P. (2015), *Rehabilitation of renders of old buildings in Portugal: Survey, supporting methodology proposal and case study*. Structural Survey. 33(4/5):337-353. https://doi.org/10.1108/SS-04-2015-0024.

Charisi, S., Thiis, T. K., Stefansson, P., Burud, I. (2018), *Prediction model of microclimatic surface conditions on building façades*. Building and Environment. 128:46-54. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2017.11.017.

Consoli, O. J. (2006), "*Análise da durabilidade dos componentes das fachadas de edifícios sob a ótica do projeto arquitetônico"*, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

Dorfman, G., Petrucci, H. M. C. (1989), "*Recomendações para fachadas com vistas a sua maior durabilidade e facilidade de manutenção",* Simpósio Sobre Patologia das Edificações, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre: RS(BR), pp. 251-261.

Fabbri, K., Gaspari, J., Bartoletti, S., Antonini, E. (2020), *Effect of facade reflectance on outdoor microclimate: An Italian case study*. Sustainable Cities and Society. 54:1-12. https://doi.org/10.1016/j.scs.2019.101984.

Ferreira, C., Canhoto, L., Silva, A., Brito, J. (2019), *Stochastic Petri-net models to predict the degradation of ceramic claddings*. Building Research & Information. 47(6):697-715. https://doi.org/10.1080/09613218.2018.1501873.

Flores-Colen, I. e Brito, J. (2010), *A systematic approach for maintenance budgeting of buildings façades based on predictive and preventive strategies*. Construction and Building Materials. 24(9):1718-1729. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.02.017.

FREITAS, J. G. (2012), "*A influência das condições climáticas na durabilidade dos revestimentos de fachada: estudo de caso na cidade de Goiânia-GO",* Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás.

Gaspar, P, Brito, J. (2005), *Mapping defect sensitivity in external mortar renders*. Construction and Building Materials. 19(8):571-578. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.01.014.

Maciel, A. C. F., Carvalho, M. T. (2019), *Operational energy of opaque ventilated façades in Brazil*. Journal of Building Engineering. 25:1-10. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100775.

Mazer, W., Silva, L. M. R., Lucas, E., Santos, F. M. C. (2016), *Evaluation of pathological manifestations in buildings in terms of geographical orientation*. Revista ALCONPAT. 6(2):145-156. https://doi.org/10.21041/ra.v6i2.135.

Padaratz, I. J., Canova, J. A., de Mori, L. M., Botter, R. R. (2002), "*Incidências patológicas em fachadas e áreas comuns de edificações para ensino - caso do campus da Universidade Estadual de Maringá",* Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, Foz do Iguaçu: PR(BR), pp. 1453–458.

Postingher, C. M., Kremer, B. M., Rossatto, F. C., Pacheco, F., Christ, R. (2019), "*Avaliação das manifestações patológicas em revestimentos argamassados externos com VANT: estudo de caso em edificação multifamiliar do município de Garibaldi-RS",* XV Congreso Latinoamericano de Patología de Construcción y XVII Congreso de Control de Calidad en la Construcció, CONPAT. 2:1-15. https://doi.org/10.21041/CONPAT2019/V2PAT296.

Prefeitura de Fernandópolis (2012), "*Fernandópolis – nossa história nossa gente".* Vol. II. Ed. Anglo. Santo Amaro.

Rodrigues, J. D. (2014), *Defining, mapping and assessing deterioration patterns in stone conservation projects. Journal of Cultural Heritage*. 16(3):267-275. https://doi.org/10.1016/j.culher.2014.06.007.

Saviz, M., Luc E, C., Saeed, M. M. (2020), *Design strategies using multi-criteria decision-making tools to enhance the performance of building façades*. Journal of Building Engineering. 30:1-28. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101274.

Segat, G. T. (2005), *Manifestações patológicas observadas em revestimentos de argamassa: estudo de caso em conjunto habitacional popular na cidade de Caxias do Sul (RS)*, Dissertação (Mestrado Profissionalizante em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Sentena, J. A. A., Kazmierczak, C. de S., Krein, L. A. (2018), *Degradação de revestimentos de argamassa com finos de resíduos de concreto por ciclos térmicos*. Ambiente Construído. 18(1):211-224. https://doi.org/10.1590/s1678-86212018000100217.

Silva, A. Dias, J. L., Gaspar, P. L., Brito, J. (2013), *Statistical models applied to service life prediction of rendered façades.* Automation in Construction. 30:151-160. https://doi.org/10.1016/j.autcon.2012.11.028.

Silva, A., Brito, J. de, Gaspar, P. L. (2011), *Service life prediction model applied to natural stone wall claddings (directly adhered to the substrate)*. Construction and Building Materials. 25(9): 3674-3684. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.064.

Silva, A., Brito, J, Gaspar, P. L. (2018), *A comparative multi-criteria decision analysis of service life prediction methodologies for rendered façades*. Journal of Building Engineering. 20:476-487. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2018.08.009.

Souza, J. Silva A., Brito, J. Bauer, E. *Service life prediction of ceramic tiling systems in Brasília-Brazil using the factor method*. Construction and Building Materials. 192:38-49. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.084.

Souza, J. S., Piazzarollo, C. B., Bauer, E. (2019), "*Degradação nas diferentes zonas de fachadas em sistemas de revestimento*", Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas, XIII STBA, Goiania: GO(BR), pp. 136-144.

Takeda, O. T., Mazer, W. (2018), *Potential of thermographic analysis to evaluate pathological manifestations in façade cladding systems*. Revista ALCONPAT. 8(1):38-50. https://doi.org/10.21041/ra.v8i1.181.

Terra, R. C. (2001), "*Levantamento de manifestações patológicas em revestimentos de fachada de edificações da cidade de Pelotas",* Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Thomaz, E. (2020), "*Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação"*. 2. ed. 1ª reimp. São Paulo, Ed. Oficina de Textos.

Vieira, S. M., Silva, A., Sousa, J. M. C., Brito, J., Gaspar, P. L. (2015), *Modelling the service life of rendered facades using fuzzy systems*. Automation in Construction. 51:1-7. https://doi.org/10.1016/j.autcon.2014.12.011.

Revista ALCONPAT
www.revistaalconpat.org
eISSN 2007-6835
Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

Documentação das manifestações patológicas do Pórtico do Batismo Cultural de Goiânia - monumento histórico *Art Déco*

T. L. Pio Santos[1]*, P. F. Silva Júnior[1]
* Autor de Contato: taislara.19@gmail.com
DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.531

Recepção: 19/02/2021 | Aceitação: 03/08/2021 | Publicação: 01/09/2021

RESUMO

Este artigo tem o objetivo de apresentar a metodologia para a inspeção e o mapeamento das manifestações patológicas no monumento Pórtico do Batismo Cultural de Goiânia. É um monumento do início dos anos 40 do século XX, representante do estilo arquitetônico art déco. No ano de 2003 esse monumento foi tombado pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional, porém apesar do seu inestimável valor histórico, a estrutura apresenta diversas manifestações patológicas. Para alcançar esse objetivo foram realizados os seguintes procedimentos: (1) inspeção visual; (2) registro fotográfico; (3) anamnese e (4) ensaios. Os ensaios realizados foram esclerometria, pacometria e medição de deformações. As principais manifestações patológicas identificadas foram fissuração, destacamento de argamassa, corrosão de armaduras e deformação.

Palavras-chave: manifestações patológicas; diagnóstico; monumento histórico; art déco.

Citar como: Pio Santos, T. L., Silva Júnior, P. F. (2021), "*Documentação das manifestações patológicas do Pórtico do Batismo Cultural de Goiânia - monumento histórico Art Déco*", Revista ALCONPAT, 11 (3), pp. 108 – 122, DOI: https://doi.org/10.21041/ra.v11i3.531

[1] Instituto Federal de Goiás - Campus Goiânia, Rua 75, n. 46, Centro, Goiânia, Goiás, 74055-110, Brasil

Contribuição de cada autor
Neste trabalho, a autora Taís Lara Pio Santos contribuiu com a coleta de dados, desenvolvimento dos ensaios, análise e discussões dos resultados e redação do trabalho. Já o autor Paulo Francinete Silva Júnior contribuiu com a ideia original, desenvolvimento de ensaios, coordenação geral e revisão da redação.

Licença Creative Commons
Copyright (2021) é propriedade dos autores. Este trabalho é um artigo de acesso aberto publicado sob os termos e condições de uma Licença Internacional Creative Commons Atribuição 4.0 (CC BY 4.0).

Discussões e correções pós-publicação
Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2022, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2022.

© 2021 ALCONPAT Internacional

Documentation of the pathological manifestations of the Portico of the Cultural Baptism of Goiânia - *Art Déco* historical monument

ABSTRACT

This article aims to present the methodology for the inspection and mapping of pathological manifestations of the Portico of Cultural Baptism of Goiânia. It is a monument from the beginning of the 1940s, representative of the Art Deco architectural style. In 2003 this monument was listed by the National Historical and Artistic Heritage Institute, but despite its invaluable historical importance, the structure has several pathological manifestations. To achieve this objective, the following procedures were performed: (1) visual inspection; (2) photographic record; (3) anamnesis and (4) trials. The tests performed were sclerometer, cover meter, and strain measurement. The main pathological manifestations identified were cracking, mortar detachment, reinforcement corrosion and excessive deformation.

Keywords: pathological manifestations; diagnosis; historical monument; art déco.

Documentación de las manifestaciones patológicas del Pórtico del Bautismo Cultural de Goiânia - monumento histórico *Art Déco*

RESUMEN

Este artículo tiene como objetivo presentar la metodología para la inspección y el mapeo de las manifestaciones patológicas en el monumento del Pórtico del Bautismo Cultural de Goiânia. Es un monumento de principios de los años 40 del siglo XX, representativo del estilo arquitectónico art decó. En 2003 este monumento fue catalogado por el Instituto Nacional del Patrimonio Histórico y Artístico, pero a pesar de su invaluable valor histórico, la estructura tiene varias manifestaciones patológicas. Para lograr este objetivo, se realizaron los siguientes procedimientos: (1) inspección visual; (2) registro fotográfico; (3) anamnesis y (4) ensayos. Las pruebas realizadas fueron esclerometría, pacometría y medición de deformación. Las principales manifestaciones patológicas identificadas fueron agrietamiento, desprendimiento de mortero, corrosión de refuerzos y deformación excesiva.

Palabras clave: manifestaciones patológicas; diagnóstico; monumento histórico; art déco.

Informações legais
Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org
Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.
As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.
É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.
A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

O patrimônio arquitetônico é uma das provas da presença da história nas cidades e da sua importância na sociedade. É um capital social e cultural. Visto isso, é necessário que os patrimônios sejam preservados, restaurados e que sejam previstas rotinas de manutenção e intervenção quando for pertinente.

Tendo em vista que cidades novas se definem pela sua rápida transformação, garantir que valores históricos e/ou artístico sejam preservados é inquestionável. A memória e a identidade cultural de um povo somente se constituem por intermédio desses valores, logo o Patrimônio Cultural exprime o testemunho da constituição de um povo, ou seja, os produtos e as marcas das diferentes culturas, por fim proporciona ainda a transmissão de identidade e significados as gerações futuras (Barbosa et al., 2011; Tavares, 2011).

O conceito de desempenho se faz importante nessa questão, uma vez que o mesmo diz respeito à capacidade da edificação de permanecer em plenas condições de utilização durante sua vida útil, sendo possível estabelecer uma íntima ligação entre o desempenho e medidas preventivas. Com o tempo a estrutura perde sua capacidade inicial, assim a não realização de manutenções periódicas acarreta na diminuição da vida útil de serviço (Medeiros et. al.,2011).

Nas edificações históricas a realização de um diagnóstico correto de suas manifestações patológicas é um desafio devido à falta de manutenção, medidas preventivas, ou por terem tido restaurações ineficientes ao longo dos anos. Desse modo, essas edificações históricas estão passíveis a diversos problemas distintos. O estudo dos danos, com a realização de ensaios de campo ou em laboratórios torna-se então imprescindível (Tavares, 2011).

O monumento histórico do presente estudo trata-se de um Pórtico construído para o Batismo Cultural da cidade de Goiânia. De acordo com Galli (2007), o Batismo Cultural ocorreu no dia 5 de julho de 1942 e correspondeu a uma programação de eventos com o propósito de realizar a inauguração da nova capital do estado de Goiás.

O Pórtico foi construído com o conceito de arquitetura *art déco.* Esse estilo de caráter decorativo surgiu na França e se difundiu no Brasil no período das décadas de 1930 e 1940 (Correia, 2008). Devido a sua importância histórica e arquitetônica, o monumento foi tombado pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN) por meio da Portaria nº 507, de 18 de novembro de 2003.

O Pórtico tornou-se uma obra representativa e simbólica do estilo *art decó*, isto se demonstra pela sua presença em: imãs de geladeiras, no Guia Turístico do *Art Déco* em Goiânia e em folder de divulgação de eventos sobre *art déco,* como é ilustrado nas Figuras 1, 2 e 3.

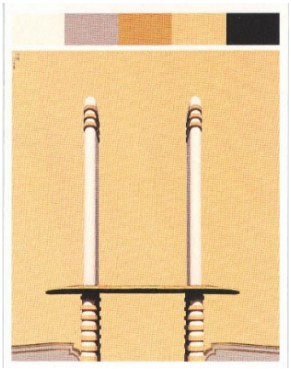


Figura 1. Pórtico ilustrado em um imã de geladeira

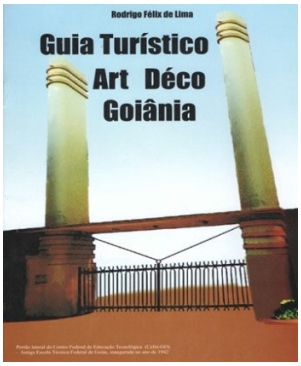


Figura 2. Pórtico em destaque no guia turístico *art déco* Goiânia

Figura 3. Pórtico no folder de divulgação de evento sobre *art déco* Goiânia.

No caso da estrutura abordada duas questões importantes conduzem o estudo, a importância de levantar e diagnosticar as manifestações patológicas existentes para a sua segurança e a reabilitação da sua visibilidade arquitetônica, restituindo a importância estética do bem.

2. PROCEDIMENTO

O método proposto para a inspeção do objeto de estudo apoiou-se na metodologia de Lichtenstein (1986) iniciando-se com o levantamento de subsídios para posterior construção do diagnóstico. Foram realizadas: inspeção visual, anamnese e ensaios. A escolha pelo método se deu considerando que o mesmo é disponível e difundido no país, possibilitando segmentação da análise.

2.1 Objeto de estudo

O objeto de estudo é o Pórtico alusivo ao Batismo Cultural de Goiânia localizado no Câmpus Goiânia do Instituto Federal de Goiás (IFG).

O Pórtico é uma estrutura em concreto armado revestida com argamassa. A estrutura é composta por dois pilares de aproximadamente 12 m de altura e uma laje esbelta de formato elipsoidal com espessura em torno de 8 cm. Os pilares são semelhantes, cada pilar dispõe em seu topo e sua base, respectivamente, de três e sete frisos equidistantes entre si como se pode observar na Figura 4.

Figura 4. Vista do Pórtico do Batismo Cultural de Goiânia em 1942, à esquerda (Galli, 2007) e em 2002 (Acervo do IFG)

Uma característica típica do estilo *art déco* observada na arquitetura do Pórtico é o uso da aerodinâmica e da sinuosidade. Nos pilares do Pórtico observam-se semelhanças com a geometria das chaminés dos transatlânticos do século XX, característica típica da vertente *streamlined* do estilo *art déco*. Outra característica observada é o uso do concreto armado como objeto de destaque, trazendo volume à estrutura, transmitindo a sensação de grandiosidade e modernidade.

São exemplos marcantes de edificação *art decó* os aeroportos Santos Dumont no Rio de Janeiro e o Aeroporto de Congonhas em São Paulo.

2.2 Levantamento de subsídios

O levantamento de subsídios teve como finalidade realizar a coleta de documentos referentes ao Pórtico, verificar as manifestações patológicas presentes, além da realização de ensaios na estrutura.

2.2.1 Inspeção Visual

Foi feita uma vistoria no local para uma análise visual; ocasião em que se fez um registro fotográfico do Pórtico, visando com isso fazer o levantamento de manifestações patológicas incidentes; além de efetuar a aferição das dimensões da estrutura.

Para a realização da inspeção nomeou-se o os pilares do Pórtico como Norte e Sul (baseando-se na orientação da rosa dos ventos) conforme mostrado na Figura 5. Cada pilar teve também suas faces identificadas como Norte, Sul, Leste e Oeste como é indicado pela Figura 6.

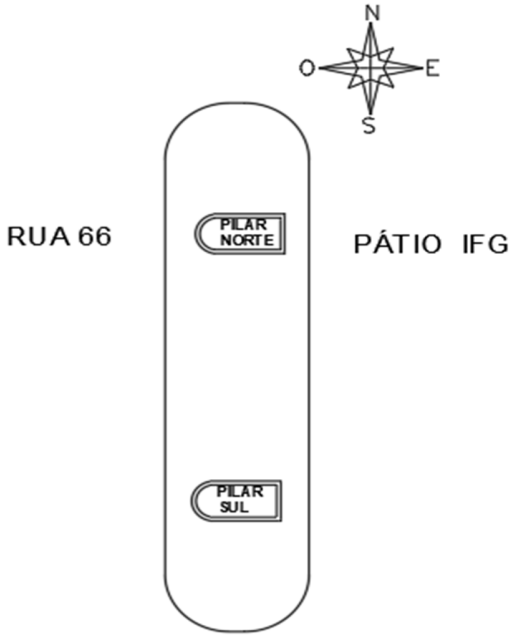


Figura 5. Planta baixa Pórtico

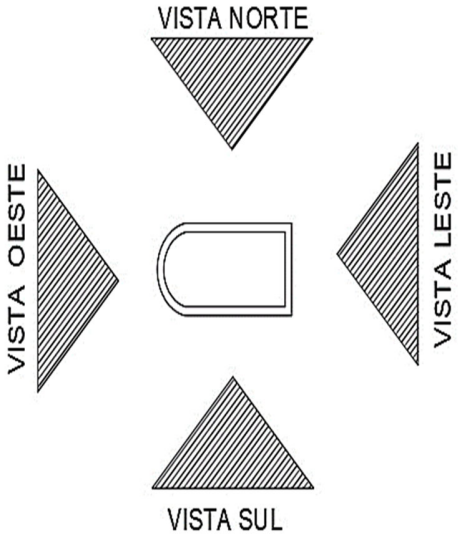


Figura 6. Vista das faces dos pilares

2.2.2 Anamnese

A etapa da anamnese teve como propósito colher o maior número possível de informações para compreender o histórico da estrutura e, com isto, obter um diagnóstico mais preciso das manifestações patológicas encontradas no Pórtico.

Foram solicitados ao IFG documentos técnicos como projetos, planos de manutenção e relatórios dos acompanhamentos das manutenções já realizados.

2.2.3 Ensaios complementares

Os ensaios foram executados para levantamento de dados e efetuação de uma análise mais aprofundada complementar a inspeção visual. Por se tratar de uma estrutura histórica e tombada, buscou-se proceder à análise através de ensaios não destrutivos para não causar dano a estrutura. Foram realizados os ensaios de esclerometria, pacometria e verificação da flecha.

O ensaio de esclerometria foi realizado na parte superior da laje, em circunstância da parte inferior se encontrar em difícil acesso, com a presença de escoras que inviabilizaram a operacionalidade do ensaio.

A execução do ensaio seguiu as diretrizes da norma NBR 7584 (ABNT, 2012).

O ensaio de esclerometria foi executado em quatro regiões da laje. Buscaram-se locais em que não havia segregação do concreto e apresentassem superfícies homogêneas e regulares. Na Figura 7 é mostrada a execução do ensaio e na Figura 8 tem-se a ilustração da localização das áreas ensaiadas juntamente com suas dimensões.

Figura 7. Execução do ensaio de esclerometria

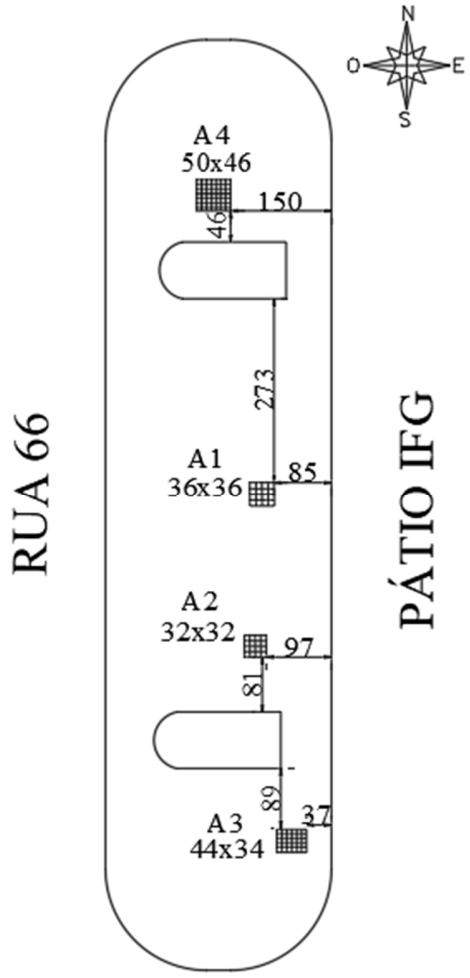


Figura 8. Localização das áreas ensaiadas para o ensaio de esclerometria

Também foi realizado o ensaio de pacometria que teve como intuito obter informações acerca da localização da armadura da laje, assim como verificar o cobrimento do concreto armado. As áreas escolhidas para a realização do ensaio foram aquelas que apresentavam melhores condições para a leitura do aparelho, ou seja, áreas que estavam livres de bolor e sujidades.
Na Figura 9 é mostrado o ensaio sendo efetuado.

Figura 9. Execução do ensaio de pacometria

Por fim, realizou a verificação das flechas presentes na laje. Foram coletadas medidas a partir de um nível referencial e com auxílio de uma mangueira de nível e uma trena, foram coletados pontos na parte em balanço e entre os pilares.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Análise da inspeção visual

A partir da inspeção visual, foi possível perceber que a laje em sua parte inferior apresenta em alguns locais destacamentos do concreto (Figura 10) que ocorreu em consequência da corrosão das armaduras.

Figura 10. Destacamento do concreto na parte inferior da laje

Como é mostrado na Figura 11 observou-se na laje grande presença de mofo e sujidade. O mofo se prolifera em ambientes úmidos, quentes e com pouca luminosidade, esse ambiente pode ter sido

construído devido à presença de árvores próximas a estrutura. Também foi observada a presença de sujidade ou crosta negra, que foram ocasionadas pelo acúmulo de poeira, fuligens e partículas poluentes, oriundas da queima de combustível fósseis dos motores à combustão dos veículos, trazidas pela água das chuvas ou pela ação do vento.

Figura 11. Presença de mofo e sujidade na laje

Parte da borda da laje estava destacada, isso decorreu do processo de carbonatação e corrosão das armaduras ocorrido na sua região armada. Conforme o processo de carbonatação evoluiu no decorrer do tempo, a fissuração da estrutura provocou a sua movimentação culminando no destacamento da argamassa nas suas extremidades (Figura 12).

Figura 12. Destacamento da borda da laje

A pintura da laje se mostrou bastante danificada, exibindo regiões com destacamento provavelmente pela aplicação de pintura sobre uma camada já existente (foi observada outra camada de pintura de cor distinta da cor visível que foi aplicada anteriormente), prejudicando a aderência entre as películas de pintura. No processo de falta de aderência a incidência da chuva e umidade são agravantes (Figura 13).

Figura 13. Destacamento da pintura da laje

Nos pilares foram verificadas manifestações patológicas referentes ao acabamento. Não foram detectadas manifestações de caráter estrutural, o que dispensou a realização de ensaios para aferição da resistência do concreto e localização de armaduras como esclerometria e pacometria. Além disso, os pilares não possuem concreto aparente e para a realização dos ensaios seria preciso remover as camadas de revestimento da superfície, causando a deterioração do monumento histórico, o que diverge do foco do trabalho.

Outra manifestação notada nos pilares foi a presença de sujidade, como é exibida na Figura 14. Este fator deve-se, principalmente à falta de impermeabilização e mecanismos de escoamento no topo do pilar, que acumulou fuligem e poeira trazida pelo vento. Conforme notado na laje, nos pilares também houve o destacamento da pintura, sendo que a cor visível se encontra também sobre outra demão de tinta anteriormente aplicada (de tonalidade verde), comprometendo a aderência.

Figura 14. Sujidade e destacamento da pintura no topo do pilar

A descoloração da pintura foi verificada podendo ter sido causada principalmente pelo envelhecimento natural desta. Outros fatores como uso da tinta de coloração amarela, mais suscetível aos raios ultravioleta, uma vez que o pilar sofre alta incidência aos raios solares, também podem ter agravado o processo de descoloração. Foram percebidas fissuras na base dos pilares causadas possivelmente pela retração de materiais cimentícios ocasionada pela perda de água por evaporação em estado fresco ou endurecido e pela variação da temperatura devido à alta incidência da luz solar (Figura 15). Foram notadas bolhas na pintura dos pilares causadas pela presença de umidade (que podem terem sido absorvidas pelas fissuras no emboço, e da pressão hidrostática causada quando a sua evaporação pelos poros da argamassa, rompendo e "empurrando" a película de pintura), falta de aderência e possíveis falhas de aplicação como execução de camada espessa, sob condições extremas de calor em superfície suja e não preparada para aplicação.

Figura 15. Incidência de fissuras e descoloração da pintura

3.2 Análise da anamnese

Foram fornecidos pela Diretoria de Projetos e Infraestrutura do IFG e pela Gerência de Administração e Manutenção do IFG Câmpus Goiânia: projeto de escoramento da laje datado de 2013; projeto de reforço datado de 2014; resultado do ensaio de esclerometria datado de 2013; e relatório técnico de avaliação da laje do Pórtico datado de 2019;

Em relação aos planos de manutenção e relatórios dos acompanhamentos das manutenções, foi relatado que estes não existiam, assim como o projeto original do Pórtico. Próximo ao Pórtico foi encontrado uma placa (Figura 16) indicando que este foi restaurado em seu 60º aniversário, no ano de 2002, porém não há registros que detalham como ocorreu essa intervenção.

Figura 16. Placa de identificação do Pórtico

O projeto de escoramento foi efetuado na laje em decorrência das condições de deterioração nas quais esta se encontrava em 2013. Já o projeto de reforço feito em 2014 propõe intervenções na área de aço e reforço do concreto com grauteamento e aumento de espessura da laje. No entanto, o projeto nunca foi executado.

O resultado do ensaio de esclerometria, realizado em 2013 pelo Laboratório Carlos Campos Consultoria e Construções Ltda, em apenas uma região obteve como resultado índice esclerométrico médio igual a 29, indicando 22 MPa como resistência à compressão do concreto.

Cascudo (2019), para a produção do relatório técnico, realizou duas inspeções na laje do Pórtico intituladas de preliminar e detalhada. Enquanto a preliminar designou a análise visual, a detalhada correspondeu a realização dos ensaios de esclerometria, ultrassom, resistividade elétrica, potencial de corrosão e da carbonatação do concreto.

Assim como foi observado na inspeção visual, Cascudo (2019) também constatou a corrosão das armaduras em alguns trechos da laje, presença de mofo, sujidade e degradação do sistema de pintura. O autor ainda identificou deformações visíveis na laje e atribuiu estas à corrosão de parte das armaduras de flexão, que se procedeu devido à esbeltez da laje e à baixa inércia que, associadas

com a corrosão das armaduras, proporcionam fortes e imediatos impactos na laje.
No ensaio de esclerometria, Cascudo (2019) avaliou 10 regiões da laje, denominadas de E1 a E10 e obteve valores de IE entre 21 e 30 e valores para resistência do concreto entre 14 MPa e 24 MPa. Em relação ao ensaio de ultrassom, Cascudo (2019) realizou oito medidas de velocidade ultrassônica sendo que quatro alcançaram valores inferiores a 2500 m/s. Tais valores classificam, de acordo com a norma britânica BS 1881 (BSI, 2001), o concreto como ruim. Uma dessas medidas obteve valor inferior a 2000 m/s que segundo a BS 1881 (BSI,2001) configura um concreto péssimo. Por fim, foi concluído que esses valores baixos correlacionam com um alto índice de vazios, que é compatível para um concreto de resistência estimada de 14 MPa a 24 MPa. A baixa velocidade ultrassônica ainda é justificada pela presença de fissuras, uma vez que estas provocam aumento no tempo de propagação das ondas. Observa-se que os valores estimados são baixos em relação aos valores exigidos pelas normas vigentes atualmente, porém para a época da construção da estrutura se enquadra em valores aceitáveis. Cascudo (2019) ainda afirma que provavelmente existem microfissuras na estrutura interna da laje.
No ensaio de carbonatação do concreto realizado por Cascudo (2019) em dois corpos de prova, ambos extraídos da região central da laje, foi possível observar visualmente os efeitos de uma carbonatação que foi constatada em grau avançado.

3.3 Análise do ensaio de esclerometria

Por meio do ensaio de esclerometria se obteve índices a partir dos dois equipamentos utilizados que variaram de 23,7 a 28,7, gerando uma variação de resistência em MPa de 17,0 a 23,4.
Na Figura 17 tem-se o gráfico com os valores de resistência à compressão, obtidos do ensaio de esclerometria realizados na estrutura durante o processo de anamnese e os efetuados nesta pesquisa. Os valores apresentados são uma média das resistências à compressão de áreas ensaiadas por evento de ensaio. Pode-se observar pelo gráfico que os resultados encontrados convergem para um valor médio de resistência estimada de 20 MPa, apesar dos ensaios terem sido realizados em datas distintas e por diferentes operadores.
Acerca dos padrões normativos para a resistência mínima de estruturas de concreto, uma vez que não há informações sobre o projeto estrutural do pórtico, sabendo que a norma NB-1 – Cálculo e Execução de Concreto Armado (ABNT, 1940), vigente na época em que a estrutura foi construída, preconiza uma resistência mínima para estruturas de concreto de 125 kgf/cm², ou seja, de 12,5 MPa. Já a norma vigente atualmente NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014) prevê resistência mínima para estruturas de concreto de 20 MPa. Desse modo, apresenta-se também no gráfico da Figura 17 uma comparação entre os resultados estimados de resistência à compressão do concreto, obtidos em diferentes ensaios de esclerometria, com os valores mínimos de resistência característica do concreto à compressão (fck) recomendados pela norma de estrutura de concreto vigente na época da construção do Pórtico e atualmente.

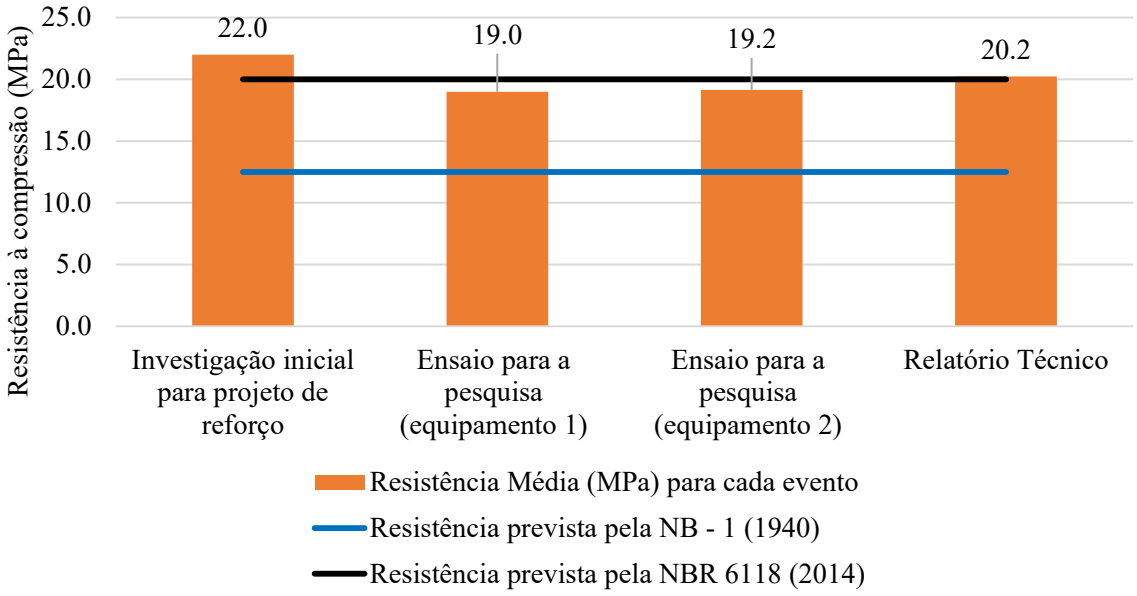


Figura 17. Gráfico comparativo de resistências obtidas com a exigências normativas

A partir do ensaio de pacometria foi possível mapear e identificar locais onde há armadura e em quais profundidades que estas se encontram. A partir desses valores se identificou que a maioria das armaduras possuía uma ineficiência no cobrimento da laje em relação a exigência da norma NBR 6118 (ABNT, 2014). De acordo com a classe de agressividade ambiental na qual a estrutura se encaixa o cobrimento deveria ser de no mínimo 2,5 cm, o que não ocorre em algumas regiões da laje que chegaram a ter 1,1 cm.

A norma vigente na época da construção do pórtico NB-1 (ABNT,1940) prevê que lajes expostas ao ar livre devem ter no mínimo 1,5 cm de cobrimento, o que demonstra também que para algumas regiões da laje o cobrimento é insuficiente.

Foi observado em alguns locais o valor de “0”, de acordo com o equipamento significa ausência de profundidade, ou seja, indicaria que a armadura está superficial e sem cobrimento, no entanto o mesmo não foi observado visualmente.

3.4 Análise da verificação da flecha

A verificação da flecha foi executada colhendo-se as cotas a partir de um nível referencial de 2,0 metros nos pontos presentes na Tabela 1.

Tabela 1. Valores referentes as cotas encontradas nos pontos

PONTO	COTA (cm)
A	193,7
B	200,7
C	198,8
D	196,1
E	199,0
F	199,2
G	193,8

As flechas verificadas na laje foram obtidas por meio da diferença de cotas sendo no balanço do lado esquerdo, a diferença entre as cotas A e B, na região central, a média aritmética entre a diferença dos pontos C e D e a diferença dos pontos D e E, enquanto que no balanço do lado direito se dá pela diferença entre os pontos F e G. Encontra-se na Tabela 2 os valores obtidos e a sua representação (exagerada) na Figura 18.

Tabela 2. Valores de flechas obtidos

LOCAL	VALOR (cm)
Flecha do balanço do lado esquerdo	7,0
Flecha da região central	2,8
Flecha do balanço do lado direito	5,4

A verificação da flecha limite permitidas foi realizada levando-se em consideração o vão livre, conforme preconiza a NBR 6118 (ABNT, 2014) para aceitabilidade sensorial e limitação visual. A equação (1) designa a equação fornecida pela norma.

$$D = \frac{l}{250} \tag{1}$$

Sendo l o vão e D o deslocamento limite. No caso de lajes em balanço, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço (distância entre o apoio e a extremidade da laje), obtendo a equação (2).

$$D = \frac{l}{125} \tag{2}$$

Por meio das Equações (1) e (2) obtêm para região em balanço o deslocamento limite de 2,74 cm e para a região do vão central o deslocamento limite de 2,80 cm.
Observa-se então que ambas as regiões em balanço cujas flechas máximas são de 7,0 cm no ponto "A" e 5,4 cm no ponto "B" estão muito acima do permitido pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Tem-se para a região central a flecha encontrada no ponto "D" valor de 2,80 cm, que equivale ao permitido pela exigência normativa.
Devido à falta de manutenções preventivas e corretivas ao longo do tempo a estrutura sofreu deformações excessivas, de forma que os valores das flechas verificados nas regiões de balanço demonstram que a mesma se encontra fora de seus limites de serviço.
Vale ressaltar que por se tratar de uma estrutura antiga, com mais de 70 anos, a fluência do concreto pode ter sido um dos motivos que contribuiu para deformação total da laje, no entanto isso não foi considerado no presente estudo.

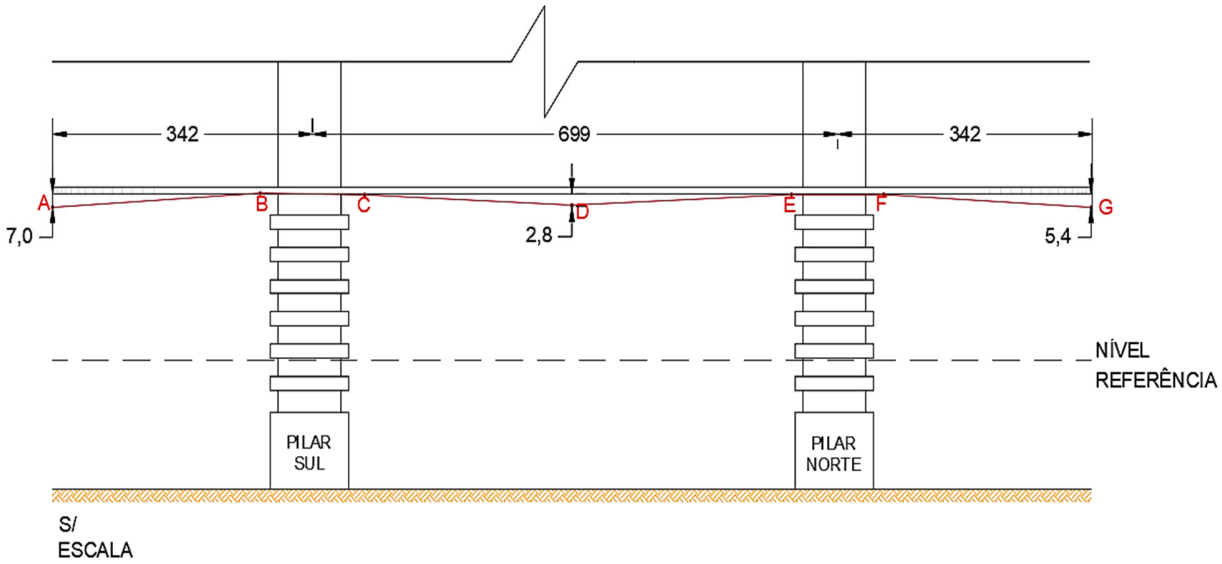


Figura 18. Representação das maiores flechas verificadas

4. CONCLUSÕES

O monumento histórico apresenta-se bastante degradado e isto decorre, principalmente, por ausência de um plano de manutenção preventiva. Por meio da inspeção visual pode-se constatar do quão se encontra comprometida a representatividade arquitetônica do pórtico. A estrutura se encontra rodeada por árvores que impossibilitam sua visibilidade plena e por dispositivos de segurança (empregados devido ao nível avançado de deterioração) que prejudicam a estética como escoras e tapumes. Quanto às manifestações patológicas são fatores determinantes para o aparecimento destas:

- Presença de umidade intensificada pela proximidade das árvores do entorno;
- Insuficiência no cobrimento da laje;
- Inexistência de manutenção preventiva;
- Inexistência de sistema de impermeabilização;

A análise da anamnese permitiu constatar que são poucas as informações existentes sobre a estrutura e o que dificultou a análise precisa das causas e origens das manifestações patológicas.
Os ensaios de esclerometria apontaram para a baixa resistência do concreto, enquanto o ensaio de pacometria acusou problemas de cobrimento. Ambos os resultados reforçam os danos estruturais que acometem a estrutura já perceptíveis na inspeção visual.
Por fim, é imprescindível que o Pórtico alusivo ao Batismo Cultural de Goiânia mantenha suas funções, tanto como estrutura quanto monumento histórico e arquitetônico. Para isso, faz-se necessário a elaborações de planos de manutenções, para que assim seja possível garantir a vida útil da estrutura.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores reconhecem e agradecem o apoio do Instituto Federal de Goiás (IFG).

6. REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1940). *ABNT NB-1: Cálculo e execução de obras de*

concreto armado – Procedimentos. Rio de Janeiro.
Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014). *ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.
Associação Brasileira de Normas Técnicas (7584). *ABNT NBR 6118: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão — Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
Barbosa, P. P. *et al*. (2011). *Patrimônio Histórico em cidades novas: o caso de Maringá, PR. Maringá* in: XIV Seminário de arquitetura latino-americana. Campinas, São Paulo (BR). pp. 16 - 31.
Brasil. Ministério do estado da cultura (2003). *Portaria nº 507, de 18 de novembro de 2003*. Diário Oficial da União: seção 1, Brasília, DF, ano 228, p.30, 18 nov.
Britsh Standars Institution (2001*). BS 1881: Testing concret*e. London.
Cascudo, O. (2019). *Avaliação de laje em concreto armado constituinte do pórtico de entrada lateral do IFG - Câmpus Goiânia*. Goiânia: UFG, 2019. 38 p.
Correia T. B, (2008), *Art déco e indústria: Brasil décadas de 1930 e 1940*. Na An. mus. paul.vol.16 no.2 São Paulo July/Dec. https://doi.org/10.1590/S0101-47142008000200003
Galli, U. (2007*). A história do batismo cultural de Goiâni*a**.** Goiânia: Ed. UCG/ Contato Comunicações, p. 98.
Medeiros, M. H. F.; Andrade, J. J. O.; Helene P. (2011). *Cápitulo 22: Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto in*: Geraldo Isaia (Org.). Concreto: Ciência e Tecnologia**.** 1 ed. São Paulo: IBRACON. p. 37.
Tavares, F. M**.** (2011). *Metodologia de diagnóstico para restauração de edifícios dos séculos XVIII e XIX nas primeiras zonas de mineração em Minas Gerais***.** Faculdade de Engenharia, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 98 p.