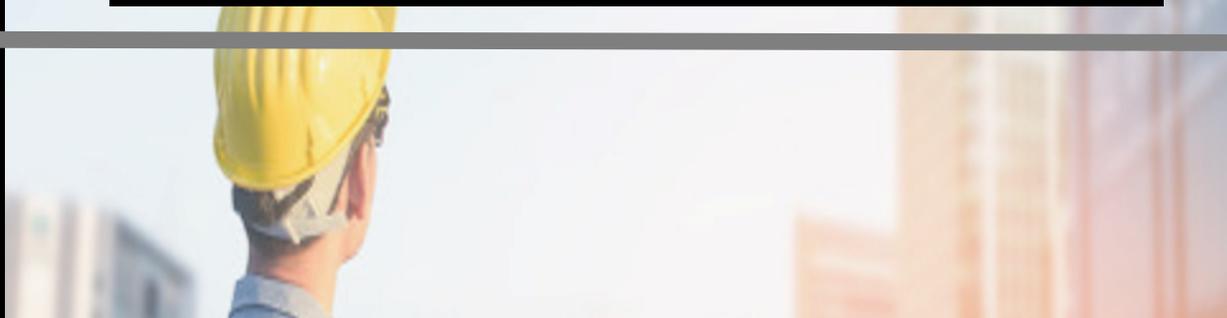




BADUCON

5º Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções

Escola Politécnica da UFBA - Salvador, 14 a 17 de Agosto de 2024



ANAIIS

5º Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções



Realização

LEDMa

Laboratório de Estudos em Durabilidade de Materiais



PPEC

Laboratório de Estudos em Durabilidade de Materiais

ISBN 978-65-01-14668-3

Patrocinadores:

Ródio



Diamante



Ouro

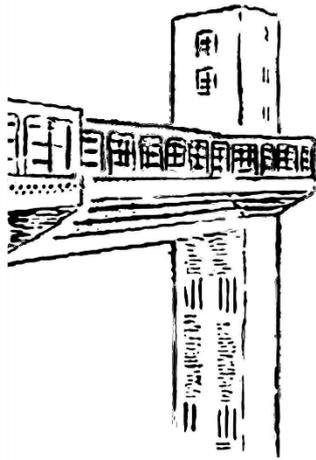


Prata



Bronze





BADUCON

5° Seminário Baiano de Durabilidade
e Desempenho das Construções

Escola Politécnica da UFBA - Salvador, 14 a 17 de Agosto de 2024

Anais do 5° Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções

Salvador, 14 a 17 de agosto de 2024

Daniel Véras Ribeiro

(Coordenador Geral e Editor)

Nilson Santana de Amorim Jr.

(Co-Editor)

2024

5º Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções (BADUCON 2024)

Comitê Organizador

Daniel Vêras Ribeiro (Coordenador) - UFBA
Adilson Brito de Arruda Filho - UFRB
Ayrton Daniel Santos Cabral - UFBA
Cléber Marcos R. Dias - UFBA
Danilo Carvalho Lima - PPEC / UFBA
Domingos Silva Dias Jr. - UFBA
Felipe Menezes de Souza - UFBA
João Paulo Silva Gondim Pires - UFBA
Luma Crystys Barros Sampaio - PPEC / UFBA
Marcela Reis Carvalho - PPEC / UFBA
Marcelo Strozi Cilla - UFBA
Marco Antônio Silva de Sena Argôlo - UFBA
Nilson Santana de Amorim Jr. - PPEC / UFBA
Paulo Roberto Lopes Lima - UEFS
Pedro Jonas Silva Santos - UFBA
Silas de Andrade Pinto - UEFS
Vinicius Fraga Demontiez - UFBA

5º Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções (BADUCON 2024)

Comitê Científico

Daniel Véras Ribeiro (Coordenador) - UFBA
Adriano Silva Fortes - IFBA
Cléber Marcos R. Dias – UFBA
Eduardo Jorge Vidal Dultra – IFBA Eunápolis
Esequiel Fernandes Teixeira Mesquita - UFC
Fernanda Nepomuceno Costa - UFRB
Marcelo Strozi Cilla - UFBA
Nilson Santana de Amorim Jr. - PPEC / UFBA
Paulo Roberto Lopes Lima - UEFS
Ruan Carlos de Araújo Moura - UESC
Silas de Andrade Pinto - UEFS

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das
Construções (5. : 2024. : Salvador, BA)
Anais do 5º BADUCON [livro eletrônico] /
coordenação Daniel Véras Ribeiro. -- 5. ed. --
Salvador, BA : Ed. dos Autores, 2024.
PDF

Vários autores.
Vários colaboradores.
Bibliografia.
ISBN 978-65-01-14668-3

1. Construção civil 2. Engenharia civil
3. Engenharia - Congressos I. Ribeiro, Daniel
Véras. II. Título.

24-226315

CDD-620

Índices para catálogo sistemático:

1. Engenharia 620

Aline Grazielle Benitez - Bibliotecária - CRB-1/3129

Editores: Daniel Vêras Ribeiro e Nilson Santana de Amorim Jr.
Anais do 5º Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das
Construções
Quinta Edição. Salvador.
Ed. LEDMa, 2024.
327 p., 21 cm x 29,7 cm

ISBN 978-65-01-14668-3

1. Desempenho. 2. Durabilidade. 3. Construções. 4. Engenharia Diagnóstica.
5. Projetos

**Anais do 5º Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções
(BADUCON 2024)**

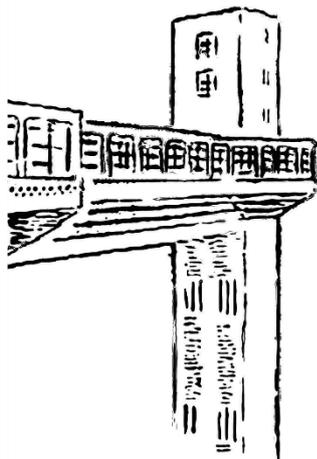
Editor: Daniel Vêras Ribeiro

Co-Editor: Nilson Santana de Amorim Jr.

Copyright© 2024 BADUCON. Todos os direitos reservados. Este livro e suas partes não podem ser reproduzidos nem copiados, em nenhuma forma de impressão mecânica, eletrônica ou qualquer outra, sem o consentimento por escrito dos editores. Esta é a quinta edição.

Editoração Eletrônica e Diagramação: LEDMa
(www.ledmaufba.com.br)

As informações contidas neste livro foram obtidas pelos autores e pelo BADUCON, de fontes consideradas idôneas. No entanto, os autores, revisores e o BADUCON não devem ser responsabilizados por quaisquer erros, omissões ou danos decorrentes do uso indevido destas informações. Este livro é publicado com o objetivo de fornecer informação técnico-científica, mas, não de prestar serviços de engenharia ou outros serviços profissionais. Se tais serviços forem necessários, um profissional competente deve ser contratado.



BADUCON

5° Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções

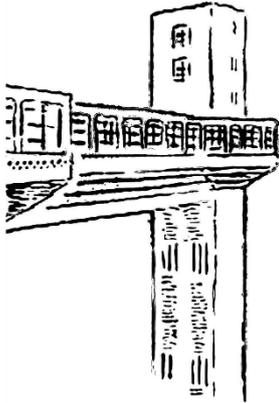
Escola Politécnica da UFBA - Salvador, 14 a 17 de Agosto de 2024

Realização



Apoio





BADUCON

5º Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções

Escola Politécnica da UFBA - Salvador, 14 a 17 de Agosto de 2024

PATROCINADORES

RÓDIO

DIAMANTE



OURO



PRATA



BRONZE



5º Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções (BADUCON 2024)

EDITORIAL

A quinta edição dos Anais do **Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções**, o BADUCON 2024 consiste em uma edição especial composta de 24 artigos que apresentam resultados de pesquisas de instituições de diferentes regiões do estado da Bahia e de outros estados do país. Os artigos, apresentados no 5º Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções, ocorrido na cidade de Salvador, de 14 a 17 de agosto de 2024, têm como temáticas a Durabilidade (12) e o Desempenho (12) das Construções. Foram selecionados pelos membros do Comitê Científico de cada subárea os melhores artigos do evento para esta publicação.

O BADUCON 2024 foi promovido e organizado pelo LEDMa - Laboratório de Ensaios em Durabilidade dos Materiais, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Bahia (PPEC - UFBA) e pela Diretoria Regional da Associação Brasileira de Patologia das Construções - ALCONPAT Bahia.

O evento contou com o apoio da Associação Brasileira de Patologia das Construções (ALCONPAT Brasil), do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), do Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Estado da Bahia (CREA-BA), da Fundação Escola Politécnica da Bahia (FEP), da Comunidade da Construção, do Sindicato da Indústria da Construção na Bahia (SINDUSCON-BA), da Screening Eagle Proceq, da Universidade Estadual de Feira de Santana (UEFS), da Universidade Estadual de Santa Cruz (UESC), da Universidade do Estado da Bahia (UNEB), da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB) e do Instituto Federal da Bahia (IFBA).

Daniel Véras Ribeiro
Universidade Federal da Bahia
Salvador - BA - Brasil

Nas últimas décadas assistimos a um crescente desenvolvimento na área técnica especializada no tocante à

durabilidade e desempenho, com diversas obras sendo lançadas e com um avanço significativo na

normatização que envolve estes temas. Neste contexto, a disseminação do conhecimento se faz necessária, a fim de que novas gerações estejam cada vez mais preparadas para o desafio de projetar estruturas cada vez mais duráveis e com desempenho que satisfaça os seus usuários.

Assim, em 2016 surgiu o 1º WorkShop Baiano de Durabilidade das Construções (BADUCON), evento que veio com a proposta de discutir causas e efeitos dos processos degradativos nas construções, preenchendo uma lacuna existente em nosso Estado e dando continuidade aos frutos gerados pelo 1º Encontro Luso Brasileiro de Degradação em Estruturas de Concreto Armado (DEGRADA), realizado pela primeira vez em 2014, também em Salvador e que terá sua quarta edição em 2021, na cidade de Aveiro (Portugal).

A criação do BADUCON teve dois objetivos claros: 1) fomentar a discussão sobre o tema em nosso Estado e; 2) interiorizar o conhecimento, uma vez que tem previsão de ser realizado na capital e no interior, de forma alternada.

A primeira edição do BADUCON, em 2016, realizada em Salvador, contou com a participação de 198 congressistas, sendo focado apenas em Durabilidade. Esta primeira edição contou com 7 palestras e 2 apresentações técnicas, distribuídas em 2 noites, além de um mini-curso. Naquele evento tivemos a minha participação como palestrante vinculado a empresas ou instituições do Estado da Bahia, isto é, 14% das atrações principais.

A segunda edição do BADUCON, realizada em Feira de Santana, no ano de 2018, incorporou o Desempenho como temática do evento, por sugestão do Prof. Paulo Roberto Lima (UEFS) e contou com 106 congressistas, sendo ampliado para 2º WorkShop Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções. Esta segunda edição, contou com 11 palestras e 3 apresentações técnicas, distribuídas em 3 períodos, além de dois minicursos. Entre palestras e minicursos, tivemos 7 vinculadas a empresas ou instituições do Estado da Bahia, isto é, subimos dos modestos 14% para 50%.

Com o crescimento e fortalecimento do evento, mudamos mais uma vez seu nome e passamos a ter o 3º Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções, que seria realizado em julho de 2020, de forma presencial, mas, infelizmente teve que ser adiado para dezembro, no formato ONLINE, devido à pandemia.

Se o evento já havia crescido razoavelmente entre a primeira e a segunda edição, os dados dessa terceira edição foram surpreendentes... Além de contar com 212 inscritos, foram 20 palestras, 5 minicursos e 20 apresentações técnicas, atingindo a marca de 62 horas de atividades, distribuídas em 4 dias! Foram 15 apresentações vinculadas a empresas ou instituições do Estado da Bahia, isto é, 60% das apresentações.

Na quarta edição, o BADUCON retornou para o interior da Bahia, sendo realizado em Ilhéus, sob a coordenação do Prof. Dr. Ruan Moura, da Universidade Estadual de Santa Cruz (UESC). O evento contou com

130 congressistas e teve em sua programação, 6 palestras e 18 apresentações técnicas, além de cinco minicursos, distribuídos em 4 dias. Entre palestras e minicursos, tivemos sete vinculadas a empresas ou instituições do Estado da Bahia, isto é, 63%.

A quinta edição do BADUCON retorna a Salvador, o que não ocorria desde a primeira edição, e continua crescendo. Na edição deste ano teremos 51 atrações, sendo 22 palestras, 24 trabalhos técnicos, 3 minicursos e 2 Oficinas. Entre palestras e minicursos, teremos 16 vinculadas a empresas ou instituições do Estado da Bahia, isto é, 64%.

Esses números mostram como o evento cresceu e, principalmente, que tivemos um aumento da massa crítica sobre o tema em nosso Estado. A participação de grandes especialistas de diversas regiões do país abrilhanta muito o nosso evento e sempre ocorrerá, mas ficamos muito felizes e orgulhosos em ver cada vez mais profissionais e pesquisadores vinculados a instituições e empresas baianas entre eles.

No BADUCON 2024 teremos a presença de palestrantes e congressistas de 15 estados brasileiros, além de dois estrangeiros. Me atrevo a dizer que talvez o BADUCON esteja entre os mais relevantes eventos de Durabilidade e Desempenho do país, na atualidade.

A participação e o interesse de patrocinadores locais, regionais, nacionais e internacionais também são um forte indicador deste reconhecimento da sociedade, uma

vez que todas as cotas de patrocínio foram esgotadas em menos de 20 dias, ainda em 2023, e diversas outras empresas manifestaram interesse após este momento, mas não tínhamos disponibilidade.

Assim, eu queria agradecer às empresas patrocinadoras que conhecem e acreditam em nosso trabalho. Mais do que palavras de agradecimento, continuaremos trabalhando para devolver a vocês capacitação e discussão técnica, seja com eventos ou nas pesquisas que desenvolvemos. A seguir, listo as empresas patrocinadoras do BADUCON 2024:

TESCAN;
ZTECH COMPÓSITOS;
LANXESS;
VIAPOL;
PENETRON;
LACROSE ENGENHARIA;
IMPERTUDO;
IEC;
PROCEQ;
GRUPO CIVIL;
SERTENGE;
IDD;
HARMONIZA;
KUBO;
GRUPO NOVA VIA;
TECNOSIL;
PI ENGENHARIA;
COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO

Lembro que 100% dos recursos angariados neste evento e nos demais que organizamos foram e serão revertidos em melhorias da infraestrutura voltada ao ensino, à pesquisa e à extensão nos temas destes eventos (Durabilidade e Desempenho), em nossa região. Para os eventos realizados em Salvador, os investimentos são mais diretamente relacionados ao Laboratório de Ensaio em Durabilidade e Desenvolvimento de Materiais (LEDMa).

Isso para nós é muito importante e uma premissa inegociável: os eventos técnico-científicos realizados devem deixar um legado para os locais onde ocorrem, melhorando a infraestrutura e proporcionando a possibilidade de evolução e crescimento do setor nestas

Daniel Vêras Ribeiro

Laboratório de Ensaio em Durabilidade dos Materiais (LEDMa), Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais, Escola Politécnica | Universidade Federal da Bahia | Rua Aristides Novis, 02. Federação | Salvador – BA – Brasil | CEP 40210-630 | Tel.: (71) 3283-9852 | E-mail: verasribeiro@hotmail.com

regiões. Sem isso, estes eventos não fazem sentido e se configuram apenas como bolhas itinerantes.

Assim, todos vocês que participaram ou patrocinaram esta e outras edições de nossos eventos podem ter a certeza de que contribuíram diretamente para o desenvolvimento técnico-científico em nosso país. Muito obrigado!

Diversos pesquisadores e profissionais auxiliaram na organização do BADUCON, integrando o Comitê Organizador e o Comitê Científico. Gostaríamos de agradecer a todos os membros destas Comissões.

Muito obrigado a todos vocês!

Até o BADUCON 2026, em Vitória da Conquista!!!



Laboratório de Ensaios em Durabilidade dos Materiais (LEDMa)

Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia
Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais (3° andar)
Rua Aristides Novis, 02. Federação
Salvador – BA - Brasil
CEP 40210-630
Telefone: +55 (71) 3283-9593
www.ledmaufba.com.br
E-mail: verasribeiro@hotmail.com



This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License.

ÍNDICE

Pág.

TEMÁTICA 01 – DESEMPENHO

01-001 - EFEITOS DO TRATAMENTO POR HORNIFICAÇÃO COM PRODUTOS ANTICHAMAS NAS FIBRAS DE SISAL PARA REFORÇO DE COMPÓSITOS CERÂMICOS	1
01-002 - INFLUÊNCIA DO REVESTIMENTO EPÓXI EM TAXA DE ABSORÇÃO DE ÁGUA EM MADEIRA DE MAÇARANDUBA	15
01-003 - AVALIAÇÃO DA ATIVIDADE POZOLÂNICA DE ARGILA CALCINADA UTILIZADA NA PRODUÇÃO DE CIMENTO PORTLAND	26
01-004 - DESEMPENHO ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE CONCRETO REFORÇADO COM MACROFIBRAS DE POLIPROPILENO	40
01-005 - ENSAIOS EM ESCALA REDUZIDA: ANÁLISE DA VARIABILIDADE DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE PASTAS CIMENTÍCIAS.....	53
01-006 - AVALIAÇÃO FÍSICO-MECÂNICA DE COMPÓSITOS CIMENTÍCIOS DE FOSFATO DE MAGNÉSIO REFORÇADOS COM FIBRAS DE ÁLCOOL POLIVINÍLICO (PVA).....	65
01-008 - ESTUDO DE CASO DE AVALIAÇÃO DA EFETIVIDADE DO ENSAIO RECONSTITUIÇÃO DE TRAÇOS ATRAVÉS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL DO CONCRETO	79
01-010 - DESENVOLVIMENTO DE UM DISPOSITIVO BASEADO EM ARDUINO PARA DETECTAR MOVIMENTOS EM CONSTRUÇÕES	87
01-011 - DESENVOLVIMENTO DE UM SISTEMA DE MONITORAMENTO DE FISSURAÇÃO E VARIÁVEIS AMBIENTAIS UTILIZANDO A PLATAFORMA ARDUINO	100
01-012 - INSPEÇÃO DE FACHADAS DE EDIFÍCIOS UTILIZANDO FOTOGRAMETRIA, MAPAS DE DANOS E MATRIZ GUT	113
01-013 - DETERMINAÇÃO DE CORRELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E DUREZA SUPERFICIAL DO CONCRETO DE VIGAS EM UMA ESTRUTURA DA DÉCADA DE 1960	128

TEMÁTICA 02 - DURABILIDADE

02-001 - DIMENSIONAMENTO PRÁTICO DE ANODOS GALVÂNICOS PARA PROTEÇÃO CATÓDICA DE ARMADURAS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	158
02-002 - DURABILIDADE DE ESTRUTURAS EM MADEIRA: UMA REVISÃO SISTEMÁTICA DA LITERATURA.....	171
02-003 - INDICADORES DE DURABILIDADE E ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO CONTEXTO DE PROJETOS DE DURABILIDADE BASEADOS EM DESEMPENHO.....	183
02-005 - EFEITOS DAS CARACTERÍSTICAS DO CIMENTO E DO CONCRETO NA MIGRAÇÃO DE CLORETOS.....	196
02-006 - INTERAÇÃO DO COEFICIENTE DE MIGRAÇÃO DE CLORETOS NO ESTADO NÃO ESTACIONÁRIO COM PROPRIEDADES FÍSICAS DO CONCRETO.....	212
02-007 - MONITORAMENTO DA TEMPERATURA DO PROCESSO DE HIDRATAÇÃO DO CONCRETO DE BLOCO DE FUNDAÇÃO.....	227
02-008 - ANÁLISE DA DURABILIDADE DE BARRAS DE MATRIZ POLIMÉRICA REFORÇADAS COM FIBRA DE VIDRO.....	241
02-009 - AVALIAÇÃO DO EFEITO DA TEMPERATURA NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS BARRAS DE GFRP.....	256
02-010 - IDENTIFICAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS E CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO A NBR 9452:2023 DE PONTE RODOVIÁRIA.....	271
02-011 - METACAULIM E SUA CONTRIBUIÇÃO NA DURABILIDADE DO CONCRETO: UMA REVISÃO SISTEMÁTICA DA LITERATURA.....	284
02-012 - COMPORTAMENTO DE REPAROS LOCALIZADOS EM ELEMENTOS DE CONCRETO.....	299
02-013 - UTILIZAÇÃO DE MICROESFERAS DE MALTODEXTRINA PARA REALCALINIZAÇÃO DE CONCRETOS SUJEITOS AO CO ₂	314

TEMÁTICA 01
DESEMPENHO DAS
CONSTRUÇÕES



01-001 - Efeitos do tratamento por hornificação com produtos antichamas nas fibras de sisal para reforço de compósitos cerâmicos

PINTO, C.C.^{a,*}; CÉSAR, S.F.^a

^a Universidade Federal da Bahia, Departamento de Construção e Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Prof Aristides Novis, 2 Escola Politécnica, Departamento de Construção e Estruturas – Laboratório de Madeira, Salvador, Brasil;

* *carvalho.pinto@gmail.com*

Resumo

Os compósitos cerâmicos utilizados na construção civil são considerados novas tecnologias que podem ser utilizadas como materiais de revestimento e acabamento nas edificações. Os compósitos cerâmicos são reforçados com fibras vegetais, no entanto, estas fibras se caracterizam por a capacidade hidrofílica que interfere na aderência das fibras com a matriz, assim como apresentar alta inflamabilidade, requerendo de um tratamento com produtos antichama para melhorar seu desempenho térmico sem deteriorar a microestrutura da fibra. No presente estudo foi analisada a influência dos ciclos de molhagem e secagem (hornificação) com produtos antichamas nas fibras de sisal: na morfologia e superfície da fibra e no comportamento físico através da absorção de água e na inflamabilidade do material. Os ensaios de microscopia eletrônica de varredura, inflamabilidade e de absorção d'água foram realizados em mantas de sisal *in natura* e hornificadas após 10 ciclos de molhagem e secagem com produtos antichamas CKC2020 e SHX9020 ou através de 9 ciclos com água e 1 ciclo com produto antichama. Os resultados indicaram modificações no lúmen das fibras e no padrão de superfície irregular contribuindo com a aderência do compósito, menor inflamabilidade e absorção d'água das fibras de sisal após o tratamento de hornificação, com melhores resultados quando a hornificação é realizada com 10 ciclos de produto antichama.

Palavras-chave: *inflamabilidade, absorção d'água, microestrutura, sisal.*

Effects of hornification treatment with flame retardant products on sisal fibers to reinforce ceramic composites

Abstract

Ceramic composites used in civil construction are considered new technologies that can be used as coating and finishing materials in buildings. Ceramic compounds are reinforced with vegetable fibers, however, these fibers are characterized by a hydrophilic capacity that interferes with the adhesion of the fibers with the matrix, as well as being highly flammable, requiring treatment with flame-retardant products to improve their thermal performance without deteriorating a fiber microstructure. This study analyzed the influence of wetting and drying cycles (hornification) with flame retardant products on sisal fibers: on the morphology and surface of the fiber and on the physical behavior through water absorption and on the flammability of the material. Scanning electron microscopy, flammability and water absorption tests were carried out on natural and hornified sisal blankets after 10 cycles of wetting and drying with flame retardant products CKC2020 and SHX9020 or through 9 cycles with water and 1 cycle with flame retardant product. The results indicated changes in the lumen of the fibers and in the irregular surface pattern contributing to the adhesion of the compound, lower flammability and water absorption of the sisal fibers after the hornification treatment, with better results when the hornification is carried out with 10 cycles of flame retardant product.

Keywords: *flammability, water absorption, microstructure, sisal.*



1. Introdução

Novas tecnologias como os compósitos cerâmicos reforçados com fibras de sisal estão sendo desenvolvidos para serem utilizados como materiais de revestimentos e acabamento em edificações (forros e divisórias) com o intuito de melhorar o desempenho térmico das construções.

Um elemento essencial para os compósitos cerâmicos é a aderência entre a fibra e a matriz, que está determinada pela interface ou região em que os componentes do compósito interagem e que determinará a concentração e transferência de energia. A interação entre a fibra e a matriz está influenciada pela natureza hidrofílica das fibras de sisal e o desempenho térmico do compósito, pelo tratamento antichama aplicado na fibra.

1.1 *Natureza hidrofílica das fibras de sisal*

A propriedade hidrofílica das fibras vegetais surge pela presença de grupos hidroxilas combinadas com macromoléculas da parede celular, provenientes principalmente na celulose, lignina e pectina; como também nos espaçamentos das microfibrilas [1,2].

Assim, diversas pesquisas recentes revelaram que a absorção de umidade pode ser diminuída ou bloqueada pela modificação dos grupos hidroxilas da superfície da fibra, através de tratamentos superficiais classificados em tratamentos químicos e tratamentos físicos.

Os tratamentos químicos são baseados em substâncias que reagem com os grupos funcionais da estrutura da fibra, alterando sua composição o que pode contribuir com a perda de propriedades físicas e mecânicas da fibra. Entre estas substâncias se encontram alcalinização, acetilação e ataques ácidos [1,3]. Em quanto os tratamentos físicos correspondem a ciclos de molhagem e secagem que através da mudança de temperatura e umidade, são realizadas modificações na superfície e morfologia da fibra que contribuem com a diminuição da taxa de absorção de umidade e mudanças nas propriedades físicas e mecânicas da fibra [4–6].

Entre os tratamentos físicos das fibras de sisal, a hornificação se destaca pelos ciclos de molhagem (até a saturação da fibra) e secagem com o intuito de diminuir a capacidade de retenção de água, controlar a absorção de umidade, bem como diminuir a flexibilidade do material e atingir a estabilidade dimensional, por meio do envelhecimento cíclico e acelerado da

fibra. Este tratamento enrijece a estrutura, modificando a camada superficial que poderá levar a exposição das fibrilas e saliências do material [7,8].

1.2 *Flamabilidade das fibras de sisal*

As fibras de sisal se caracterizam como material instável termicamente e suscetível à ignição e combustão com uma rápida queima e baixa resistência ao fogo, visto que estão compostas por carbono e hidrogênio que atuam como combustível; bem como, por oxigênio que atua como sustentação da combustão [9].

O comportamento das fibras de sisal frente ao fogo está determinado pelo grau de inflamabilidade, propriedade inerente do material, e pelo processo de degradação do material com o aumento de temperatura.

A degradação frente ao fogo das fibras de sisal envolve várias reações: dessorção da água, reticulação das cadeias de celulose e geração de desidrocelulose até a produção de carvão e voláteis por decomposição, formação e decomposição de levoglucosan (composto formado durante a pirólise), e geração de gases como alcatrão, carvão e monóxido de carbono [10].

A Tabela 1 apresenta a relação entre a composição química e a inflamabilidade de algumas fibras vegetais. Quanto maior o conteúdo de celulose na fibra, maior inflamabilidade, no entanto, a hemicelulose contribuirá com a degradação térmica e posteriormente a inflamação, já a lignina contribuirá com a formação de carvão, do que a celulose e hemicelulose [11,12].

Tabela 1. Composição química e inflamabilidade das fibras vegetais

Fibra vegetal	Celulose (%)	Hemicelulose (%)	Lignina (%)	TTI (s)	PHRR (kW/m ²)	THR (kJ)
Linho	80	13	2	16	112	130
Cânhamo	70-77	17.9-22.4	3.7-5.7	9	114	32
Cana de açúcar	32-34	27-32	19-24	13	143	143
Bambu	26-49	15-27.7	21-31	17	155	205
Sisal	65.8	12	9.9	52	-	101.4

TTI. Tempo de ignição - PHRR. Calor máximo liberado - THR. Calor total liberado

Fonte: Adaptado de [11,12].



O presente trabalho propõe a análise do comportamento frente ao fogo e da natureza hidrofílica das fibras de sisal com e sem tratamento por hornificação com produtos antichama, assim como as modificações na microestrutura das fibras de sisal após hornificação.

2 Materiais e Métodos

2.1 Materiais

Foram utilizadas fibras de sisal fornecidas pela empresa Hamilton Rios Ltda. da cidade de Conceição do Coité, no formato de mantas de sisal e com gramatura de 800 a 1500g/m².

O tratamento das fibras de sisal foi realizado com dois produtos antichamas: CKC2020 e SHX9020, ambos adquiridos comercialmente e desenvolvidos exclusivamente para fibras naturais. A solução retardante de chamas CKC2020 apresenta uma composição de sais, fósforo e água; apresentando um PH: 6.5 (± 0.5), índice de propagação da chamas 10-18 e índice de densidade óptica D_m 72-94 (< 450) [13]. Entretanto, o produto SHX9020 é uma solução aquosa ignifugante, incolor e inodora com um PH 3,5-5,5; índice de propagação de chamas menor de que 25 e um índice de densidade ótica de fumaça: $D_m < 450$ [14,15].

O procedimento utilizado para o tratamento das fibras no presente trabalho foi iniciado com a análise do tempo dos ciclos de molhagem e secagem (hornificação) adequados para as mantas de sisal, tomando como referência o procedimento desenvolvido por BATISTA [4]. O processo consistiu na imersão da manta de sisal em água a temperatura ambiente (23°C) até apresentarem massa constante (após 3 horas de imersão na água), atingindo a saturação. Em seguida foi retirado o excesso de líquido por 2 horas, para posteriormente realizar a secagem na estufa a 80°C, por 16 horas, até atingir massa constante. A estufa utilizada é um equipamento de secagem e esterilização SL-100, Solab, equipada com um controle de temperatura eletrônico

Destaca-se que após o desligamento da estufa é necessário aguardar a estufa atingir 23°C para a retirada do material, evitando o choque térmico. Este procedimento corresponde a um ciclo de molhagem e secagem de 24 horas, e foi repetido 10 vezes.

A hornificação das fibras foi realizada de duas formas: 9 ciclos com água e 1 ciclo com produto antichama ou 10 ciclos com produto antichama.



2.2 Métodos

Realizou-se o ensaio de absorção d'água seguindo os procedimentos da norma TAPPI UM 256:2015 – Water Retention Value. Para este ensaio, analisou-se as amostras de mantas de sisal com e sem tratamento antichama, com dimensões de 30x30 mm e três repetições para cada amostra. As mantas de sisal foram colocadas à temperatura de 80°C durante 3 horas para remoção da umidade para posteriormente pesar as amostras e obter a massa seca. Para a obtenção da massa úmida saturada, as amostras foram imersas em água até saturação (período de 3 horas) para posteriormente serem pesadas após remoção d'água superficial.

Executou-se o ensaio de absorção d'água para verificar a capacidade hidrofílica das fibras de sisal durante cada ciclo de molhagem e secagem para os diferentes tratamentos antichama, e assim identificar que produto diminui a retenção d'água das fibras após o tratamento de hornificação, contribuindo com a aderência entre a matriz de gesso e o reforço em fibras, assim como a resistência a flexão.

Posterior a análise de absorção d'água foram determinadas as características morfológicas das mantas de sisal, com e sem tratamento, através da técnica de microscopia eletrônica de varredura e assim analisar o padrão de superfície, degradação superficial e seção transversal de uma fibra que compõe as mantas de sisal após o tratamento com produto antichama.

Para este ensaio, utilizaram-se duas amostras para cada tipologia de tratamento das mantas de sisal (10 ciclos com produto SHX9020 e 10 ciclos com produto CKC2020) e para uma amostra de manta de sisal *in natura*. Prévio a realização do ensaio as amostras foram colocadas na estufa para a retirada de umidade (60° por um período de 3 horas) e posteriormente, foram metalizadas com ouro no equipamento Quorum Q150R ES para impedir o acúmulo de contaminação na superfície. Obtiveram-se micrografias através do equipamento Tescan, modelo: Vega 3 LMU, canhão oxford instruments x-act (Nordlys nano) com filamento de Tungstênio, localizado no Instituto Federal da Bahia (Figura 1).

Neste trabalho também foi analisada a flamabilidade das fibras de sisal após o tratamento com produtos antichama. Este ensaio foi realizado pelos procedimentos indicados na norma NBR 14892 – Não tecido: Avaliação à flamabilidade horizontal, a partir de uma câmara de combustão.

Cinco amostras, para cada tipologia de manta com e sem tratamento, de 100x360 mm com marcações a 38 mm e 64 mm de cada borda foram produzidas para determinar o grau de flamabilidade, através da análise do tempo e comprimento de queima (Figura 2).

Figura 1. Equipamento utilizado para análise da microestrutura das fibras de sisal.



Fonte: Autores.

Figura 2. Marcações nas fibras de sisal previo ao ensaio na câmara de combustão.



Fonte: Autores.

Para a realização do ensaio foi construída uma câmara de combustão de 36x36x24 cm em zinco com uma janela frontal de observação em vidro temperado de 8 mm. A face inferior contém 10 orifícios de ventilação e a face superior uma abertura circular de aeração de 12,7 mm. Nas faces laterais foram posicionados suportes para uma grelha que permitiu posicionar o corpo de prova para a realização do ensaio. Também foi criada uma abertura lateral para a passagem da mangueira de gás que conecta o botijão com o bico de Bunsen. A partir do desenvolvimento da chama e da queima das amostras, a norma NBR 14892 (ABNT, 2018) classifica o material em

Tipo A, B, C, D ou E (ver anexo); bem como, determinar o produto antichama apropriado para a manta de sisal utilizada na produção do compósito.

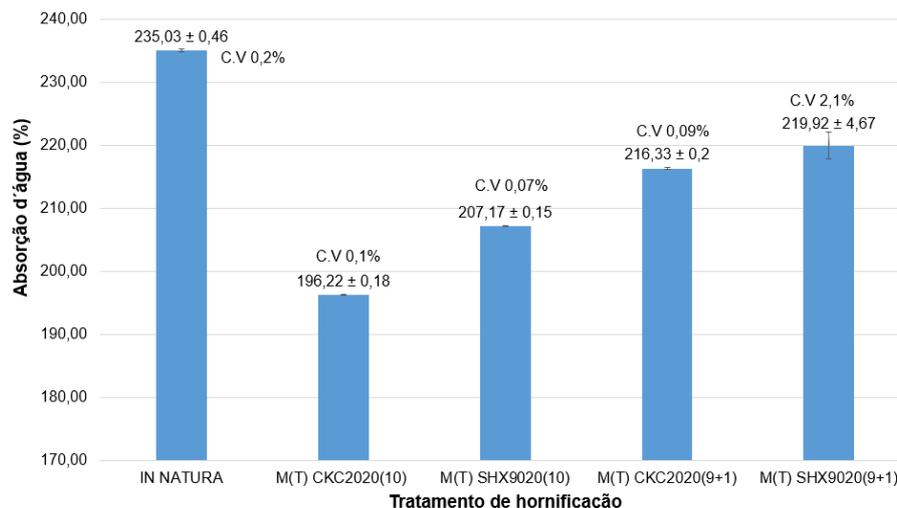
3 Resultados e discussões

3.1 Absorção d'água das fibras de sisal

Todos os ciclos de molhagem e secagem realizados nas mantas de sisal resultaram em uma diminuição de absorção d'água das amostras. Foi possível observar, na Figura 3, que a manta de sisal sem tratamento apresentou um valor de absorção d'água de 235,03%, por causa da estrutura interna porosa e a natureza hidrofílica das fibras de sisal.

Na Figura 4, verificou-se que após 10 ciclos de tratamento, a manta de sisal hornificada com M(T)CKC2020(10) diminuiu a absorção d'água em 16,5%, seguido pelo tratamento M(T)SHX9020(10) com uma redução de 11,8%, o tratamento M(T)CKC2020(9+1) com 7,9% e o tratamento M(T)SHX9020(9+1) com 6,4%. Por tanto, para esta pesquisa, o tratamento de hornificação M(T)CKC2020(10) promoveu a maior modificação quanto a absorção d'água, devido a composição do produto antichama CKC a base de fósforo e sais que modificam a microestrutura da fibra. Este comportamento é similar ao apresentado por Ferreira [17] que atingiu uma diminuição de 15% na absorção d'água em fibras de sisal hornificadas com água.

Figura 3. Percentual de retenção d'água médios (com desvio padrão e coeficiente de variância) para a manta de sisal com e sem tratamento.

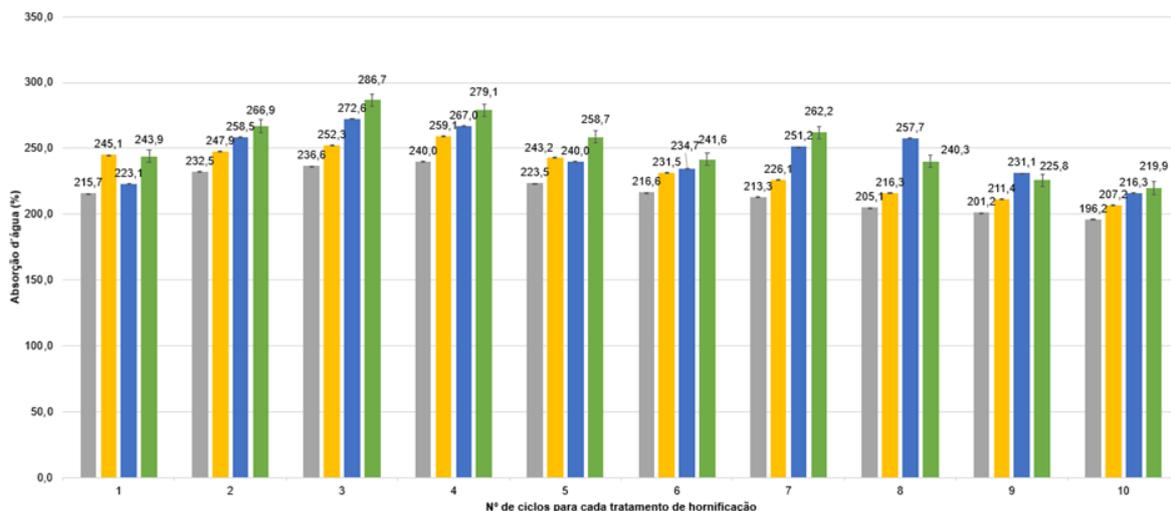


Fonte: Autores.



A absorção d'água da manta de sisal também foi analisada após cada ciclo de molhagem e secagem durante o processo de hornificação, como indicado na Figura 4. Todos os tratamentos tiveram um aumento inicial na absorção d'água das mantas, no entanto o tratamento M(T)CKC2020(10) e M(T)SHX9020(10) apresentaram uma diminuição na absorção a partir do quinto ciclo de molhagem e secagem. Em relação aos tratamentos M(T)CKC2020(9+1) e M(T)SHX9020(9+1), todos apresentaram uma oscilação na absorção d'água até o oitavo ciclo de molhagem e secagem. Esta oscilação pode ser explicada pelo tratamento de hornificação com 9 ciclos de molhagem em água que contribuem com o inchamento da fibra e o aumento do peso das fibras no estado seco após o tratamento, a diferença do tratamento com produto antichama em que o aumento do peso das fibras é no estado úmido.

Figura 4. Absorção d'água das amostras para cada ciclo de molhagem e secagem.



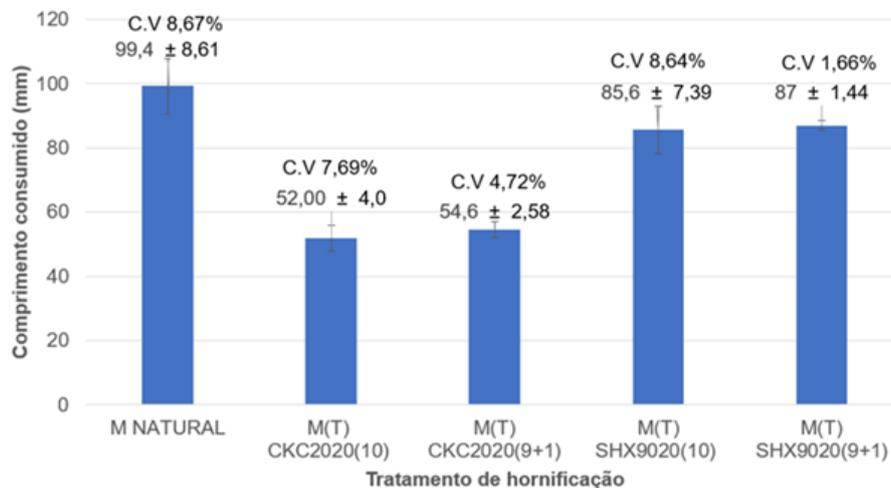
Fonte: Autores.

De acordo com Santos [17], a queda nos valores de absorção d'água dos tratamentos com 9 ciclos de água e 1 ciclo com produto antichama se deve a pouca aderência entre a fibra e o produto antichama no ciclo de molhagem e secagem, o que será analisado nesta pesquisa por meio do ensaio de microscopia eletrônica de varredura.

3.2 Flamabilidade das fibras de sisal

Na Figura 5, verificou-se o comprimento de queimada da face exposta ao fogo (face exterior) das mantas de sisal com e sem tratamento. Para a manta *in natura* observou-se uma distância de queima de 99,4 mm, o que corresponde a maior distância de queima de todas as amostras. Entre as amostras com tratamento de hornificação, o tratamento M(T)CKC2020(10) diminuiu o comprimento de queima em 47,68%, o tratamento M(T)CKC2020(9+1) em 45,07%, o tratamento M(T)SHX9020(10) em 13,88% e o tratamento M(T)SHX9020(9+1) em 12,47%.

Figura 5. Comprimento de queima das mantas de sisal com e sem tratamento.



Fonte: Autores.

Em relação a queima da face não exposta ao fogo (face interna), na Figura 6b identificou-se que a manta *in natura* sofre uma queima rápida a partir de faíscas que contribuem com a queima homogênea do material na face interna e externa (comparado a Figura 6a); assim como o desprendimento de partículas em forma de lã, entretanto as mantas com tratamento M(T)CKC2020(10) e M(T)SHX9020(10) sofrem a queima exclusivamente na face externa ou exposta ao fogo e sem desprendimento de partículas (Figura 6c e 6d).

As mantas com tratamento M(T)CKC2020(9+1) e M(T)SHX9020(9+1) foram queimadas na face externa deixando uma impressão de queima na face interna das amostras (Figura 7e e 7f), não apresentando desprendimento de partículas. Destaca-se que a impressão da queima das

amostras tratadas com o produto SHX9020 foi maior que as amostras tratadas com o produto CKC2020, o que contribuiu com a escolha do produto antichama que será utilizado na produção do compósito.

Figura 6. Mantas de sisal após flamabilidade.

Figura 6a. Amostra inicial

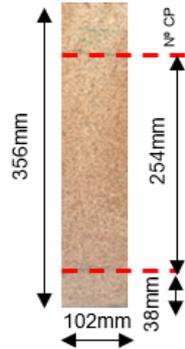


Figura 6b. Manta *in natura*.



Figura 6c. Manta com tratamento $M_{(T)}CKC2020_{(10)}$ face externa e interna

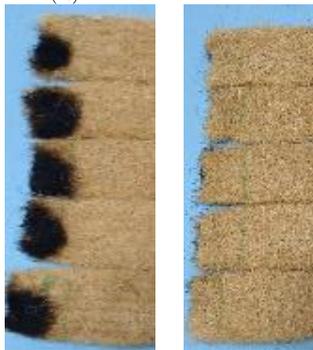


Figura 6d. Manta com tratamento $M_{(T)}SHX9020_{(10)}$ face externa e interna



Figura 6e. Manta com tratamento $M_{(T)}CKC2020_{(9+1)}$ face interna e externa

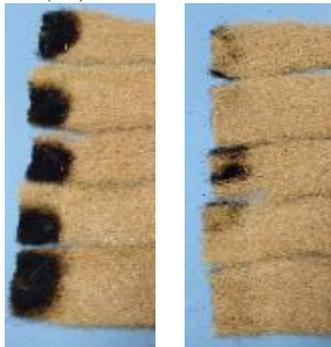
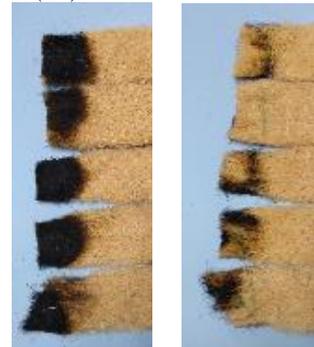


Figura 6f. Manta com tratamento $M_{(T)}SHX9020_{(9+1)}$ face interna e externa



Fonte: Autores.

O ensaio de flamabilidade também permitiu analisar a velocidade de combustão das amostras. Na Tabela 17, nota-se que a velocidade de combustão (após desligamento do bico de bunsen) da manta de sisal *in natura* é de 17,9 mm/min, seguido pelas mantas com tratamento M(T)CKC2020(9+1) e M(T)SHX9020(9+1) com um aumento da velocidade para 1058,86 mm/min e 1946,11 mm/min, respectivamente. Quando a velocidade de combustão é zero, nos tratamentos M(T)CKC2020(10) e M(T)SHX9020(10), corresponde ao cese da queima das amostras após o desligamento do bico de Bunsen, não espalhando a chama pela amostra.

Em relação a fumaça gerada durante a queima das mantas de sisal, as amostras com tratamento M(T)SHX9020(10) apresentaram uma fumaça com coloração cinza, densa e com cheiro forte, no entanto as amostras com tratamento M(T)CKC2020(10) produziram uma fumaça com coloração branca, densa e com cheiro mais forte que as amostras com tratamento M(T)SHX9020(10). Se bem, as amostras com tratamento M(T)CKC2020(9+1) e M(T)SHX9020(9+1) seguem os padrões de coloração das fumaças, foi possível observar que o cheiro da fumaça era pouco perceptível.

Tabela 2. Resultados ensaio de flamabilidade das mantas de sisal com e sem tratamento.

		Comprimento consumido (mm)	Velocidade de combustão (mm/min)	Classificação NBR 14892
<i>In natura</i>	Média	99,4	17,90	Tipo D. Autoextinção
	D.P	8,61	2,44	
M_(T)CKC2020₍₁₀₎	Média	52	0,00	Tipo A. Não combustível
	D.P	4	0,00	
M_(T)CKC2020₍₉₊₁₎	Média	54,6	1058,86	Tipo D. Autoextinção
	D.P	2,58	8,35	
M_(T)SHX9020₍₁₀₎	Média	85,6	0,00	Tipo A. Não combustível
	D.P	7,39	0,00	
M_(T)SHX9020₍₉₊₁₎	Média	87	1946,11	Tipo D. Autoextinção
	D.P	0,44	8,98	

Fonte: Autores.

3.3 Microestrutura das fibras de sisal

Em relação à microestrutura das fibras de sisal, nas seções transversais das fibras com e sem tratamento, a fibra procedente do tratamento $M(T)SHX9020(10)$ e $M(T)SHX9020(9+1)$, Figura 7b e Figura 7c, comparado com a fibra *in natura* (Figura 7a), apresentaram uma contração das células da fibra após hornificação por causa da fadiga excessiva devido aos ciclos alternados de molhagem e secagem. Kamboj *et al.* [8], indica que a contração contribui com o surgimento de vazios devido a remoção de hemicelulose e celulose, criando microfissuras.

Figura 7. Mantas de sisal após flamabilidade.

Figura 7a. Fibra *in natura* (1.01 kx).

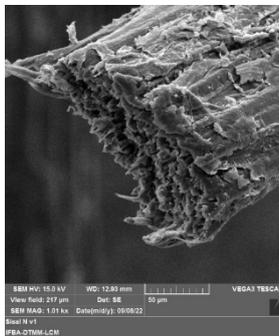


Figura 7b. Fibra com tratamento $M(T)SHX9020(10)$ (1.50 kx)

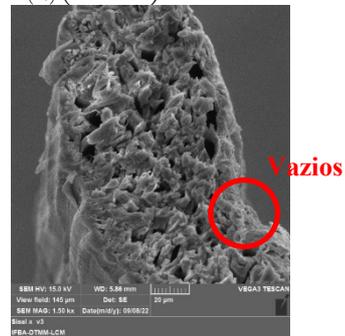


Figura 7c. Fibra com tratamento $M(T)SHX9020(9+1)$ (1 kx)



Figura 7d. Fibra com tratamento $M(T)CKC2020(10)$ (1 kx)

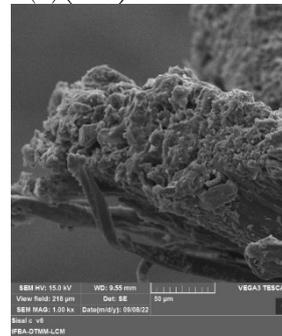
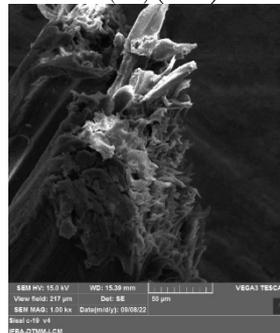


Figura 7e. Fibra com tratamento $M(T)CKC2020(9+1)$ (1 kx)



Fonte: Autores.



Nas fibras de sisal procedentes do tratamento M(T)CKC2020(10) e M(T)CKC2020(9+1), Figura 7d e Figura 7e, foi observado uma contração das células da fibra após hornificação por causa da fadiga excessiva. Entretanto, nas fibras com tratamento M(T)CKC2020(9+1) existe uma menor contração em relação às fibras com tratamento M(T)CKC2020(10), nas quais a contração não contribui a formação de vazios como foi observado com as fibras com tratamento M(T)SHX9020(10) e M(T)SHX9020(9+1). Portanto o tratamento M(T)CKC2020(10) não causou danos na microestrutura da fibra de sisal.

4 Conclusões

A técnica de hornificação com 10 ciclos de molhagem e secagem das mantas de sisal promoveu modificações significativas nas fibras analisadas por microscopia eletrônica de varredura. No entanto, em conjunto com o ensaio de absorção d'água e flamabilidade concluiu-se que o tratamento com 10 ciclos de molhagem e secagem com produto antichama CKC2020 obteve os melhores resultados para o desenvolvimento do compósito para as situações de incêndio.

A hornificação das fibras de sisal permitiu concluir que os produtos antichama não são sempre adequados para a aplicação no formato de mantas, devido ao acúmulo de produto e a presença de defeitos em alguns pontos das amostras. Portanto é essencial identificar o produto antichama que permite uma aplicação homogênea nas amostras.

Para o ensaio de microscopia eletrônica de varredura das fibras de sisal com e sem tratamento, é possível concluir que o tratamento mais eficiente apresentou maior rugosidade da superfície da fibra, não expondo ou modificando a microestrutura o que possibilita uma maior aderência das fibras de sisal tratadas com a matriz dos compósitos cerâmicos. Entre os tratamentos analisados na pesquisa, o tratamento com 10 ciclos de produto antichama CKC2020 é o mais eficiente.

Agradecimentos

Gostariamos de agradecer a empresa Hamilton Rios pelo fornecimento das mantas de sisal, assim como a CAPES durante o desenvolvimento da pesquisa.



5 Referências

- [1] HUO, S; FUQUA, M; CHEVALI, V.S; ULVEN, C.A. Effects of natural fiber surface treatments and matrix modification on mechanical properties of their composites. SAE Tech. Pap. 2010;(2).
- [2] SILVA, M.F. Sorção de água em compósitos de poliéster reforçados com fibras de sisal tratadas com líquidos iônicos. 2017;
- [3] IUCOLANO, F; LIGUORI, B; APREA, P; CAPUTO, D. Thermo-mechanical behaviour of hemp fibers-reinforced gypsum plasters. Constr. Build. Mater. [Internet]. 2018;185:256–263. Available from: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.036>
- [4] BATISTA, S.D.S. Compósitos de gesso reforçados com tecidos hornificados de fibras de sisal. 2021;
- [5] SAHU, P; GUPTA, M.K. Sisal (*Agave sisalana*) fibre and its polymer-based composites: A review on current developments. J. Reinf. Plast. Compos. 2017;36(24):1759–1780.
- [6] SINGH A., AFRIN S, KARIM Z. Green Composites: Versatile Material for Future. In: Green Energy and Technology. Springer Nature Switzerland AG. 2020; 2017. p. 15.
- [7] FERREIRA, S.R; LIMA, P.R.L; SILVA, F.A, TOLEDO FILHO, R.D. Influência de ciclos molhagem-secagem em fibras de sisal sobre a aderência com matrizes de cimento Portland. Rev. Mater. 2012;17(2):1024–1034.
- [8] KAMBOJ, I; JAIN, R; JAIN, D; BERA, T.K. Effect of Fiber Pre-treatment Methods on Hygrothermal Aging Behavior of Agave Fiber Reinforced Polymer Composites. J. Nat. Fibers [Internet]. 2020;00(00):1–14. Available from: <https://doi.org/10.1080/15440478.2020.1838398>
- [9] KOZLOWSKI, R.M; MUZYCZEK, M; WALENTOWSKA, J. Flame Retardancy and Protection against Biodeterioration of Natural Fibers: State-of-Art and Future Prospects [Internet]. Elsevier B.V.; 2014. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/B978-0-444-53808-6.00023-8>
- [10] BHATTACHARYYA, D; SUBASINGHE, A; KIM, N.K. Chapter 4. Natural fibers_ Their composites and flammability characterizations [Internet]. Auckland: Elsevier Inc.; 2015. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/B978-0-323-26434-1.00004-0>
- [11] DOREZ, G; TAGUET, A; FERRY, L; LOPEZ-CUESTA, J.M. Thermal and fire behavior of natural fibers/PBS biocomposites. Polym. Degrad. Stab. [Internet]. 2013;98(1):87–95. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/j.polymdegradstab.2012.10.026>
- [12] FU, S; SONG, P; LIU, X. Thermal and flame retardancy properties of thermoplastics/natural fiber biocomposites. Adv. High Strength Nat. Fibre Compos. Constr. 2017;479–508.
- [13] CKC. Retardante de chamas para fibras naturais. CKC - 2020. São Paulo: CKC Proteção passiva contra o fogo; 2021.
- [14] HELENA, S. SHX-9020. São Palo: Comercail Antichama - CAC; 2021.
- [15] HELENA, S. Ficha de informações de segurança de produtos químicos. SHX - 9020. São Paulo: 2021.
- [16] FERREIRA, S.R; SILVA, F.D.A; LIMA, P.R.L; TOLEDO FILHO, R.D. Effect of fiber treatments on the sisal fiber properties and fiber-matrix bond in cement based systems. Constr. Build. Mater. [Internet]. 2015;101:730–740. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.120>
- [17] SANTOS, H. Tratamento da fibra de sisal com polímeros de fontes renováveis para uso em compósitos à base de cimento. 2015;



01-002 - Influência do revestimento epóxi em taxa de absorção de água em madeira de maçaranduba

SANTOS, F. L.^{a,*}; SANTOS, H. F.^b; CUNHA, R. D. A.^a; CESAR, S. F.^a

^a Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, R. Prof. Aristides Novis – 2, Salvador, Brasil.

* filipe.luigi@outlook.com

Resumo

Ao longo dos anos, o uso da madeira tem sido limitado devido às preocupações com a durabilidade, especialmente acerca da degradação biológica por fungos relacionada com sua capacidade hidrofílica. Adicionalmente, os processos de impregnação de preservativos por vácuo-pressão são ineficientes em madeiras de média e alta densidade, sendo, necessário recorrer a outros métodos, por exemplo, a aplicação de revestimento superficial. Este trabalho tem como objetivo avaliar a capacidade de absorção de água da madeira de maçaranduba (*Manilkara spp.*) após aplicação de revestimento epóxi. Para atingir este objetivo, foi realizado o ensaio de absorção de água líquida por imersão total de vinte e um corpos de prova de madeira de maçaranduba em diferentes camadas de revestimento epóxi. Os resultados mostram que o revestimento epóxi é capaz de reduzir, em média, 89% da taxa de absorção da madeira.

Palavras-chave: *Manilkara spp.*; proteção da madeira; movimentação de água.

Influence of epoxy coating on the water uptake rate of *Manilkara spp.* timber specie

Abstract

Over the years, the use of timber has been limited due to concerns about durability, especially regarding biological degradation by fungi. Additionally, the vacuum-pressure impregnation processes of preservatives are inefficient in medium- and high-density timbers, arising the necessity to resort to other methods, such as the application of surface coatings. This study aims to evaluate the water uptake of *Manilkara spp.* timber after the application of epoxy coating. Liquid water absorption test by total immersion was conducted on twenty-four specimens with different number of layers of epoxy coating. The results show that the epoxy coating can reduce the water uptake rate by an average of 89%.

Keywords: *Manilkara spp.*; protection of timber; water movement in timber.



1 Introdução

Atualmente, produtos modernos de madeira têm ganhado popularidade na construção civil por ter matéria-prima renovável e devido às suas características desejáveis, como a alta relação resistência/peso, o baixo consumo de energia e as propriedades interessantes para aplicações estruturais [1]. Por outro lado, existem desvantagens relacionadas a capacidade hidrofílica e a anisotropia da madeira, das quais representam um risco para a durabilidade dessas peças. Em elevada condição de umidade, a madeira proporciona as condições adequadas para a degradação biológica por fungos, além de ser responsável por variações de dimensão e redução das propriedades mecânicas.

O movimento de líquidos na madeira pode ser caracterizado em dois grupos principais, de acordo com seu mecanismo: a difusão através das paredes celulares e a capilaridade pelos lúmens [2]. A difusão é o processo de transporte de moléculas devido uma diferença de concentração, enquanto a capilaridade ocorre pela atração por moléculas de celulose e hemicelulose, constituinte das paredes dos poros [2]. De forma macroscópica, é impossível distinguir os dois mecanismos de transporte, portanto, este estudo teve como objetivo principal observar a absorção de líquidos livres por meio combinado da ação capilar e da difusão.

De acordo com Björngrim et al. [3], as patologias causadas por agentes biológicos podem ocorrer quando a umidade relativa do ar varia entre 65% e 95%, de maneira que a susceptibilidade a degradação aumenta quando a madeira se encontra saturada (umidade acima de 30%). Tal condição expõe a fragilidade da madeira em estado *in natura*, quando aplicada em condições de alta umidade. Para contornar essa limitação, alguns processos de tratamento da madeira foram desenvolvidos, Ramage et al. [1] classificam três processos principais de tratamento da madeira: a modificação química, a impregnação de preservativos e o revestimento da madeira.

A modificação química consiste em diversos métodos para substituir ou degradar os grupos hidroxilas ($-OH$) presentes nas cadeias de celulose e hemicelulose. Os processos de impregnação correspondem às diversas técnicas que visam preencher os lúmens ou paredes celulares da madeira com produtos preservativos. O tratamento com impregnação de arseniato de cobre cromatado (CCA) por vácuo-pressão é a técnica mais utilizada no Brasil atualmente para preservação das madeiras ao ataque de fungos e cupins. Entretanto, devido a utilização de



substâncias tóxicas e a baixa impregnação em madeiras de média e alta densidade (acima de 0,600 g/cm³), fizeram com que a técnica caísse em desuso ou fosse proibida em algumas partes do mundo [4].

Por fim, o processo de revestimento da madeira consiste na aplicação superficial de uma barreira física contra a umidade e/ou inseticida. Muitas vezes o processo de revestimento da madeira é utilizado como finalização, aumentando o efeito dos demais métodos de tratamento expostos anteriormente [1]. Partindo da ideia que o método de impregnação não é eficiente em diversas espécies de média e alta densidade, esta pesquisa pretende avaliar a capacidade de absorção de água da madeira de maçaranduba (*Manilkara spp.*) após aplicação de revestimento epóxi.

2 Materiais e Métodos

2.1 Materiais

Este trabalho delimitou a avaliação para a madeira de maçaranduba (*Manilkara spp.*), por se tratar de uma espécie tropical nativa, amplamente encontrada em território nacional e com diversas aplicações na engenharia civil. As propriedades físicas e mecânicas da madeira utilizada nesta pesquisa estão presentes na **Tabela 1**. A madeira pode ser classificada como D60, de acordo com a classificação presente na NBR 7190-1 [6].

Tabela 1. Propriedades físicas e mecânicas da madeira de maçaranduba (*Manilkara spp.*).

	$f_{c0,m}$ (MPa)	$f_{c0,k}$ (MPa)	$f_{v0,k}$ (MPa)	$E_{c0,12\%}$ (MPa)	ρ_{bas} (g/cm ³)	$\rho_{ap,12\%}$ (g/cm ³)
Média	68,42	61,55	12,97	25317	0,915	1,045
Desvio padrão	4,32	-	1,67	5560	0,04	0,06
CV (%)	6,58	-	11,52	17,63	5,08	5,08
Amostra	12	12	12	6	12	12

$f_{c0,m}$: resistência média à compressão paralela às fibras a 12% de umidade; $f_{c0,k}$: resistência característica à compressão paralela às fibras; $f_{v0,k}$: resistência ao cisalhamento paralelo às fibras; $E_{c0,12\%}$: módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras; ρ_{bas} : densidade básica; $\rho_{ap,12\%}$: densidade aparente a 12% de umidade.

Fonte: Os autores.

Por ser uma madeira de alta densidade ($\rho_{\text{bas}} > 0,800 \text{ g/cm}^3$), possuir grande quantidade de extrativos e uma estrutura anatômica densa, a madeira de maçaranduba não pode ser tratada por impregnação. Adicionalmente, a espécie possui alta resistência biológica aos cupins, porém, não tem resistência contra fungos em condições de alta umidade, por exemplo, pilares enterrados ou como elementos de telhados cerâmicos.

A madeira foi revestida com a resina epóxi de nome comercial Araldite GY 260 (componente A). Como agente de cura, foi utilizado o endurecedor Aradur 450 (componente B). A relação A/B utilizada para este trabalho foi 2:1. As especificações da resina e do endurecedor se encontram no **Quadro 1**.

Quadro 1. Características da resina Araldite GY 260 e do endurecedor Aradur 450.

	Araldite GY 260	Aradur 450
Característica	Epóxi líquido a base de bisfenol A	Aduto de poliamidoamina formulado
Estado físico	Líquido	Líquido
Viscosidade (25°C)	11.000 ~ 14000 mPas	1000 ~ 2000 mPas
Peso específico	1,20 g/cm ³ (a 20°C)	1,01 g/cm ³ (a 20°C)
Equivalente epóxi	183 ~ 188 g/Eq	-
Teor epóxi	5,32 ~ 5,44 Eq/kg	-
Valor amínico	-	4,45 ~ 5,15 eq/kg
Índice de amina	-	250 ~ 290 mg KOH/g

Fonte: Hutsman [7, 8].

Para atingir o objetivo desta pesquisa, foi utilizado o método de avaliação da absorção de água líquida por imersão total, este método é uma adaptação do ensaio da norma norte-americana ASTM C1794 [9]. Foram utilizados 24 corpos de prova cilíndricos de madeira divididos em quatro grupos de ensaio, de acordo com sua quantidade de camadas de revestimento. A mistura da resina foi feita de forma manual, já a aplicação do revestimento foi realizada por meio de pincelamento, como demonstrado na **Figura 1**. A gramatura média de cada camada de revestimento foi de $44,7 \pm 1 \text{ g/m}^2$. A espessura média por camada foi dada como a diferença entre o diâmetro inicial da cavilha e o diâmetro após a aplicação do revestimento epóxi. Para a medida do diâmetro, foi utilizado paquímetro digital de precisão 0,01 mm. O tempo de cura entre demãos foi de 24h em temperatura ambiente. O **Quadro 2** mostra o resumo da amostragem utilizada para este trabalho.

Figura 1. (a) mistura da resina epóxi; (b) aplicação da resina epóxi no corpo de prova cilíndrico de maçaranduba.



Fonte: Os Autores.

Quadro 2. Informações de geometria e amostragem do ensaio.

	Dimensão	Amostra	Quantidade de camadas	Código
Grupo 1		6	0	Controle
Grupo 2	Ø15 mm ± 1 mm	6	1	1C
Grupo 3	Comprimento = 100 mm	6	2	2C
Grupo 4		6	3	3C

Fonte: Os autores.

2.2 Métodos

Todos os corpos de prova foram submetidos à imersão em um recipiente com água destilada em uma temperatura constante de $25,2 \text{ °C} \pm 0,5\text{°C}$ durante 32 horas, a água era trocada do recipiente em intervalos de 2 horas (**Figura 2**), ao longo de 10 horas do horário comercial (das 8h até às 18h). Ao longo da noite, os corpos de prova foram mantidos imersos por 14 horas, sem troca de água, retomando a troca na manhã seguinte. Os corpos de prova foram retirados periodicamente, retirado o excesso de água e registrado sua massa. O registro das massas foi feito em balança digital de precisão 0,01g. Durante as primeiras 12 horas de ensaio, o intervalo

de registro das massas foi de 30 minutos, em seguida, este intervalo foi aumentado a cada 60 minutos. As massas não foram registradas durante a noite, quando não houve mudança da água do recipiente.

A umidade inicial da amostra foi determinada retirando uma parte das extremidades de cada corpo de prova e feito o ensaio de determinação da umidade de acordo com o procedimento na norma NBR 7190-3 [10]. A umidade inicial média dos corpos de prova de maçaranduba foi de $11,5 \% \pm 1,5\%$.

Figura 2. Recipiente de ensaio com controle de umidade da temperatura da água destilada e umidade relativa do ar do ambiente.



Fonte: Os Autores.

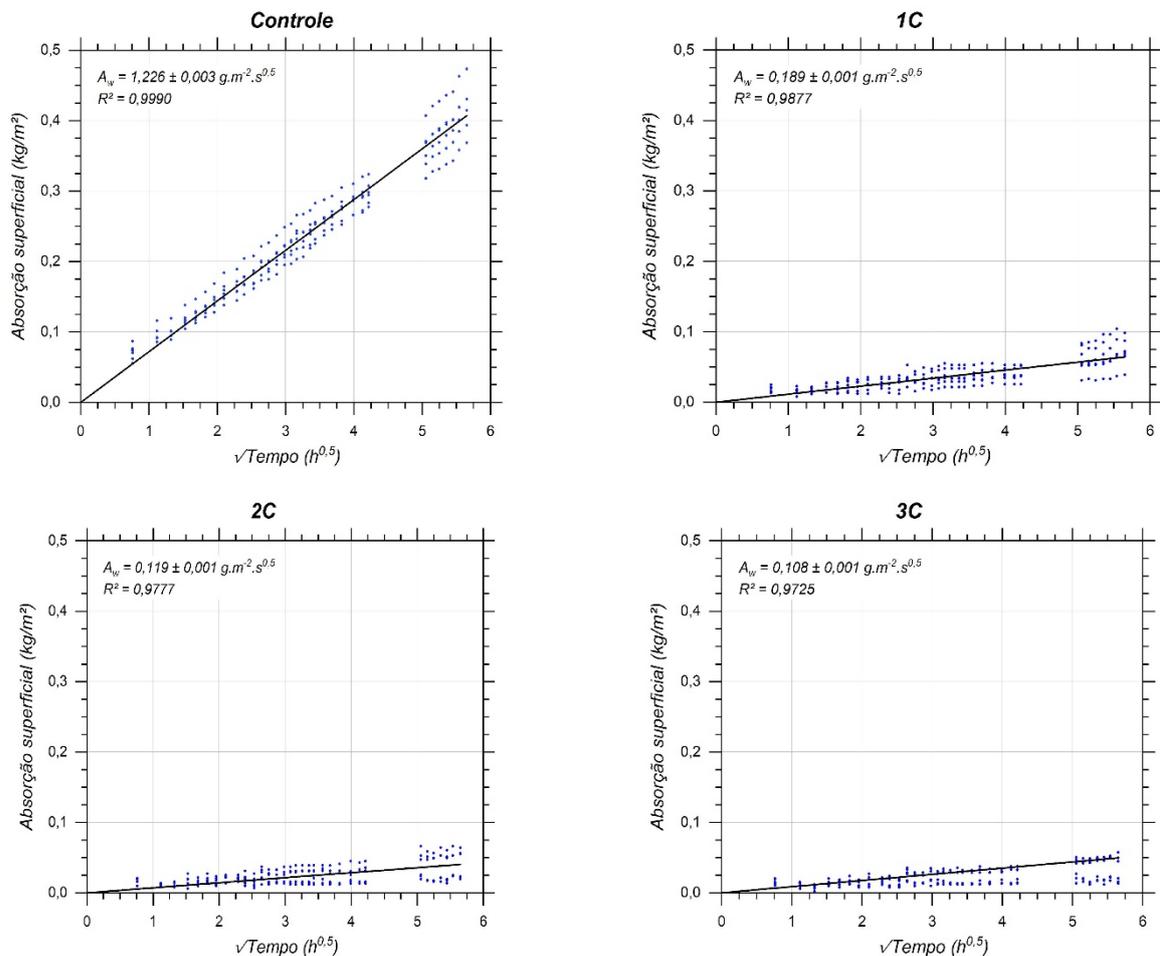
Após a experimentação, foi calculada a umidade dos corpos de prova ao longo do tempo, dada pela eq. 1. Também foi calculado a absorção superficial de água, dada pela razão entre a massa de água e a área superficial de contato de cada um dos corpos de prova. O coeficiente de absorção da madeira (A_w), determinada pela inclinação da reta de regressão linear do gráfico absorção superficial de água *vs.* raiz quadrada do tempo.

$$\text{Umidade (\%)} = (\text{Massa} - \text{Massa}_{\text{inicial}}) \cdot 100 / \text{Massa}_{\text{inicial}} \quad \text{eq. 1}$$

3 Resultados e discussões

A **Figura 3** mostra a absorção superficial de água líquida nos corpos de prova cilíndrico de *Manilkara spp.* sem camada de revestimento epóxi (controle), com uma camada de revestimento (1C), com duas camadas de revestimento (2C) e com três camadas de revestimento (3C). O valor médio do coeficiente de absorção (A_w) e desvio padrão para seis réplicas de cada grupo.

Figura 3. Absorção superficial de água líquida ao longo do tempo em amostras *Manilkara spp.*, com valor médio de A_w e desvio padrão para seis réplicas de cada grupo.



Fonte: Os Autores.

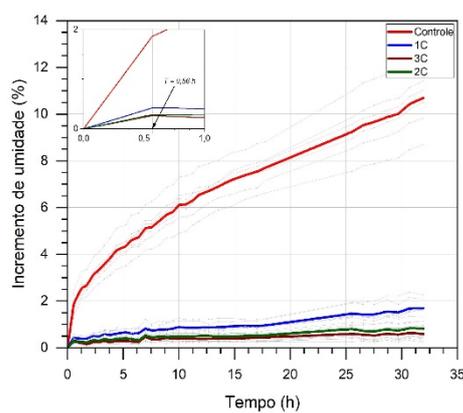
A taxa de absorção de água líquida (A_w) é utilizada como parâmetro de velocidade de transporte de líquidos por um material. Para a madeira sem camada de revestimento, a taxa de absorção foi de $1,226 g.m^{-2}.s^{0.5}$, valor considerado baixo para madeiras. Em comparação, Kordziel et al. [11]

encontrou para as espécies comerciais de *Pinus glabra* e *Pseudotsuga menziesii*, respectivamente, $2,05 \text{ g.m}^{-2}.\text{s}^{0,5}$ e $2,79 \text{ g.m}^{-2}.\text{s}^{0,5}$. Pode-se relacionar ao fato que o corpo de prova ensaiado é predominante composto de madeira de cerne, tendo densidade superior que as regiões de alburno, devido a maior presença de extrativos nos lúmens. Tal explicação é apresentada experimentalmente por Sandberg e Salim [12] e Kumar et al. [13].

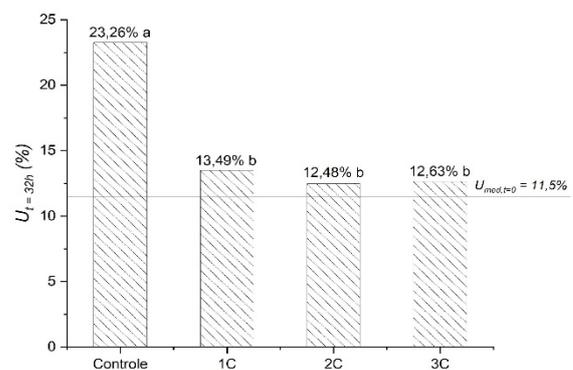
Em comparação ao método de tratamento superficial feito, de maneira geral, não se pode afirmar que a madeira se tornou completamente estanque, mesmo após três camadas de tratamento. A apresentação do resultado pode estar relacionada ao método de aplicação do revestimento epóxi, por falhas no pincelamento. Entretanto, cabe salientar que houve redução das taxas de absorção para valores próximos a 10% quando comparado com a madeira sem tratamento. O ensaio mostrou que a quantidade de revestimento não apresenta colaboração adicional para a redução da taxa de absorção, porém, recomenda-se a aplicação de, pelo menos, duas camadas para compensar possíveis falhas da aplicação por pincelamento.

A **Figura 4** mostra o incremento de umidade das peças ao longo do tempo de ensaio e a umidade final dos corpos de prova após 32 horas de imersão.

Figura 4. (a) Incremento de umidade ao longo do tempo de imersão em água destilada, ampliando o trecho do gráfico que representa a primeira hora de ensaio; (b) umidade final de cada grupo ensaiado, após 32 horas de imersão.



(a)



(b)

As médias seguidas pela mesma letra não diferem estatisticamente entre si pelo teste Tukey a 5% de probabilidade. A normalidade dos dados foi confirmada pelo teste Shapiro-Wilk.

Fonte: Os Autores.



De acordo com os resultados demonstrados na **Figura 4a**, a peça sem revestimento de epóxi absorveu, em média, 10,70% de umidade, após 32 horas de imersão. Enquanto para os corpos de prova com uma, duas ou três camadas de revestimento absorveram 1,67%, 0,83% e 0,57%, respectivamente. A repetição do processo de pincelamento, presente nos grupos 2C e 3C, reduziu pela metade a quantidade de água absorvida, quando comparado com o grupo 1C.

De acordo com a ampliação do gráfico (**Figura 4a**), a velocidade de incremento de umidade, representada pela inclinação da reta, é maior ao longo da primeira hora, especialmente quando considerado o primeiro registro de massa (tempo = 0,56 hora). Este evento está relacionado ao aumento das forças capilares neste instante, do qual possui maior taxa de movimentação de líquido quando comparada com o transporte por difusão [14]. Em seguida, há uma redução da inclinação da reta, onde o comportamento foi linear e constante até o final do ensaio.

Não foi identificada diferença estatisticamente significativa na umidade final média dos corpos de prova com qualquer quantidade de camadas de revestimento epóxi (**Figura 4b**). Sendo assim, pode-se afirmar que apesar da redundância oferecida pela maior quantidade de camadas, a aplicação de uma única camada de epóxi é suficiente para reduzir a capacidade de absorção de água pela madeira.

4 Conclusões

Esta pesquisa teve como objetivo avaliar a capacidade de absorção de água da madeira de maçaranduba (*Manilkara spp.*) após aplicação de revestimento epóxi. Para fazer esta análise, foi feito o ensaio de imersão total com 24 corpos de prova cilíndricos de madeira de maçaranduba (*Manilkara spp.*) divididos em quatro grupos, de acordo com a quantidade de camadas de revestimento epóxi: nenhuma camada (controle), uma camada (1C), duas camadas (2C) e três camadas (3C). Este trabalho teve as seguintes conclusões:

- a) A madeira de maçaranduba possui uma taxa de absorção baixa ($A_w = 1,226 \text{ g.m}^{-2}.\text{s}^{0,5}$), que pode estar associado a maior densidade da madeira, além dos corpos de prova serem produzidos com madeira predominante de cerne;

- b) Houve uma redução média de 89% na taxa de absorção da madeira de maçaranduba após a aplicação do revestimento epóxi;
- c) As peças com três camadas de revestimento epóxi obtiveram a menor taxa de absorção, entretanto, os valores de taxas de absorção não variaram significativamente entre si entre os grupos com presença de revestimento epóxi;
- d) Após 32 horas de imersão, as peças de maçaranduba tiveram um incremento médio de 10,70% de umidade, enquanto as peças com revestimento tiveram: 1,67% (1C), 0,83% (2C) e 0,57% (3C);
- e) A redundância das camadas de proteção dos grupos 2C e 3C, fizeram com que o incremento de umidade, após 32 horas, fosse reduzido pela metade.

Agradecimentos

Os autores agradecem a CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior e a FAPESB – Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado da Bahia pelo apoio financeiro a alguns autores deste trabalho.

5 Referências

- [1] RAMAGE, M. H. et al. The wood from the trees: The use of timber in construction. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*. v. 68, n. 1, 2017, p. 333-359.
- [2] LAPAGE, R. Moisture response of wall assemblies of cross-laminated timber construction in cold Canadian climates. Waterloo, 2012, Tese (doutorado) – University of Waterloo, 138 p.
- [3] BJÖRNGRIM, N.; Hagman, O.; Wang, X. Moisture content monitoring of timber footbridge. *Bioresources*, v. 11, n. 2, 2016, p. 3904-3913.
- [4] CALLUM A. S. H. Wood modification: chemical, thermal and other processes. Chichester: Wiley; 2006, p. 239.
- [5] SENA, C. S. Proposta de LVL produzido com lâminas de eucalipto (*eucalyptus pellita*) tratadas com CCA-C. Salvador, 2020, Dissertação (mestrado) – Universidade Federal da Bahia, 141 p.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7190-1: Projeto de estruturas de madeira – Parte 1: Critérios de dimensionamento. Rio de Janeiro, 2022, 93 p.
- [7] HUTSMAN. Ficha de Informação de Segurança de Produto Químico Araldite® GY 260 BR. São Paulo, 2020, 17 p.
- [8] HUTSMAN. Ficha de Informação de Segurança de Produto Químico Aradur® 450 BR. São Paulo, 2020, 17 p.



-
- [9] ASTM International. ASTM C1794-15: Standard Test Methods for Determination of the Water Absorption Coefficient by Partial Immersion. West Conshohocken, 2015, 5 p.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7190-3: Projeto de estruturas de madeira – Parte 3: Métodos de ensaio para corpos de provas isento de defeitos. Rio de Janeiro, 2022, 42 p.
- [11] KORDZIEL et al. Hygrothermal characterization and modeling of cross-laminated timber in the building envelope. *Construction and Building Materials*, v. 177, 2020; 207-219.
- [12] SANDBERG, K.; SALIN, J. Liquid water absorption in dried Norway spruce timber measured with CT scanning and viewed as a percolation process. *Wood Sci Tech*, v. 46, 2012; p.13.
- [13] Kumar et al. Engineering bamboo scrimber: Influence of density on the mechanical and water absorption properties. *Construction and Building Materials*, v. 127, 2016; 815-827.
- [14] OKOH, E. Water absorption properties of some tropical timber species. *Journal of Energy and Natural Resources*, v. 3, n. 2, 2014; 20-24.
- [1]

01-003 - Avaliação da atividade pozolânica de argila calcinada utilizada na produção de cimento Portland

CARVALHO, M.R.^{a,*}; AMORIM JÚNIOR, N.S.^a; RIBEIRO, D.V.^b

^a Escola Politécnica, Programa de Pós-graduação em Eng. Civil, UFBA, Salvador, Bahia

^b Escola Politécnica, Dept. de Ciência e Tecnologia de Materiais, UFBA, Salvador, Bahia.

* marcelareiscarvalho20@gmail.com

Resumo

A adição mineral pozolânica ao cimento Portland (CP) é, atualmente, indispensável para a indústria cimenteira, haja vista as vantagens econômicas e ambientais propiciadas. Entretanto, a reatividade dessas pozolanas influencia diretamente na cinética de hidratação do CP e em sua microestrutura, impactando na durabilidade da matriz cimentícia. A avaliação da reatividade baseia-se no teor de hidróxido de cálcio fixado pela pozolana, podendo ser de forma direta ou indireta. Este estudo avalia de forma direta a reatividade de pozolana caracterizada como argila calcinada, utilizada na composição do CP composto, por meio de dois ensaios: o método de Chapelle modificado (NBR 15895:2010) e o ensaio de DRX em pastas de referência (sem pozolana) e contendo 15% de pozolana. A argila calcinada avaliada mostrou reatividade moderada, sendo adequada para a produção de cimentos compostos.

Palavras-chave: *Argila Calcinada; Atividade Pozolânica; Ensaio Chapelle Modificado; DRX.*

Evaluation of the pozzolanic activity of calcined clay used in the production of Portland cement

Abstract

The addition of pozzolanic minerals to Portland cement (PC) is currently indispensable for the cement industry, given its economic and environmental advantages. However, the reactivity of these pozzolans directly influences the hydration kinetics of the PC and its microstructure, impacting on the durability of the cement matrix. Reactivity assessment is based on the calcium hydroxide content fixed by the pozzolan, and can be direct or indirect. This study directly evaluates the reactivity of pozzolan characterised as calcined clay, used in the composition of composite PC, by means of two tests: the modified Chapelle method (NBR 15895:2010) and the XRD test on reference pastes (without pozzolan) and those containing 15% pozzolan. The calcined clay evaluated showed moderate reactivity and is suitable for the production of composite cements.

Keywords: *Calcined clay; Pozzolanic activity; Modified Chapelle test; XRD.*



1 Introdução

Adições pozolânicas podem ser incorporadas ao cimento Portland durante sua produção, originando os cimentos do tipo CP II-Z ou CP IV [1-2], a depender da quantidade adicionada. As adições pozolânicas são acrescentadas em quantidades variáveis, sendo que para o cimento CP II-Z esse teor varia entre 6 e 14% e para o cimento CP IV varia entre 15 e 50%, substituindo, em massa, o clínquer na produção do cimento [3].

A incorporação de pozolanas é indispensável para a indústria cimenteira, devido às vantagens econômicas e ambientais promovidas ao setor [1-2]. Dentre essas vantagens associadas à substituição do clínquer por adições, está a redução da emissão de gases carbônicos no processo de decomposição do carbonato de cálcio ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$) durante a calcinação das matérias-primas, bem como a redução na queima de combustíveis fósseis para a geração de energia [4].

A redução no consumo de clínquer e a adequada destinação de resíduos industriais justificam a crescente utilização das adições minerais [2]. No entanto esta redução do teor de clínquer exerce influência sobre a cinética de hidratação do cimento Portland. Como consequência, a microestrutura da matriz hidratada é alterada, afetando diretamente a durabilidade das estruturas [1].

No Brasil, as adições pozolânicas normalmente incorporadas à composição do cimento são a cinza volante e a argila calcinada. A caracterização das adições minerais ativas do tipo pozolana está baseada, na prática, em métodos indiretos de quantificação do potencial reativo ou por método direto, sendo esse o mais indicado. O método direto, como a difração de raios-X (DRX), detecta o consumo de hidróxido de cálcio (portlandita) em pastas de cimento contendo adições pozolânicas, sendo corroborado por métodos diretos acelerados, como a titulação química clássica realizada pelo método de Chapelle modificado [5].

Alguns autores [6-8] demonstram que o consumo de hidróxido de cálcio está diretamente relacionado ao tipo de cura térmica e ao tamanho das partículas da pozolana, em decorrência da área específica, o que propicia variada interação da superfície dos grãos com o meio alcalino responsável pela solubilização da matriz amorfa. Os autores observaram que teor de substituição



igual a 15%, em massa, resulta em melhorias nas propriedades do estado fresco, nas propriedades mecânicas e na durabilidade, devido à maior finura da pozolana [9-10].

De fato, a atividade pozolânica é influenciada por inúmeros fatores, dentre os quais ainda podem ser citados a relação portlandita/pozolana, o pH do meio, o teor de fase amorfa contido na adição mineral e a composição da matriz amorfa [1]. Portanto, a mensuração da pozolanicidade de um material é bastante complexa, sendo necessário dispor de metodologias que auxiliem na hierarquização e verificação do quão reativas essas adições minerais são na composição do cimento Portland.

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a reatividade da argila calcinada, que é utilizada na produção do CP composto. Para tal são utilizados ensaio de Chapelle modificado [11], que determina a atividade pozolânica com hidróxido de cálcio, para a classificação de adições minerais, além da difração de raios-X (DRX), por meio da avaliação de fases formadas ao longo da hidratação.

2 Materiais e Métodos

2.1 *Materiais*

A adição mineral pozolânica utilizada foi a argila calcinada, fornecido pela INTERCEMENT, sendo obtida a partir de argilas de natureza pozolânica (pozolanas naturais) que, após calcinadas à temperatura entre 500°C e 800°C, apresentam elevado teor de fases amorfas e baixo teor de carbono residual (baixa perda ao fogo) na sua composição. Esse produto amorfo é resultante do processo de desidroxilação da caulinita, através da calcinação em temperaturas controladas.

O cimento utilizado como referência foi o CP II-F 32, uma vez que sua composição não interfere no consumo de hidróxido de cálcio, por não possuir adição pozolânica e ser considerado inerte, não influenciando nas análises de hidratação com a adição da pozolana estudada [12]. Esse cimento foi fornecido pela INTERCEMENT. A água utilizada foi fornecida pela rede pública de abastecimento (EMBASA).



2.2 Métodos

2.2.1 Caracterização dos materiais

Para o processo de caracterização da argila calcinada foi necessária a secagem em estufa à temperatura de $105 \pm 5^\circ\text{C}$ por 24h, seguida da moagem em moinho de bolas da marca Contenco contendo esferas de aço, com velocidade de 33 rpm, seguindo procedimento descrito pela norma NBR 16974:2022 [13] com adaptações e parâmetros para redução inicial da granulometria do material. Foram necessárias 990 rotações do tambor contendo 12 bolas de aço esféricas para cada 10 quilos de material. Posteriormente, a argila calcinada foi peneirada em peneira de abertura 2,36 mm e o material passante foi pulverizado com auxílio de um moinho de panela (pulverizador) da marca Contenco, com anel triturador e aço com dureza especial, até passarem em peneira com abertura de malha igual a $75 \mu\text{m}$. As amostras foram armazenadas em silos, conforme a metodologia adotada por outros autores [14-15].

Inicialmente, foram realizados ensaios para caracterizar as propriedades físicas e químicas dos materiais estudados nessa pesquisa. A caracterização física do cimento Portland e da argila calcinada consistiu na análise da massa específica (picnômetro de gás hélio Micromeritics AccuPyc II 1340), além da área específica Blaine (permeabilímetro automático ACMEL, modelo BSA1) e BET (Gemini VII Micromeritics). A granulometria foi determinada com auxílio de um granulômetro por difração a laser em meio líquido do tipo PSA 1190L Anton Paar com faixa de medição entre 40 nm a 2,5 mm.

A composição química da argila calcinada e do cimento, na forma de óxidos, foi determinada por fluorescência de raios X (FRX), utilizando um espectrômetro portátil S1 Titan Bruker, com detecção entre Mg e U.

A difração de raios X (DRX) foi utilizada para identificar a composição mineralógica da pozolana avaliada. Para isso, foi utilizado um difratômetro D2 Phaser Bruker, com tubo de alvo de cobre de 30 kV e 10 mA, com comprimento de onda (λ) igual a 0,15406 nm, sem sistema de filtragem com monocromador secundário. Os espectros de difração foram obtidos na faixa de 2θ de 10° a 70° , modo contínuo a $0,02^\circ/\text{s}$. As fases presentes na amostra foram posteriormente identificadas utilizando-se o programa computacional DIFFRAC plus-EVA, com banco de dados centrado no sistema COD (*Crystallography Open Database*), e quantificada pelo método de



Rietveld, empregando-se o programa computacional TOPAS e o *Crystallographic Information File* (CIF).

2.2.2 Avaliação da pozolanicidade da argila calcinada

a) Avaliação das fases hidratadas, por meio de DRX

As pastas moldadas para a quantificação do consumo de hidróxido de cálcio (portlandita) devido à atividade pozolânica seguiram as recomendações de alguns estudos semelhantes [15-16]. A relação água/ligantes (cimento + argila calcinada) foi mantida constante em 0,50, de forma a permitir a adequada mistura da pasta com a argila calcinada, a qual demanda maior volume de água em decorrência das suas características físico-químicas.

Para a mistura, as pastas contendo apenas cimento (referência) e aquelas com adição da pozolana no teor de 15% (em massa) foram moldadas em moldes cúbicos com 20 mm de aresta. Os corpos de prova foram desmoldados após 24h e, posteriormente, imersos em água saturada com cal, até a análise da sua composição mineralógica em idades de 3 e 21 dias. A determinação do percentual de adição de pozolana foi realizada conforme proposto por Zerbino *et al.* [9-10] que destacam uma melhoria nas propriedades no estado fresco, nas propriedades mecânicas e na durabilidade como consequência de uma adição mínima de 15% de pozolana na produção de matrizes cimentícias.

Inicialmente, as amostras cúbicas foram secas em estufa a 45°C apenas para liberar a água livre, evitando a decomposição da portlandita. As amostras foram finamente moídas em almofariz cerâmico de ágata e, então, passadas na peneira #200 mesh (75µm), sendo realizados os ensaios de DRX, a fim de determinar os teores de portlandita e C-S-H. Foram utilizados os mesmos parâmetros apresentados no item 2.2.1.

b) Avaliação da Atividade Pozolânica – método de Chapelle modificado

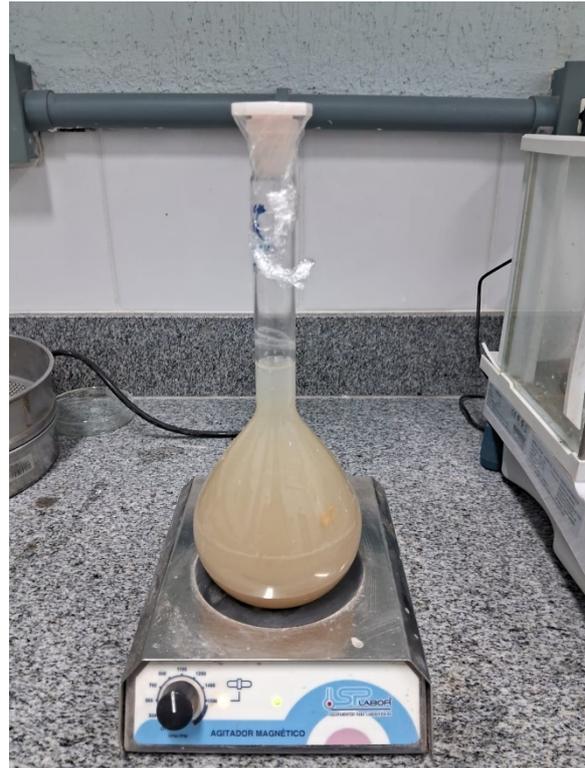
A capacidade da adição mineral (argila calcinada) em fixar hidróxido de cálcio, por ação pozolânica, para a formação de compostos hidratados em ensaio acelerado, é determinada por meio do método prescrito na NBR 15895:2010 [11]. O ensaio consiste, basicamente, em manter

sob agitação, por um período de 16 ± 2 horas, à temperatura de $(90 \pm 5)^\circ\text{C}$, uma solução contendo 2,0 gramas de óxido de cálcio e 1,0 grama da pozolana, acondicionada em balão volumétrico com tampa, conforme a Figura 1.

Figura 1. (a) Argila calcinada utilizada como pozolana e; (b) balão volumétrico em placa magnética utilizado no ensaio de Chapelle modificado.



(a)



(b)

Fonte: Os Autores.

O resultado, obtido por titulação com ácido clorídrico e indicador de fenolftaleína, é expresso pela quantidade de hidróxido de cálcio fixado por grama de adição mineral. O material é considerado pozolânico se o consumo de óxido de cálcio for superior a 330 mg de CaO/g , valor que, por estequiometria, corresponde a 436 mg de Ca(OH)_2 por grama de pozolana.

3 Resultados e discussões

3.1 Caracterização dos materiais

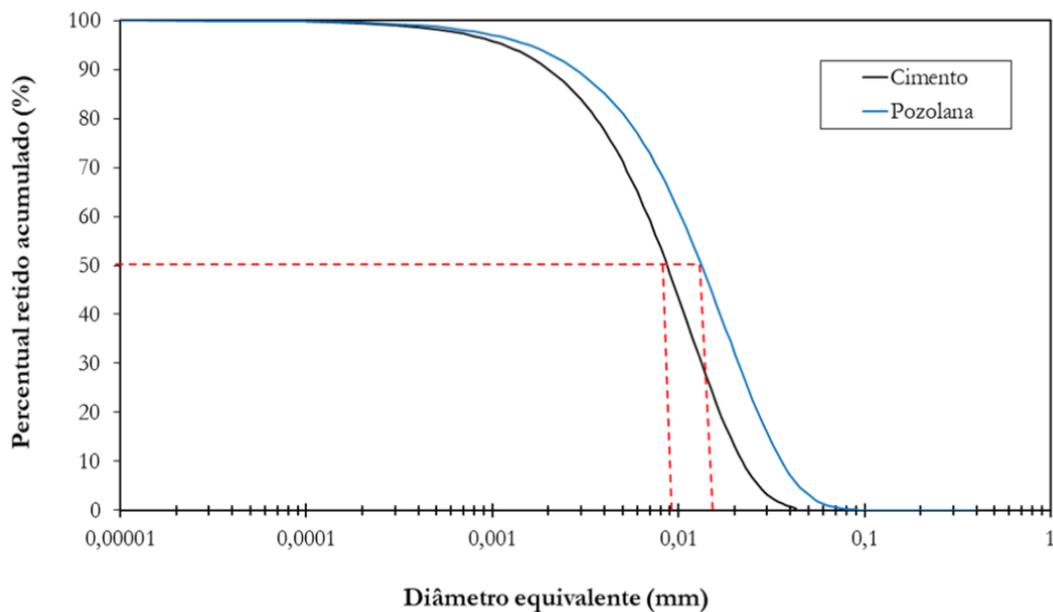
As Tabelas 1 e 2 apresentam os resultados da caracterização física e análise química da argila calcinada e do cimento utilizados nesse estudo. A Figura 2 apresenta a distribuição granulométrica destes materiais.

Tabela 1. Caracterização física da argila calcinada e cimento utilizados.

Material	Massa específica	Área Superficial Específica		D50
		Blaine	BET	
Argila calcinada	$2,43 \pm 0,01 \text{ g/cm}^3$	$0,3488 \text{ m}^2/\text{g}$	$16,4601 \text{ m}^2/\text{g}$	0,013 mm
Cimento CP II-F 32	$3,01 \pm 0,01 \text{ g/cm}^3$	$0,3388 \text{ m}^2/\text{g}$	$1,0315 \text{ m}^2/\text{g}$	0,009 mm

Fonte: Os Autores.

Figura 2. Distribuição do tamanho de partículas da argila calcinada e cimento utilizados.



Fonte: Os Autores.

Tabela 2. Composição química da argila calcinada e cimento utilizados.

Material	Composição química (%)									
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	K ₂ O	MgO	SO ₃	CaO	TiO ₂	Outros	PF*
Argila calcinada	78,3 5	7,82	3,77	-	-	4,73	-	0,86	0,06	4,40
Cimento CP II-F 32	15,8 6	3,60	2,88	1,65	3,69	5,02	58,9 9	0,17	0,50	7,64

*Perda ao Fogo.

Fonte: Os Autores.

Os resultados obtidos indicam a elevada área superficial da argila calcinada, superior à do cimento, sendo um bom indicativo de reatividade para a pozolana. Embora a argila calcinada tenha uma área superficial maior que a do cimento, os grãos possuem um formato lamelar, que é considerado como circunferência na análise de difração a laser, resultando em valores de dimensão um pouco maiores [12]. Assim em relação à distribuição granulométrica da argila calcinada, cerca de 50% das partículas (D50) possuem dimensões um pouco maiores que 0,013 mm. No entanto, esses valores ainda estão dentro da faixa aceitável para pozolanas reativas (0,009 a 0,018) contribuindo para a dispersão das partículas que reagirão com o hidróxido de cálcio ou servirão como enchimento dos vazios intersticiais, favorecendo a reação pozolânica [4-8].

De acordo com a caracterização química da pozolana (Tabela 2), observam-se maiores concentrações de óxidos de silício, ferro e alumínio. Esses resultados se encontram dentro dos limites da ABNT NBR 12653:2014 [17], sendo que a soma desses óxidos de maiores concentrações é superior a 70% e a perda ao fogo (PF) é inferior a 10%.

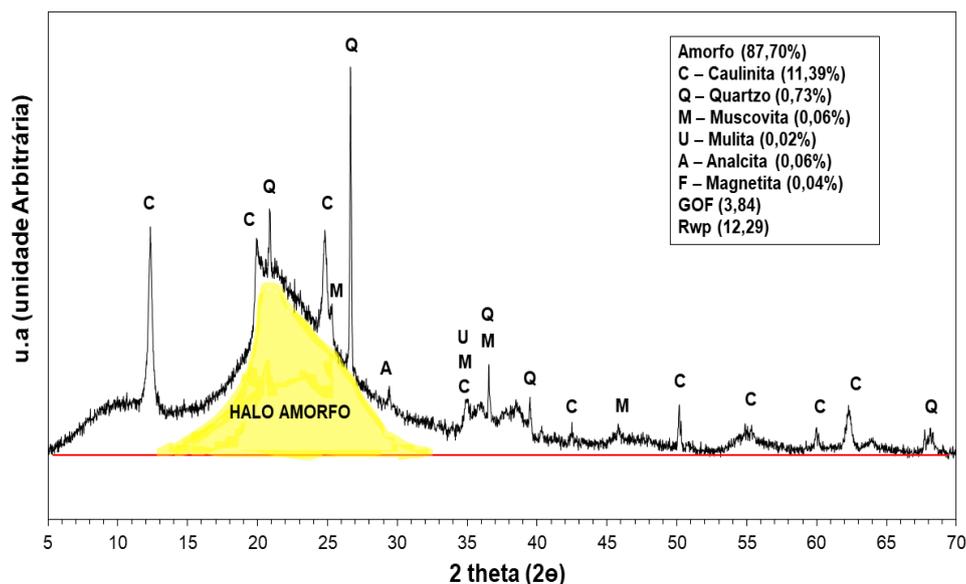
Vale destacar que o teor de sulfatos presente na composição do cimento Portland (5,02%) se encontra acima do valor máximo permitido (4,50%) pela ABNT NBR 16697:2018 [3], entretanto, como no presente trabalho será avaliado apenas o consumo do hidróxido de cálcio (portlandita) nas pastas de referência e com adição pozolânica, este teor inadequado não influenciará nos resultados.

O difratograma da argila calcinada é apresentado na Figura 3, com quantificação das fases realizada por meio do método de Rietveld. A banda difusa, presente no difratograma, caracteriza

a existência de estrutura amorfa, passível de atividade pozolânica que, conforme análise do *software* DIFFRAC plus-EVA, foi igual a 87,80%, valor considerado elevado. Além disso, foram identificados os picos característicos da caulinita, muscovita e quartzo, condizentes com os teores de óxidos de silício e alumínio determinados pela técnica de Fluorescência de raios-X (FRX, Tabela 2).

A caulinita se apresenta como fase em maior quantidade sendo basicamente seu argilomineral formador, seguida de muscovita, e impurezas na forma do mineral quartzo, como apresentado pelo difratograma da Figura 3. A presença de quartzo na composição desta pozolana é considerada uma espécie indesejada, pois o quartzo é inerte, sendo definido como mineral acessório, não sendo considerado um argilomineral [18].

Figura 3. Difratograma da argila calcinada, obtido por difração de raios-x (DRX).



Fonte: Os Autores.

3.2 Avaliação da pozolanicidade da argila calcinada

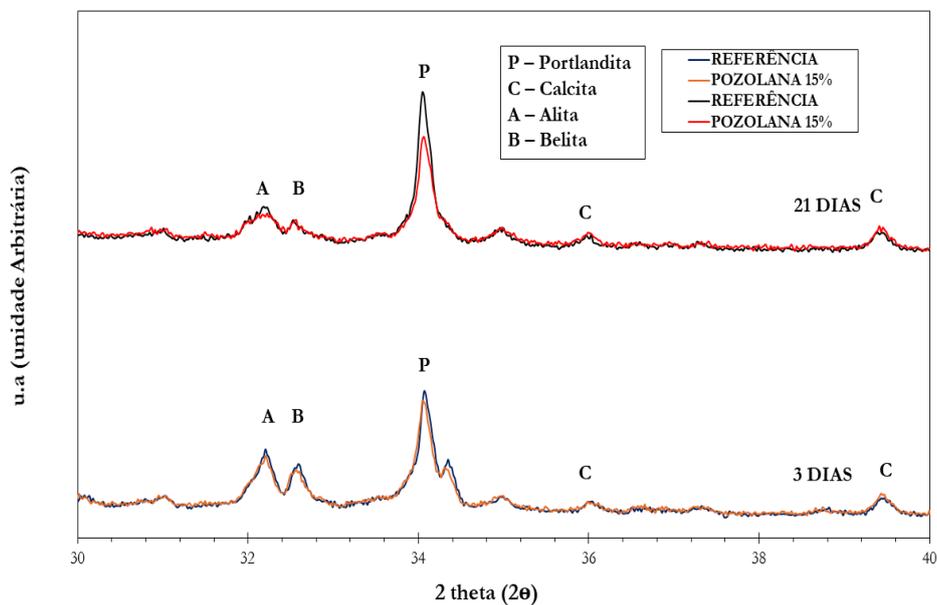
3.2.1 Avaliação das fases hidratadas, por meio de DRX

O consumo de hidróxido de cálcio (portlandita) e sua conversão em fases hidratadas mais resistentes, tais como C-S-H e C-A-S-H, representa a atividade pozolânica de uma adição. Os

difratogramas das pastas contendo adição pozolânica (15%, em massa) e de referência (sem pozolana), obtidos após 3 e 21 dias de cura, são apresentados na Figura 4.

A análise comparativa referente ao pico de maior intensidade da portlandita ($34,2^\circ 2\theta$) evidencia que os sistemas contendo a argila calcinada consomem o hidróxido de cálcio (portlandita), sendo intensificada aos 21 dias. As diferenças podem ser melhor visualizadas nos dados apresentados na Tabela 3.

Figura 4. Composição mineralógica das pastas de referência (apenas cimento) e com adição de 15% argila calcinada por Difração de raios-X (DRX), após 3 e 21 dias de cura.



Fonte: Os Autores.

Tabela 3. Quantificação da Portlandita e do teor de fases amorfas das pastas, realizada por meio do Método de Rietveld.

Idade	Amostra	Portlandita (%)	Fases Amorfas (%)
3 dias	Referência	17,24	34,50
	Pozolana 15%	16,43	36,20
21 dias	Referência	18,10	38,00
	Pozolana 15%	15,95	40,90

Fonte: Os Autores.



A redução do teor de portlandita é evidenciada na quantificação das fases cristalinas das pastas. Observa-se que a pasta de referência, contendo apenas cimento, apresenta maiores teores de de portlandita, em comparação ao observado nas pastas com 15% de adição pozolânica, tanto para 3 dias quanto para 21 dias de cura. Essa redução corrobora com outras pesquisas [19-20] que mostram que o teor de portlandita diminui após 28 dias, devido à reação com os compostos livres de pozolanas, formando silicatos e aluminatos de cálcio hidratados, o que resulta em uma produção adicional de silicatos de cálcio hidratados, que são produtos mais estáveis do cimento hidratado [21].

3.2.2 Avaliação da Atividade Pozolânica – método de Chapelle modificado

O método direto de determinação do teor de hidróxido de cálcio fixado por atividade pozolânica otimiza a interação da adição mineral com o hidróxido de cálcio em virtude da realização do ensaio em solução, sob agitação, pois a reação é acelerada pela elevada temperatura (90 ± 5)°C. Assim sendo, há potencialização da atividade pozolânica e o consequente consumo de hidróxido de cálcio passa a ser um indicativo do potencial reativo máximo da argila calcinada.

A argila calcinada apresentou um consumo de 648,46 mg de Ca(OH)_2 por grama de adição, superior ao mínimo estabelecido pela norma NBR 15895:2010 [20] para classificá-la como pozolana e considerado satisfatório por diversos autores [22-23]. Entretanto, esse valor pode ser considerado baixo em comparação a pozolanas consolidadas como o metacaulim ou a cinza de casca de arroz, que apresentam um consumo entre 752 a 739 mg Ca(OH)_2 /grama de material [4].

4 Conclusões

A análise acerca da pozolanicidade da argila calcinada, considerando os dados obtidos da difratometria de raios-X (DRX) e avaliação da atividade pozolânica por meio do método do Chapelle modificado, permite as seguintes considerações:



- A análise comparativa referente ao pico de maior intensidade da portlandita ($34,2 \text{ }^{\circ}2\theta$) evidencia que os sistemas contendo a argila calcinada consomem o hidróxido de cálcio (portlandita) e reduzem o teor de fases cristalinas, com possível formação de C-S-H;
- A argila calcinada apresentou um consumo de 648,46 mg de Ca(OH)_2 por grama de adição, superior ao mínimo estabelecido pela norma NBR 15895:2010 [20] para classificá-la como pozolana;
- A incorporação de pozolanas é fundamental para a indústria cimenteira, devido às vantagens econômicas e ambientais promovidas ao setor, no entanto, podem afetar diretamente a durabilidade das estruturas devido à redução da alcalinidade da matriz, o que deve ser tema para estudos futuros mais aprofundados.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio do Laboratório de Ensaios em Durabilidade e Desenvolvimento dos Materiais (LEDMA) da Universidade Federal da Bahia, que forneceu toda a infraestrutura para os ensaios, a Intercement, que forneceu os materiais utilizados nessa pesquisa e à CAPES pelo apoio financeiro ao projeto (bolsa).

5 Referências

- [1] LOTHENBACH, B., SCRIVENER, K., HOOTON, R. D., Supplementary cementitious materials, *Cement and Concrete Research*, v. 41, n. 12, pp. 1244-1256, 2011.
- [2] ANTONI, M., ROSSEN, J., MARTINERA, F., SCRIVENER, K. "Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone". *Cement and Concrete Research*, v. 42, n. 12, pp. 1579-1589, 2012.
- [3] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland – Requisitos. – NBR 16697, Rio de Janeiro, 2018.
- [4] QUARCIONI, V. A., CHOTOLI, F. F., COELHO, A. C. V., CINCOTTO, M. A. Indirect and direct Chapelle's methods for the determination of lime consumption in pozzolanic materials, *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, v. 8, n. 1, pp. 1-7, 2015.
- [5] FERRAZ, E.; ANDREJKOVICOVA, S.; HAJJAJI, W.; VELOSA, A. L.; SILVA, A. S.; ROCHA, F. Pozzolanic activity of metakaolins by the French standard of the modified Chapelle test: A direct methodology. *Acta Geodynamica et Geomaterialia*, v. 12, n. 3, p. 289-298, 2015.



- [6] DESCHNER, F., LOTHENBACH, B., WINNEFELD, F., Neubauer, J. Effect of temperature on the hydration of Portland cement blended with siliceous fly ash, *Cement and Concrete Research*, v. 52, pp. 169-181, 2013.
- [7] AGARWAL, S. K. Pozzolanic activity of various siliceous materials, *Cement and Concrete Research*, v. 36, n. 9, pp. 1735-1739, September 2006.
- [8] CORDEIRO, G. C., TOLEDO FILHO, R. D., TAVARES, L. M., FAIRBAIRN, E. D. M. R., HEMPEL, S. Influence of particle size and specific surface area on the pozzolanic activity of residual rice husk ash, *Cement and Concrete Composites*, v. 33, n. 5, pp. 529-534, May 2011.
- [9] ZERBINO, R., GIACCIO, G., ISAIA, G. C. Concrete incorporating rice-husk ash without processing, *Construction and Building Materials*, v. 25, n. 1, pp. 371-378, 2011.
- [10] ZERBINO, R., GIACCIO, BATIC, O. R. Isaia, G. C. Alkali-silica reaction in mortars and concretes incorporating natural rice husk ash, *Construction and Building Materials*, v. 36, pp. 796-806, 2012.
- [11] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Materiais pozolânicos – Determinação do teor de hidróxido de cálcio fixado – Método Chappelle modificado – NBR 15895, Rio de Janeiro, 2010.
- [12] LINHARES, B. T. Avaliação do desempenho de cimentos C_{PII} e C_{PII} F com diferentes teores de pozolanas frente ao ataque de íons sulfato. 2010.
- [13] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados – Ensaio de Resistência ao impacto e à abrasão *Los Angeles*. – NBR 16974, Rio de Janeiro, 2022.
- [14] COSTA, F. N. Valorização do resíduo de construção civil por meio de sua incorporação ao processo de clínquerização. 2021. 197f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Bahia (UFBA), Salvador, 2021.
- [15] SANTOS, T. A. Obtenção de clínquer Portland a partir da utilização do fino de rocha granítica (FRG) e do resíduo de telhas de cimento-amianto (RCA) como matérias-primas alternativas. 2022. 237f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Bahia (UFBA), Salvador, 2022.
- [16] THOMAS, Michael. The effect of supplementary cementing materials on alkali-silica reaction: A review. *Cement and concrete research*, v. 41, n. 12, p. 1224-1231, 2011.
- [17] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Materiais pozolânicos – Requisitos – NBR 12653, Rio de Janeiro, 2014.
- [18] BARBOSA, V. H. R.; MARQUES, M. E. S.; GUIMARÃES, A. C. R. Caracterização mineralógica de um solo do Acre visando à produção de agregados artificiais de Argila Calcificada para uso em pavimentos. *Matéria*, Rio de Janeiro, v. 23, p. e12181, 2018.
- [19] ROJAS-MARTÍNEZ, A. E., GONZÁLEZ-LÓPEZ, J. R., GUERRA-COSSÍO, M. A., HERNÁNDEZ-CARRILLO, G. Sulphate-based activation of a binary and ternary hybrid cement with portland cement and different pozzolans. *Construction and Building Materials*, v. 421, p. 135683, 2024.
- [20] FRÍAS, M., MORENO-REYES, A. M., DE LA VILLA, R. V., GARCÍA, R., MARTÍNEZ-RAMÍREZ, S., MORENO, J., OLEAGA, A. Advances in the understanding of alkaline waste materials as potential eco-pozzolans: characterisation, reactivity and behaviour. *Journal of Building Engineering*, p. 109744, 2024.
- [21] TALERO, R., TRUSILEWICZ, L., DELGADO, A., PEDRAJAS, C., LANNEGRAND, R., RAHHAL, V., RAMÍREZ, F. A. Comparative and semi-quantitative XRD analysis of Friedel's salt



originating from pozzolan and Portland cement. *Construction and building materials*, v. 25, n. 5, p. 2370-2380, 2011.

[22] RAVERDY M., BRIVOT F., PAILLERE A.M., DRON, R. “Appreciation de l'activite pouzzolanique des constituants secondaires”, In: 7th Int. Congr. Chem. Cem. Paris, 1980.

[23] HOPPE FILHO, J., GOBBI, A., PEREIRA, E., QUARCIONI, V. A., MEDEIROS, M. H. F. Atividade pozolânica de adições minerais para cimento Portland (Parte I): Índice de atividade pozolânica (IAP) com cal, difração de raios-X (DRX), termogravimetria (TG/DTG) e Chapelle modificado. *Matéria* (Rio de Janeiro), v. 22, p. e11872, 2017.

[2]



01-004 - Desempenho estrutural de painéis de concreto reforçado com macrofibras de polipropileno

MOREIRA, R.N.^{a,*}; BOTELHO, S.K.S.^a; LIMA, P.R.L.^b

^a Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPEC), Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia (UFBA), Rua Prof. Aristίδes Novis, n. 2, Federação, Salvador - BA, Brasil;

^b Prof. Dr., Departamento de Tecnologia (DATEC), Universidade Estadual de Feira de Santana, Av. Transnordestina, s/n, Novo Horizonte, Feira de Santana, BA, Brasil.

* email do apresentador: rafaelnm@ufba.br

Resumo

Este estudo buscou avaliar o desempenho estrutural de painéis de parede em escala reduzida produzidos em concreto reforçado com macrofibras poliméricas. Foi avaliado o comportamento sob compressão de painéis produzidos em concreto armado e concreto reforçado com fibras, com dimensões de 1000x400x40 mm. Os painéis CA e M10 mostraram as maiores resistências à compressão, embora todos os painéis tenham rompido nas extremidades devido à concentração de tensões. As equações da literatura para prever a carga de falha apresentaram boa correlação com os resultados obtidos experimentalmente.

Palavras-chave: Painéis de concreto; Concreto reforçado com fibras; Fibras poliméricas.

Structural performance in concrete panels reinforced with polypropylene macrofibers

Abstract

This study aimed to evaluate the structural performance of reduced-scale wall panels made of concrete reinforced with polymeric macrofibers. The compression behavior of panels made of reinforced concrete and fiber-reinforced concrete, with dimensions of 1000x400x40 mm, was assessed. The CA and M10 panels showed the highest compression strengths, although all panels failed at the edges due to stress concentration. The equations from the literature to predict the failure load showed a good correlation with the experimentally obtained results.

Keywords: Concrete panels; Fiber reinforced concrete; Polymeric fibers.

1 Introdução

A crescente necessidade por construções que sejam eficientes, rápidas e sustentáveis tem incentivado o desenvolvimento e a aplicação de tecnologias inovadoras na indústria da construção civil. Nesse cenário, os painéis de concreto pré-moldado surgem como uma solução promissora, oferecendo uma alternativa viável aos métodos tradicionais ao incorporar princípios de industrialização no processo de construção [1].

Tradicionalmente, os painéis pré-moldados são produzidos em concreto armado, utilizando barras ou telas de aço centralizadas. Uma alternativa ao uso do aço é a inclusão de fibras dispersas como elemento de reforço do concreto simples. Além de otimizar o comportamento mecânico, o uso de fibras aumenta a produtividade do processo de produção, reduzindo custos com mão-de-obra e materiais [2], [3].

Apesar de décadas de pesquisas sobre concreto reforçado com fibras (CRF), ainda há resistência na indústria da construção civil quanto ao seu uso para fins estruturais. Uma das primeiras experiências registradas no Brasil envolvendo a aplicação de fibras como reforço primário foi com as paredes de concreto reforçado com fibras de vidro (CRFV) da MRV Engenharia, apresentadas na DATEC 35-B [4], inicialmente emitida em 2018. A aplicação do CRFV em paredes de concreto foi regulamentada na atualização de 2022 da NBR 16055 [5].

Na literatura, a maioria dos estudos sobre concreto reforçado com fibras (CRF) se concentra apenas nas propriedades dos materiais, havendo poucos trabalhos que investigam o comportamento de elementos estruturais feitos com CRF, predominantemente utilizando fibras de aço. Portanto, o objetivo deste artigo é avaliar o desempenho estrutural sob compressão de painéis de parede em escala reduzida produzidos em concreto reforçado com macrofibras poliméricas de polipropileno.

2 Materiais e Métodos

2.1 *Produção dos painéis*

Para a produção dos painéis, foram utilizados cimento Portland CP V - ARI da marca Zebu, um aditivo superplastificante PowerFlow 3100 da marca MC Bauchemie, areia natural fina como

agregado miúdo, brita pedrisco (brita 0) como agregado graúdo, e macrofibras poliméricas de polipropileno com 54 mm de comprimento e resistência à tração de 550 MPa.

Foram produzidos quatro tipos de painéis: três com diferentes teores de macrofibra de polipropileno, 10 kg/m³, 15 kg/m³ e 20 kg/m³ (M10, M15 e M20, respectivamente), e um de concreto armado (CA) como referência, sem fibras. As composições foram ajustadas modificando a proporção entre agregados miúdos e graúdos e a quantidade de aditivo superplastificante para alcançar a mesma trabalhabilidade, medida pelo ensaio de espalhamento (*slump flow*). As composições de cada mistura estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Composição das misturas (kg/m³).

	Cimento	Areia	Brita	Água	Aditivo SP	Fibras
CA	465,93	1076,30	559,12	232,97	1,86	0
M10	460,75	970,34	646,89	230,37	1,38	10
M15	458,26	1077,64	530,86	229,13	1,83	15
M20	455,75	1142,63	457,05	227,87	2,73	20

Fonte: Os Autores.

Para avaliar a resistência mecânica dos painéis, foram produzidas amostras em escala reduzida com dimensões de 1000x400x40 mm. As dimensões foram escolhidas para manter uma relação altura/espessura similar à de uma parede convencional, que tem pé direito de 2800 mm e espessura de 100 mm (relação de 28).

Na produção dos painéis de concreto armado (CA), foi utilizada uma malha de aço CA-60 com espaçamento de 20x20 cm e diâmetro de 3,4 mm, atendendo aos requisitos de armadura mínima. A área de aço mínima era 0,14 cm², e a utilizada foi 0,18 cm². Espaçadores garantiram a centralização da armadura, e a mistura autoadensável permitiu moldagem em camada única, sem adensamento (Figura 1a). Após 24 horas, os painéis foram desmoldados e curados em água saturada com cal até o ensaio. Para os painéis de concreto reforçado com fibras (M10, M15 e M20), o processo de moldagem foi semelhante, sem armaduras. Foram utilizadas fôrmas de 1000x400x50 mm, com as fibras visíveis na superfície das amostras (Figura 1b).

Figura 1. Produção dos painéis de concreto armado e concreto reforçado com fibras.



Fonte: Os Autores.

2.2 Ensaio de compressão dos painéis

Os ensaios para determinação da resistência à compressão dos painéis foram realizados na máquina de ensaio universal servo eletro-hidráulica da Sinotest, modelo WAW-1000D, com capacidade de 1000 kN (Figura 2). O ensaio foi realizado com controle de deslocamentos, utilizando uma velocidade de 0,2 mm/min. A resistência última de projeto (R_{ud}) e a resistência de serviço (R_{sd}) dos painéis foram calculadas a partir da carga máxima e da carga de primeiro dano, respectivamente.

Figura 2. Configuração do ensaio de compressão dos painéis.



Fonte: Os Autores.

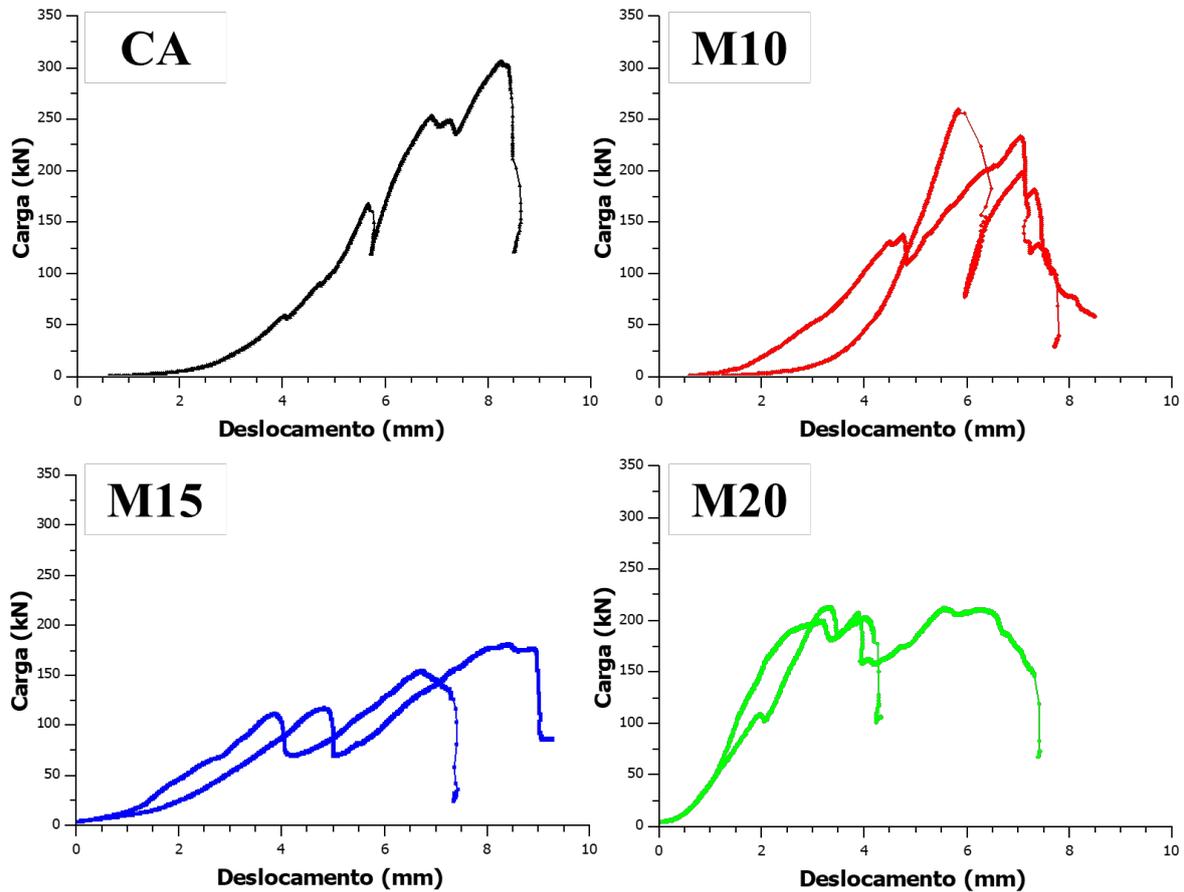
3 Resultados e discussões

A Figura 3 e a Tabela 2 apresentam os resultados dos ensaios de compressão dos painéis. A carga máxima experimental ($P_{\text{máx}}$) foi determinada como o valor máximo registrado na curva carga x deslocamento. Para a carga de primeiro dano (P_{dano}), foi adotada uma carga típica, escolhendo o menor valor entre as duas amostras de cada composição de painel. Isso porque algumas amostras não exibiram um pico intermediário, fazendo com que a carga de primeiro dano coincidissem com a carga máxima.

O diagrama carga x deslocamento revela que os painéis CA, M10 e M15 tiveram um comportamento inicial semelhante, divergindo após uma carga entre 100 kN e 150 kN, onde ocorreu o primeiro dano. Apenas os painéis M20 apresentaram um comportamento inicial diferente, exibindo maior rigidez e uma queda de carga menos intensa na amostra que teve um pico intermediário referente à carga de primeiro dano. Embora os painéis M20 tenham mostrado um comportamento inicial distinto, o teste Tukey apontou uma diferença estatisticamente

significativa apenas entre os painéis CA e M15, e entre M10 e M15, com reduções na carga máxima de 45% e 32%, respectivamente.

Figura 3. Diagrama carga x deslocamento na compressão dos painéis.



Fonte: Os Autores.

Tabela 2. Carga máxima e resistência dos painéis sob compressão.

	P_{dano} (kN)	$P_{\text{máx}}$ (kN)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)
CA	168,07	306,17	19,14
M10	131,46	$245,87 \pm 12,97$ (5,27)	$15,37 \pm 0,81$ (5,27)
M15	111,59	$167,71 \pm 13,24$ (7,89)	$10,48 \pm 0,83$ (7,89)
M20	109,08	$207,91 \pm 5,06$ (2,43)	$12,99 \pm 0,32$ (2,43)

Fonte: Os Autores.

Como mencionado anteriormente, os painéis que demonstraram maior resistência sob compressão foram os painéis CA (concreto armado, sem fibras) e M10 (com 10 kg/m³ de fibras, sem aço), sem diferença estatisticamente significativa entre eles. De acordo com Pillai e Parthasarathy [6], a taxa de aço tem pouca influência na resistência última à compressão em paredes de concreto com armadura centrada. Abdel-Jaber e El-Nimri [7] mostraram que a maioria das formulações e normas internacionais de dimensionamento não consideram a taxa de aço no cálculo da resistência das paredes. Além disso, observaram que o efeito do aumento da resistência do aço na resistência última da parede de concreto é insignificante.

Conforme ilustrado na Figura 4, todas as amostras apresentaram um modo de ruptura caracterizado pelo esmagamento local devido à concentração de tensão nos apoios, sem fissuras no terço central. Os primeiros picos observados na Figura 3 correspondem ao surgimento dos primeiros danos nos apoios. Esse modo de ruptura por esmagamento nas extremidades é recorrente em estudos que avaliam o comportamento de painéis sob compressão [8], [9], [10], [11].

Figura 4. Ruptura por esmagamento local dos apoios no ensaio de compressão.



Fonte: Os Autores.



Existem diversas formulações na literatura que buscam estimar a resistência dos painéis de concreto sob compressão, Tabela 3. Além da resistência do concreto e da área de aplicação da carga, a maioria dessas formulações leva em consideração a esbeltez (relação altura/espessura) e o tipo de vinculação nas extremidades dos painéis. Foi observado que as equações da literatura apresentam boa aproximação na estimativa da resistência dos painéis em CRF sob compressão, como observado na Figura 5.

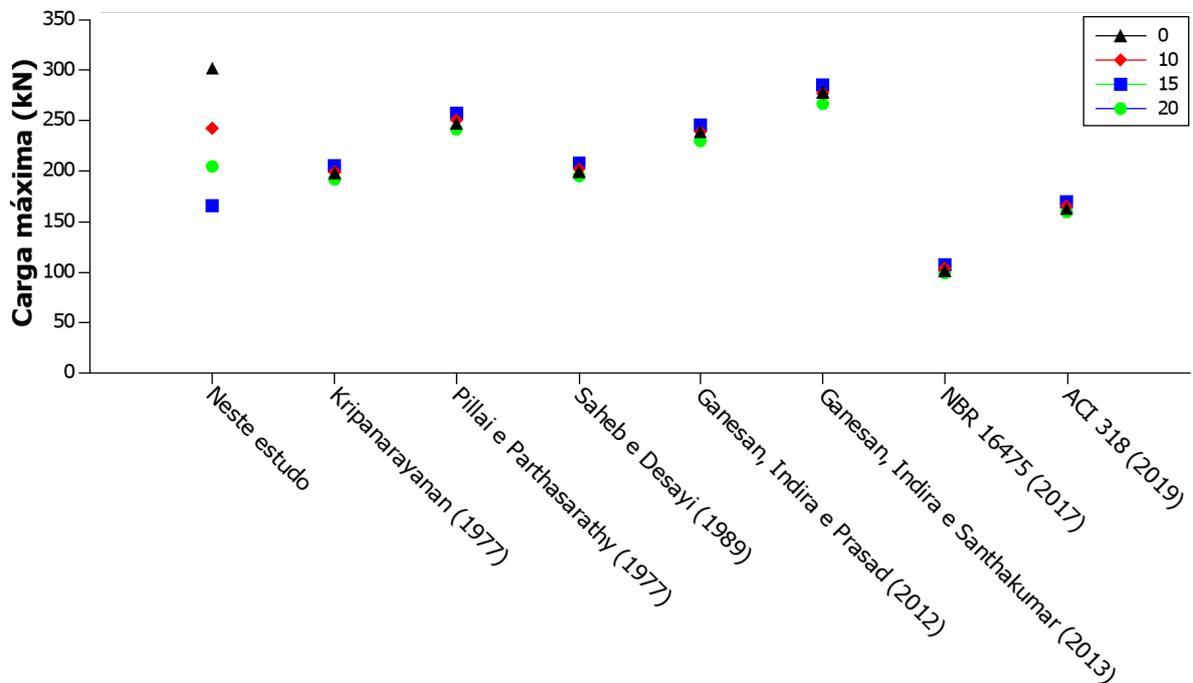
Apenas as equações da NBR 16475 [12] e ACI 318 [13] demonstraram resultados mais conservadores em comparação com os valores obtidos a partir das outras equações da literatura. Isso se justifica pelo fato de ambas serem normas técnicas direcionadas para o dimensionamento de estruturas de concreto e, portanto, considerarem coeficientes de segurança maiores em relação às outras equações para estimar a resistência.

Tabela 3. Equações para estimativa da normal de compressão dos painéis.

Autores	Equações da literatura
Kripanarayanan (1977)	$P_u = 0,55\phi f_c b h \left[1 - \left(\frac{l}{40h} \right)^2 \right]$
Pillai e Parthasarathy (1977)	$P_u = 0,57\phi f_c b t \left[1 - \left(\frac{h}{50t} \right)^2 \right]$
Saheb e Desayi (1989)	$P_u = 0,55\phi [A_c f_c + (f_y - f_c) A_{sv}] \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^2 \right]$
Ganesan, Indira e Prasad (2012)	$P_u = 0,56 [f_c L t + (f_y - f_c) A_{sc}] \left[1 + \left(\frac{h}{29t} \right) - \left(\frac{h}{26t} \right)^2 \right] \left[1 - \left(\frac{h}{11L} \right) \right]$
Ganesan, Indira e Santhakumar (2013)	$P_u = 0,585 [f_c L t + (f_y - f_c) A_{sc}] \left[1 + \left(\frac{h}{40t} \right) - \left(\frac{h}{30t} \right)^2 \right] \left[1 - \left(\frac{h}{18L} \right) \right]$
NBR 16475 (2017)	$N_{d, resist} = b_f t_{ef} f_{cd} \phi \leq \alpha_1 b_f t_{ef} f_{cd} \left[1 - \left(\frac{l_e}{32t_{ef}} \right)^2 \right]$
ACI 318 (2019)	$P_n = 0,55 f_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]$

Fonte: Os Autores.

Figura 5. Estimativa da resistência dos painéis em CRF sob compressão na literatura.



Fonte: Os Autores.

A Tabela 4 mostra os valores da carga de falha em diferentes tipos de painéis de concreto encontrados na literatura. Devido à ausência de um padrão nas dimensões dos painéis para o ensaio de compressão axial, e para minimizar o efeito da diferença de esbeltez (h/t) na análise dos resultados, foram considerados apenas os painéis com esbeltez entre 20 e 30, uma vez que a esbeltez dos painéis neste estudo foi de 25.

A carga máxima de falha ($P_{m\acute{a}x}$) apresentada na Tabela 4 é um parâmetro válido para comparações dentro do próprio estudo. No entanto, para comparações entre diferentes estudos, a tensão máxima ($\sigma_{m\acute{a}x}$) é um parâmetro mais adequado, pois leva em consideração a área da seção transversal. Os estudos investigados incluem painéis em concreto armado [6], [14], painéis sanduíche [8], [10], [16] e painéis com reforço alternativo [11], [15].

Os painéis em CRF desenvolvidos com esqueleto granular otimizado demonstraram resultados superiores à maioria dos resultados apresentados na Tabela 4. Com exceção dos painéis em concreto armado de Fragomeni, Doh e Lee [14], que apresentaram uma tensão máxima de 14,7



MPa, superando os painéis M15 e M20. No entanto, ainda foi inferior ao painel M10, que apresentou 15,7 MPa.

Tabela 4. Carga máxima e resistência dos painéis sob compressão na literatura.

Estudos	h (mm)	b (mm)	t (mm)	λ (h/t)	P _{máx} (kN)	$\sigma_{máx}$ (MPa)
Neste estudo (CA/M10/M15/M20)	1000	400	40	25	306,17	19,14
	1000	400	40	25	245,87	15,37
	1000	400	40	25	167,71	10,48
	1000	400	40	25	207,91	12,99
Pillai e Parthasarathy [6]	1200	400	40	30	28,2	1,8
	1200	500	48	25	35,0	1,5
	1200	560	60	20	50,0	1,5
Benayoune <i>et al.</i> [9]	2400	1200	120	20	749,0	7,8
Fragomeni, Doh e Lee [14]	1200	1200	40	30	426,7	8,9
	1200	1200	40	30	706,3	14,7
Mohamad e Mahdi [10]	2000	750	100	20	188,0	3,1
	2000	750	100	20	355,0	5,9
Zhao, Wang e Bian [15]	3000	1020	120	25	577,0	4,7
	3000	1020	120	25	1028,0	8,4
	3000	1020	120	25	555,0	4,5
Amran <i>et al.</i> [8]	2500	1200	125	20	838,6	7,0
	2750	1200	125	22	773,5	6,4
	3000	1200	125	24	762,2	6,4
Muhtar e Gunasti [11]	1200	400	50	24	140,3	7,0
	1200	400	50	24	130,3	6,5
	1200	400	50	24	110,8	5,5
	1200	400	50	24	150,2	7,5

Fonte: Os Autores.

A Diretriz SiNAT 002 [17] estabelece requisitos para o desempenho estrutural de sistemas inovadores, como os painéis pré-moldados em concreto reforçado com fibras. Esses painéis devem ser avaliados em relação aos estados limites de segurança e utilização. A resistência última de projeto (R_{ud}) e a resistência de serviço (R_{sd}) foram determinadas de acordo a NBR 15575-2 [18] e estão listadas na Tabela 5.



Tabela 5. Verificação do ELU e ELS dos painéis sob compressão.

	R_{ud} (kN/m)	$S_{d,u}$ (kN/m)	R_{sd} (kN/m)	$S_{d,s}$ (kN/m)
REF	267,90		294,12	
M10	203,79	127,4	230,06	91,0
M15	135,16		195,28	
M20	177,49		190,89	

Fonte: Os Autores.

A solicitação característica de 70 kN/m da DATec 35-B [4], prevista para uma edificação modelo em parede de concreto reforçada com fibras de vidro (CRFV), foi utilizada como referência. A partir desse valor característico, a solicitação de projeto para a verificação do Estado Limite Último (ELU) foi de 127,4 kN/m e para o Estado Limite de Serviço (ELS) foi de 91 kN/m. Como as resistências de projeto no ELU e ELS foram maiores que suas respectivas solicitações, foi confirmado que os painéis em concreto reforçado com macrofibras poliméricas passaram na verificação de ambos os estados limites.

4 Conclusões

Este artigo buscou investigar o desempenho estrutural sob compressão de painéis de parede em concreto reforçado com diferentes teores de macrofibras poliméricas. Foi observado que os painéis CA e M10 apresentaram as maiores resistências quando submetido a compressão, entretanto, todos os painéis sofreram ruptura nas extremidades por concentração de tensões. As equações encontradas na literatura para previsão da carga de falha apresentaram resultados próximos dos resultados obtidos experimentalmente.

Agradecimentos

Os autores agradecem a FAPESB pela bolsa de doutorado (Nº BOL0565/2021), ao CNPq pelo auxílio financeiro (408135/2021-2) e bolsas de mestrado (MAI/DAI 403644/2020-8) e a UEFS pelo apoio financeiro (FINAPESQ/UEFS 034/2021).

5 Referências

- [1] J. Deffense and N. Cachadinha, "Lean production in the precast concrete components' industry," *19th Annual Conference of the International Group for Lean Construction 2011, IGLC 2011*, pp. 146–156, 2011.
- [2] T. A. Wani and S. Ganesh, "Study on fresh properties, mechanical properties and microstructure behavior of fiber reinforced self compacting concrete: A review," *Mater Today Proc*, vol. 62, no. P12, pp. 6663–6670, 2022, doi: 10.1016/j.matpr.2022.04.666.
- [3] S. Yin, R. Tuladhar, F. Shi, M. Combe, T. Collister, and N. Sivakugan, "Use of macro plastic fibres in concrete: A review," *Constr Build Mater*, vol. 93, pp. 180–188, 2015, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.05.105.
- [4] DATEC 035-B, "Paredes moldadas no local de Concreto Reforçado com Fibra de Vidro – CRFV." p. 17, 2022.
- [5] NBR 16055, "Paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações - Requisitos e procedimento." ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), Rio de Janeiro, 2022.
- [6] S. U. Pillai and C. V Parthasarathy, "Ultimate Strength and Design of Concrete Walls," Pergamon Press, 1977.
- [7] M. Abdel-Jaber and R. El-Nimri, "Comparative investigation, numerical modeling, and buckling analysis of one-way reinforced concrete wall panels," *Results in Engineering*, vol. 14, Jun. 2022, doi: 10.1016/j.rineng.2022.100459.
- [8] Y. H. M. Amran, A. A. Abang Ali, R. S. M. Rashid, F. Hejazi, and N. A. Safiee, "Structural behavior of axially loaded precast foamed concrete sandwich panels," *Constr Build Mater*, vol. 107, pp. 307–320, 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.01.020.
- [9] A. Benayoune, A. A. A. Samad, A. A. Abang Ali, and D. N. Trikha, "Response of pre-cast reinforced composite sandwich panels to axial loading," *Constr Build Mater*, vol. 21, no. 3, pp. 677–685, Mar. 2007, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2005.12.011.
- [10] N. Mohamad and M. H. Mahdi, "Testing of precast lightweight foamed concrete sandwich panel with single and double symmetrical shear truss connectors under eccentric loading," *Adv Mat Res*, vol. 335–336, pp. 1107–1116, 2011, doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.335-336.1107.
- [11] Muhtar and A. Gunasti, "Experimental evaluation of axial compression performance of precast panels from bamboo-reinforced concrete," *Applications in Engineering Science*, vol. 16, Dec. 2023, doi: 10.1016/j.apples.2023.100155.
- [12] NBR 16475, "Painéis de parede de concreto pré-moldado - Requisitos e procedimentos." ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), Rio de Janeiro, 2017.
- [13] ACI 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete," *American Concrete Institute*. 2019.
- [14] S. Fragomeni, J. H. Doh, and D. J. Lee, "Behavior of Axially Loaded Concrete Wall Panels with Openings: An Experimental Study," *Advances in Structural Engineering*, vol. 15, no. 8, 2012.
- [15] K. Zhao, F. Wang, and X. Bian, "Experimental study on concrete-filled glass fiber reinforced gypsum wall panel compression members," *Adv Mat Res*, vol. 446–449, pp. 16–22, 2012, doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.446-449.16.



-
- [16] A. Benayoune, A. A. A. Samad, D. N. Trikha, A. A. Abang Ali, and A. A. Ashraby, “Structural behaviour of eccentrically loaded precast sandwich panels,” *Constr Build Mater*, vol. 20, no. 9, pp. 713–724, 2006, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2005.02.002.
- [17] DIRETRIZ SINAT 002, “Sistemas de paredes integrados por painéis pré-moldados de concreto ou mistos para emprego em edifícios habitacionais.” p. 58, 2016.
- [18] NBR 15575-2, “Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 2: Requisitos para sistemas estruturais.” ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), Rio de Janeiro, 2013.



01-005 - Ensaios em escala reduzida: análise da variabilidade da resistência à compressão de pastas cimentícias

REIS, F.M.^{a,*}; PINTO, S.A.^a

^a Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Departamento de Tecnologia, Universidade Estadual de Feira de Santana, Av. Transnordestina, s/n, Novo Horizonte - BA, 44036-900, Feira de Santana, Brasil.

* fernandameloeng@gmail.com

Resumo

O desempenho mecânico de matrizes cimentícias é fundamental para a compreensão e o desenvolvimento de novos materiais de construção, garantindo durabilidade, segurança e eficiência estrutural em aplicações diversas. Para uma interpretação correta dos dados, é essencial a padronização das amostras, que devem atender aos requisitos das normas NBR 5738 e NBR 7215. No entanto, estudos laboratoriais frequentemente enfrentam limitações de produção. Este trabalho analisa dois tipos de amostras de pastas cimentícias em escala reduzida, com formato cilíndrico, nas seguintes dimensões: diâmetro de 20 mm e altura de 33 mm, e diâmetro de 27,8 mm e altura de 56 mm; submetidas a diferentes velocidades de carregamento à compressão a fim de mensurar a variabilidade dos resultados e identificar outliers usando o método boxplot. A análise revelou que a variabilidade dos resultados é inerente ao material, e que amostras menores sofrem maior influência de retração e calor de hidratação. A escolha de corpos de prova com escala reduzida produzidos com pasta pode não ser a alternativa mais adequada visando a redução dos consumos de matérias primas, sendo recomendada para estudos em pequena escala, o estudo em corpos de prova em escala reduzida com argamassas com agregados finos.

Palavras-chave: Desempenho mecânico, matrizes cimentícias, escala reduzida, outliers, método boxplot.

Reduced-scale tests: analysis of the variability of the compressive strength of cementitious pastes

Abstract

The mechanical performance of cementitious matrices is fundamental for the understanding and development of new construction materials, ensuring durability, safety, and structural efficiency in various applications. For a correct interpretation of the data, it is essential to standardize the samples, which must meet the requirements of standards NBR 5738 and NBR 7215. However, laboratory studies often face production limitations. This work analyzes two types of reduced-scale cement paste samples in cylindrical shapes, with the following dimensions: 20 mm in diameter and 33 mm in height, and 27.8 mm in diameter and 56 mm in height; subjected to different compression loading rates to measure result variability and identify outliers using the boxplot method. The analysis revealed that result variability is inherent to the material, and smaller samples are more influenced by shrinkage and heat of hydration. The choice of reduced-scale specimens made with paste may not be the most suitable alternative for reducing raw material consumption. For small-scale studies, it is recommended to use reduced-scale specimens made with mortars containing fine aggregates.

Keywords: Mechanical performance, cementitious matrices, reduced scale, outliers, boxplot method.



1 Introdução

O desempenho mecânico de matrizes cimentícias sempre foi o principal alvo de estudo na compreensão e desenvolvimento de novos materiais, seja eles com a incorporação de resíduos ou nanomateriais, por exemplo.

Assim, para a correta interpretação dos dados há necessidade de produção de amostras seguindo critérios metodológicos que garantam a padronização e uniformidade destas. Atualmente, os corpos de provas elaborados com cimento Portland devem atender aos requisitos da NBR 5738 [1], se for produzido concreto, e da NBR 7215 [2], se for produzida argamassa. Entretanto, o estudo em nível laboratorial pode gerar algumas limitações, como a baixa produção de materiais, o que inviabiliza a aplicação destas normas por não haver o volume mínimo necessário para confecção destes produtos.

Neste sentido, vem sendo adotado o emprego de corpos de prova em escala reduzida para que torne possível mensurar o desempenho mecânico dos diversos materiais produzidos em laboratório. Costa e Ribeiro [3], Santos [4] e Andrade Neto *et al.* [5] empregaram em suas pesquisas de produção de cimento com resíduos a confecção de corpos de prova de pastas cimentícia com dimensão cúbica ($a = 13$ e 15 mm) para análise da resistência à compressão. Santos [4] utilizou de quatro corpos de prova para cada cimento produzido e apresentou análise de variância de fator único (ANOVA), com confiabilidade de 95%. Vale ressaltar que esta análise de variância é uma comparação entre dados (material de referência e os demais) e atesta se quando comparados possuem divergência significativa ou não. Estes ensaios foram realizados com a velocidade de carregamento entre $0,2$ e $0,3$ MPa.s⁻¹.

Complementando, Cordeiro [6] também realizou ensaios em escala reduzida, mas com amostras cilíndricas (Diâmetro = 25 mm; H = 50 mm), sendo ensaiados 28 corpos de prova com carga aplicada controlando o deslocando da máquina universal. Este controle foi igual a $0,3$ mm.min⁻¹ que gerou em coeficiente de variação máximo de 5,53%.

É sabido na literatura que amostras de pastas cimentícias, por não terem a presença de agregados, sofre maior variação geométrica devido a retração da pasta [7], o que pode influenciar bastante no comportamento mecânico de cada corpo de prova produzido. Ainda, o pequeno volume do



corpo de prova pode gerar dificuldade de adensamento da pasta por haver espaço limitado para que o ar se desloque e saia do interior da massa no estado fresco.

Para realizar a análise estatística dos dados, a maioria dos testes formais requer a utilização de testes de hipótese. Esses testes permitem a decisão entre duas ou mais hipóteses com base nos dados de um experimento. Geralmente, esses testes são baseados em uma distribuição normal assumida e verificam se um valor é um *outlier* (ponto discrepante) dentro dessa distribuição [8]. De acordo com Zhang *et al.* [9], os dados podem ser modelados por uma distribuição normal, permitindo a determinação dos parâmetros dessa série com base nas médias e variâncias dos dados originais. Se um ponto se desvia significativamente desses parâmetros, ele é considerado um *outlier*.

Um método amplamente utilizado para a análise de *outliers* é o método do desvio padrão, que filtra os *outliers* utilizando intervalos baseados nos valores do desvio padrão e na média de uma série de dados. No entanto, este método é válido apenas quando os dados seguem uma distribuição simétrica, conforme a curva normal, o que raramente ocorre com dados experimentais. Nesse contexto, o método do *boxplot* torna-se uma alternativa viável para a análise dos dados e a identificação de *outliers*. O *boxplot* é uma representação gráfica que destaca informações sobre dados contínuos univariados, como a mediana, o quartil inferior (Q_1), o quartil superior (Q_3), o limite inferior e o limite superior de um conjunto de dados. Para este método, é utilizado o intervalo interquartil (IQR), que é a distância entre os quartis Q_1 e Q_3 [8].

Desta forma, este trabalho visa realizar um estudo preliminar analisando a variabilidade de dados de resistência à compressão com a intenção de otimizar a matéria prima produzida, reduzindo o tamanho de corpos de prova. Assim, foram produzidas pastas cimentícias com dois tipos de dimensões em escala reduzida, submetidos a dois tipos de carregamento para que a variabilidade dos resultados seja aferida e pontos discrepantes sejam analisados, bem como possa ser indicado um tipo de carregamento para ensaio.

2 Materiais e Métodos

2.1 Materiais

Os materiais utilizados neste trabalho foram o cimento CP V ARI, produzido pela Interceмент, e a água proveniente da rede pública de abastecimento.

Para os materiais utilizados, são apresentados a massa específica determinada por meio da picnometria a gás hélio (AccuPyc II 1340 - Micromeritics), a área específica Blaine (Blaine manual) e a composição química por meio da fluorescência de raios X (S2 Ranger - Bruker).

O cimento apresentou massa específica igual a $3,16 \pm 0,01$ g/cm³, área superficial Blaine igual a 4166 ± 2 cm²/g e a Tabela 1 apresenta as composições químicas do cimento, obtidas por meio da técnica de fluorescência de raios-X (FRX). Nota-se que o cimento CP V ARI apresenta os principais componentes do cimento Portland. Vale destacar que o teor de SO₃ presente na composição do cimento Portland se encontra acima do valor máximo permitido (4,50%) estipulado pela NBR 16697 [10]. Entretanto, como no presente trabalho não será avaliada a durabilidade dos concretos quanto ao ataque por sulfatos. Por fim, este trabalho realizou análises comparativas, havendo o mesmo efeito para ambas as amostras, não havendo influenciando de forma significativa aos resultados.

Tabela 1. Composição química, em óxidos, do cimento Portland CP V ARI.

Material	Óxidos (%)								
	CaO	SiO ₂	SO ₃	MgO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	K ₂ O	Outros	PF*
Cimento	59,45	16,17	5,31	3,75	3,68	2,93	1,72	0,75	6,27

*PF – Perda ao fogo

Fonte: Os autores.

2.2 Métodos

2.2.1 Preparação dos corpos de prova

Foram produzidas pastas cimentícias com relação água/cimento igual a 0,40, como realizado por Costa e Ribeiro [3], Santos [4] e Andrade Neto *et al.* [5], e misturadas conforme indicado na NBR 16606 [11]. A relação água/cimento foi fixada em 0,40, sendo a recomendada para as análises de

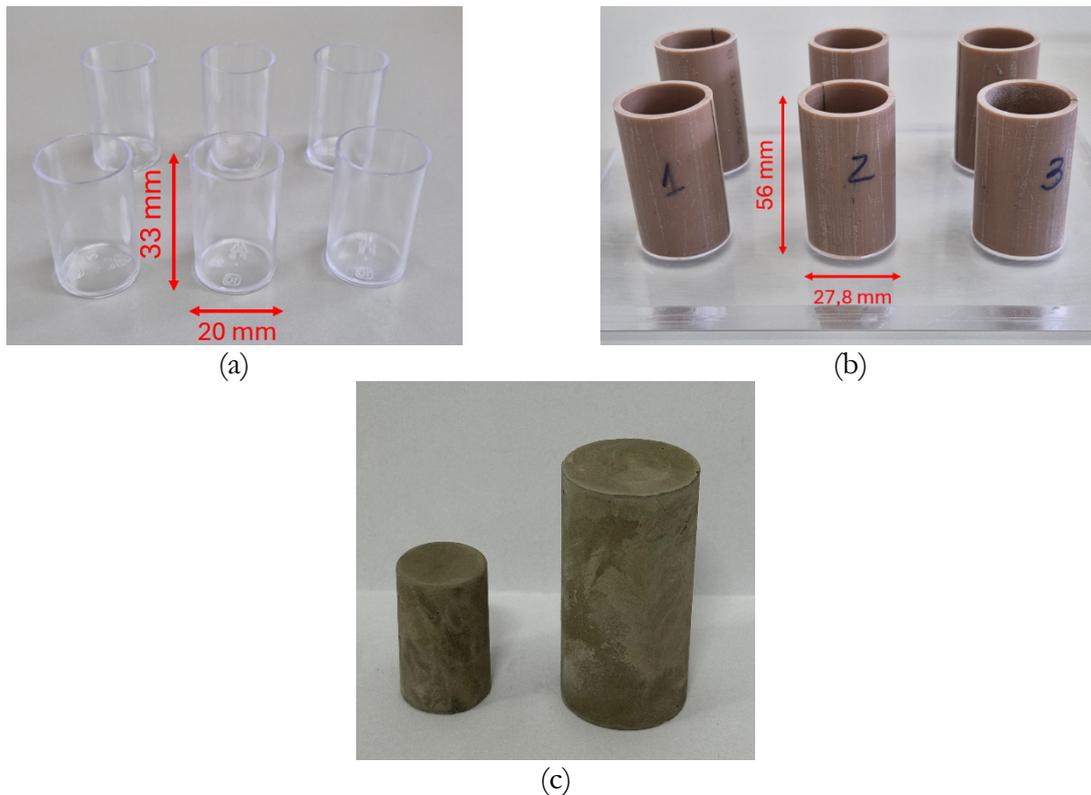
pastas, já que é suficiente para hidratar completamente o cimento e não gera exsudação excessiva [12].

Inicialmente, foram feitos testes preliminares com a pasta produzida visando determinar o tempo de vibração para que ocorresse o melhor adensamento possível, identificando a conformidade dos corpos de prova produzidos. Assim, após estes testes preliminares, os corpos de prova foram preenchidos em camada única e levados a mesa vibratória para adensamento por um tempo de 14 segundos. Na primeira idade, as amostras foram desformadas e levadas para cura submersa, sendo retiradas apenas para a realização dos ensaios de compressão.

Foram produzidos um total de 40 corpos de prova cilíndricos, sendo 20 deles com menor dimensão ($\phi = 20$ mm e $H = 33$ mm), chamados de P, e 20 com maior dimensão ($\phi = 27,8$ mm e $H = 56$ mm), ambos com o mesmo lote de pasta.

Os moldes com dimensão “P” foram confeccionados em acrílicos (Figura 1a).

Figura 1. Moldes utilizados para produção dos corpos de prova ensaiados: (a) menor dimensão; (b) maior dimensão e; (c) corpos de prova após moldagem e regularização de topo e base.



Fonte: Os autores.

Os moldes com dimensões “G” foram confeccionados a base em acrílico e o tubo cilíndrico em PVC, com corte feito a laser para facilitar a desforma (Figura 1b), como feito por Cordeiro [6]. Posteriormente, todos os corpos de prova foram retirados da forma e, após a cura, tiveram a superfície nivelada com lixa e auxílio de nível bolha, visando reduzir interferências durante a realização dos ensaios. Devido ao tamanho, não foi possível utilizar sistema como retificadora de superfícies, comumente empregados em corpos de prova maiores.

2.2.2 Ensaio de resistência à compressão

Os 20 corpos de prova produzidos para cada tamanho foram submetidos a diferentes carregamentos, visando analisar se a velocidade do carregamento poderia gerar influência na dispersão dos resultados. Logo, para cada dimensão produzida, 10 corpos de prova foram submetidos a velocidade de carregamento de $0,3 \text{ MPa.s}^{-1}$ e os outros 10 corpos de prova a velocidade de carregamento de $0,3 \text{ mm.min}^{-1}$. Desta forma, os 40 corpos de prova foram divididos em quatro grupos diferenciando as dimensões das amostras e velocidade de carregamento utilizada, sendo apresentado o resumo na Tabela 2.

Por se tratar de um estudo preliminar para análise da dispersão dos dados e por ter sido utilizado um cimento de alta resistência inicial, a análise da resistência à compressão das pastas foi determinada apenas com 7 dias utilizando uma máquina de ensaios universal Shimadzu AG-IC com célula de carga de 100 kN.

Tabela 2. Velocidades de carregamento aplicadas e quantidade de corpos de prova ensaiados.

Nomenclatura ^{a)}	Quantidade de CP	Dimensões	Velocidade de carregamento
P1	10	$\phi = 20 \text{ mm}$ e $H = 33 \text{ mm}$	$0,3 \text{ MPa.s}^{-1}$
P2	10	$\phi = 20 \text{ mm}$ e $H = 33 \text{ mm}$	$0,3 \text{ mm.min}^{-1}$
G1	10	$\phi = 27,8 \text{ mm}$ e $H = 56 \text{ mm}$	$0,3 \text{ MPa.s}^{-1}$
G2	10	$\phi = 27,8 \text{ mm}$ e $H = 56 \text{ mm}$	$0,3 \text{ mm.min}^{-1}$

^{a)} As letras P e G se referem a corpos de prova de menores (P) e maiores (G).

Fonte: Os autores.



2.2.3 Análise estatística

Foi aplicado o método do *boxplot*, onde os possíveis pontos discrepantes (*outliers*) foram determinados com base nos limites superior e inferior, determinados com base na Equação 1 e 2. Assim, as médias, desvios padrão e coeficientes de variação foram determinados excluindo os pontos considerados *outliers*. Ainda, a existência de diversos pontos *outliers* indica a falta de padronização das amostras, sendo possível descartar o lote.

$$L_{\text{sup}} = \bar{x} + 1,5 \times \text{IQR} \quad \text{Equação (1)}$$

$$L_{\text{inf}} = \bar{x} - 1,5 \times \text{IQR} \quad \text{Equação (2)}$$

$$\text{IQR} = Q_3 - Q_1 \quad \text{Equação (3)}$$

Em que L_{sup} e L_{inf} são os limites superior e inferior, respectivamente; \bar{x} é o valor médio das amostras; IQR é o intervalo interquartil dos quartis Q_1 e Q_3 e; 1,5 é o coeficiente de Tukey para interpretação dos dados com base na distribuição normal.

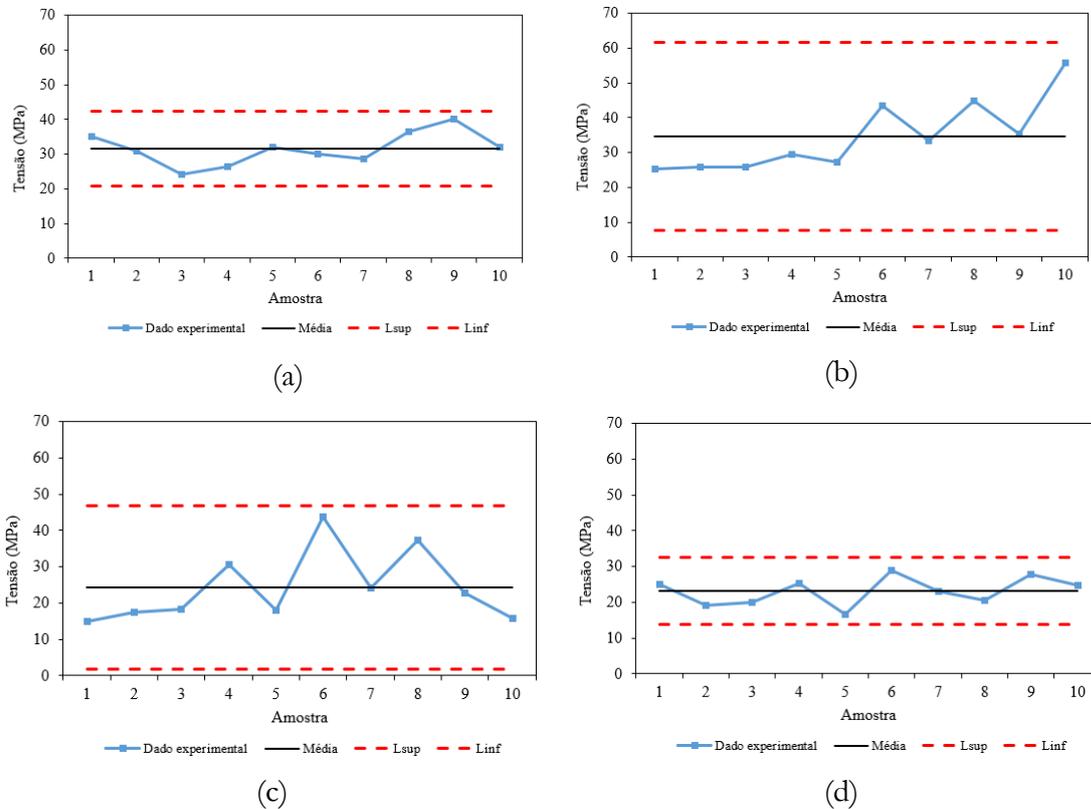
Apesar de não haver referência normativa para ensaios em pastas cimentícia, a NBR 5739 [13] apresenta os coeficientes de variação para corpos de prova de concreto, sendo considerado:

- a) $CV \leq 3\%$ (Excelente);
- b) $3\% < CV \leq 4\%$ (Muito bom);
- c) $4\% < CV \leq 5\%$ (Bom);
- d) $5\% < CV \leq 6\%$ (Razoável);
- e) $CV > 6\%$ (Deficiente).

3 Resultados e discussões

Com base na metodologia informada, os resultados de resistência à compressão para grupo de corpos de prova ensaiado, bem como os limites superiores e inferiores para identificação dos *outliers* são apresentados na Figura 2.

Figura 2. Variação da carga de ruptura à compressão para as amostras ensaiadas: (a) P1; (b) P2; (c) G1 e; (d) G2.



Fonte: Os autores.

Ainda, a Tabela 3 apresenta o resumo dos dados obtidos e os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação das amostras ensaiadas.

Como observado na Figura 2, pela metodologia *boxplot*, nenhum dado obtido foi considerado *outlier*, assim, pode-se concluir que a dispersão avaliada é inerente ao próprio produto produzido. Constata-se que quando avaliados os diferentes carregamentos em um mesmo tamanho de corpo de prova a média obtida é próxima, indicando que o tipo de carregamento não afetou o valor médio calculado. Contudo, ao avaliar os diferentes tamanhos de corpos de prova, a média é alterada de 31,6 - 34,7 MPa para 23,1 - 24,3 MPa. Como o tempo de adensamento foi padronizado para os corpos de prova, este tempo pode ter sido insuficiente para gerar o adensamento total das amostras com maior dimensão, conseqüentemente, com maior volume de pasta.

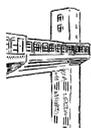


Tabela 3. Resumo dos dados de tensão e tratamento estatístico.

CP	Amostras			
	P1	P2	G1	G2
	(MPa)			
1	35,0	25,3	14,9	25,0
2	30,9	25,7	17,6	19,0
3	24,2	25,8	18,3	19,9
4	26,4	29,6	30,5	25,4
5	32,1	27,4	18,1	16,5
6	29,9	43,4	43,8	29,0
7	28,8	33,5	24,1	22,9
8	36,5	45,0	37,2	20,6
9	40,0	35,3	22,8	27,8
10	32,1	55,8	15,9	24,6
Média (MPa)	31,6	34,7	24,3	23,1
Desvio Padrão (MPa)	4,7	10,3	9,8	4,0
Coef. Variação (%)	14,9	29,7	40,3	17,4
NBR 5739	Deficiente			

Fonte: Os autores.

Na Tabela 3, observa-se que independente do tamanho e carga aplicada, nenhum lote ensaiado de pasta em escala reduzida possui coeficiente de variação satisfatório, sendo considerado em ambos os casos pela NBR 5739 [13] com qualidade deficiente. Isto pode estar relacionado com a elevada retração que pastas cimentícias possuem, devido a perda excessiva de água que gera instabilidade dimensional e, conseqüentemente, fissuração. Convencionalmente, isto é corrigido com a utilização de agregados que contribuem fixando água devido a adsorção da mesma em suas paredes [7]. Assim, as análises em pastas podem não ser as mais indicadas para avaliação de materiais cimentícios, pois envolve parâmetros naturais e de difícil controle que, em menor escala, geram impactos significativos nas análises.

Cordeiro [6] apresentou em sua tese o comparativo entre ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos de 50x100 mm e 25x50 mm, na qual obteve desvio padrão máximo igual a



5,53%, em amostras ensaiadas a 28 dias, produzidas com cimento CP V ARI RS (área superficial Blaine igual 3080 cm²/g). Comparando com os dados deste trabalho é observado que a área superficial do cimento utilizado por Cordeiro [6] é muito menor, o que impacta em menor calor de hidratação, favorecendo o controle da retração e fissuração do material. Ainda, as amostras foram ensaiadas com 28 dias de idade, fato que pode favorecer para redução da influência da retração das pastas, uma vez que o grau máximo de retração pode ter sido atingido.

Assim, para as amostras ensaiadas neste trabalho, a redução do tamanho de corpo de prova, apesar de aparentar ser uma boa solução para análise de materiais produzidos em pequena quantidade, não garantiu que a variação dos dados obtidos fosse elevada, visto que dependerá da velocidade de hidratação (e capacidade de fissuração da amostra) e fatores atrelados a calibração da prensa ou máquina universal.

Vale ressaltar que, independente do carregamento, não houve variação significativa entre as médias entre corpos de prova de mesma dimensão (comparando P1 com P2 ou G1 com G2). Contudo, a diferença entre as dimensões gerou influência na média dos corpos de prova, possivelmente devido a diferença de adensamento existente entre estes corpos de prova.

Por fim, mesmo apresentando grande variabilidade, estudos que buscam a comparação de materiais sem necessariamente verificar o acréscimo de desempenho mecânico podem ser beneficiados com a redução de escala, como os trabalhos de Costa e Ribeiro [3], Santos [4] e Andrade Neto *et al.* [5]. Contudo, trabalhos que visam identificar e mensurar ganhos de desempenho mecânicos podem ter suas análises comprometidas em virtude da grande dispersão de dados existentes. Logo, serão realizados testes futuros em argamassas em escala reduzida para que a melhor otimização dos materiais e redução da variabilidade seja almejada.

4 Conclusões

Com base nos dados e discussões apresentadas, conclui-se que:

- a) Mesmo com elevada dispersão de resultados, o tipo de carregamento utilizado não influenciou de forma significativa a média das resistências à compressão, quando comparada com corpos de prova com mesmas dimensões.



- b) Em virtude da variabilidade observada neste trabalho, a escolha de corpos de prova com escala reduzida produzidos com pasta pode não ser a alternativa mais adequada visando a redução dos consumos de matérias primas
- c) Recomenda-se o estudo em corpos de prova em escala reduzida com argamassas, mesmo que com a parcela mais fina do agregado miúdo, visando reduzir a influência da instabilidade dimensional.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado da Bahia (FAPESB) pela bolsa de mestrado concedida a aluna Fernanda Melo Reis e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGECEA/UEFS).

5 Referências

- [1] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. - NBR 5738, Rio de Janeiro, 2015.
- [2] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos - NBR 7215, Rio de Janeiro, 2019.
- [3] COSTA, F. N.; RIBEIRO, D. V. Reduction in CO₂ emissions during production of cement, with partial replacement of traditional raw materials by civil construction waste (CCW). *Journal of Cleaner Production*, v. 276, p. 123302, 2020.
- [4] SANTOS, T. A. obtenção de clínquer portland a partir da utilização do fino de rocha granítica (frg) e do resíduo de telhas de cimento-amianto (RCA) como matérias-primas alternativas. Salvador, 2021, Tese (doutorado) - Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, 235 p.
- [5] ANDRADE NETO, J. S.; MARIANI, B. B.; AMORIM JUNIOR, N. S.; RIBEIRO, D. V. Effects of TiO₂ waste on the formation of clinker phases and mechanical performance and hydration of Portland cement. *CEMENT*, v. 9, p. 100036, 2022.
- [6] CORDEIRO, G. C. Utilização de Cinzas Ultrafinas do Bagaço de Cana-De-Açúcar e da Casca de Arroz como Aditivos Minerais em Concreto. Rio de Janeiro, 2006, Tese (doutorado) - COPPE, Universidade Federal da Rio de Janeiro, 485 p.
- [7] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. L. M. Concreto: estrutura propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [8] SEO, S. A Review and Comparison of Methods for Detecting Outliers in Univariate Data Sets. Dissertação (Master of Science) — University of Pittsburgh, Pennsylvania, 2006.



-
- [9] ZHANG, Y.; MERATNIA, N.; HAVINGA, P. A taxonomy framework for unsupervised outlier detection techniques for multi-type data sets. Enschede, 2007.
- [10] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland - Requisitos - NBR 16697, Rio de Janeiro, 2018.
- [11] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland — Determinação da pasta de consistência normal. - NBR 16606, Rio de Janeiro, 2018.
- [12] WADSÖ, L.; WINNEFELD, F.; RIDING, K.; SANDBERG, P. Calorimetry. In: SCRIVENER, K.; SNELLINGS, R.; LOTHENBACH, B. A Practical Guide to Microstructural Analysis of Cementitious Materials. CRC Press, 2016.
- [13] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos - NBR 5739, Rio de Janeiro, 2018.



01-006 - Avaliação físico-mecânica de compósitos cimentícios de fosfato de magnésio reforçados com fibras de álcool polivinílico (PVA)

DANILO C. LIMA¹, MARCO A. S. S. ARGÔLO², DANIEL V. RIBEIRO³

¹ Escola Politécnica, Programa de Pós-graduação em Eng. Civil, UFBA, Salvador, Bahia

² Escola Politécnica, Graduação em Eng. Civil, UFBA, Salvador, Bahia

³ Escola Politécnica, Dept. de Ciência e Tecnologia de Materiais, UFBA, Salvador, Bahia.

* dcarvalhoetm@gmail.com

Resumo

Os cimentos de fosfato de magnésio (CFM) pertencem à classe das cerâmicas quimicamente ligadas (CBPC's), atingindo propriedades satisfatórias sem sinterização. Como toda a cerâmica, o CFM apresenta baixa resistência à flexão, o que pode ser atenuado por meio da introdução de fibras. Este estudo investiga o impacto da introdução de fibras de álcool polivinílico (PVA) nas propriedades físico-mecânicas de matrizes cimentícias de fosfato de magnésio. Foram adicionadas fibras nos teores de 2%, 3,5% e 5%, em relação ao volume total da matriz cimentícia. À medida que o teor de fibras de PVA aumentou, houve uma redução gradual na trabalhabilidade das misturas, além do aumento na absorção de água e na porosidade aparente. Foi observado um aumento na resistência à tração na flexão e à compressão em função da adição de fibras. Identificou-se que o teor ótimo de incorporação foi igual a 3,5% de fibras de PVA, proporcionando uma maior resistência à fratura.

Palavras-chave: Cimento de fosfato de magnésio; Propriedades físico-mecânicas; Fibras de PVA; compósitos.

Physical-mechanical evaluation of magnesium phosphate cement composites reinforced with polyvinyl alcohol (PVA) fibers

Abstract

Magnesium phosphate cements (MPCs) belong to the class of chemically bonded ceramics (CBPCs) and achieve satisfactory properties without sintering. Like all ceramics, CFM has low flexural strength, a problem mitigated by the introduction of fibers. This study investigates the impact of introducing polyvinyl alcohol (PVA) fibers on the physical-mechanical properties of magnesium phosphate cement matrices. Fibers were added at levels of 2%, 3.5% and 5% in relation to the total volume of the cementitious matrix. As the PVA fiber content increased, there was a gradual reduction in the workability of the mixtures, as well as an increase in water absorption and apparent porosity. An increase in flexural tensile strength and compressive strength was observed as a result of the addition of fibers. It was identified that the optimum incorporation content was 3.5% PVA fibers, providing greater resistance to fracture.

Keywords: Magnesium phosphate cement; physical-mechanical properties; PVA fibers; composites.



1 Introdução

O cimento Portland é amplamente consumido no mundo, mas sua produção gera significativos impactos ambientais, sendo responsável por cerca de 8% das emissões globais de CO₂, com o Brasil contribuindo com aproximadamente 2,5% desse total [1]. Além disso, a indústria do cimento causa emissão de metais pesados, partículas na atmosfera, erosão do solo pela extração de matérias-primas e contaminação de corpos d'água com substâncias tóxicas [2, 3]. No entanto, a construção civil desempenha um vetor de dinamismo do crescimento econômico, especialmente em países em desenvolvimento como o Brasil.

Para mitigar esses impactos, é necessário buscar substitutos para o cimento Portland para aplicações específicas, como o cimento de fosfato de magnésio (CFM), que possui superioridade mecânica e química. O CFM é formado pela reação ácido-base entre óxido de magnésio (MgO) calcinado e uma solução ácida de fosfato, resultando na formação de diversas fases, principalmente a estruvita (NH₄MgPO₄·6H₂O) [4, 5]. A reação é rápida e exotérmica, necessitando o uso de magnésia calcinada para reduzir a reatividade.



As cerâmicas de fosfato de magnésio pertencem à família das cerâmicas de fosfato quimicamente ligadas (CBPC) devido ao seu processo de obtenção à temperatura ambiente. Possuem propriedades físico-químicas únicas que são superiores às dos cimentos hidráulicos tradicionais devido à sua ligação química iônica-covalente, resultando em maior resistência à compressão inicial e dureza. Essas cerâmicas oferecem vantagens econômicas e tecnológicas, como menor alcalinidade, toxicidade e inflamabilidade. Os fatores que influenciam as propriedades finais dessas cerâmicas incluem o tipo e o retardante utilizado [5].

Os compósitos são projetados para apresentarem a combinação criteriosa das melhores características de cada material constituinte (ação combinada), sendo que a união dessas propriedades resulta em um material com desempenho superior ao dos componentes analisados separadamente. A utilização de compósitos cimentícios reforçados com fibras na construção civil, notadamente como reforço em argamassas e concretos, dá-se pela fragilidade intrínseca



desses elementos bem como pelas suas baixas resistências à tração. Considerando-se a grande capacidade que as fibras possuem em suportar tensões de cisalhamento e de tração, o seu emprego nesse tipo de compósito representa uma alternativa viável para substituição de barras de aço [6].

Essa classe de compósitos é formada por duas fases: a matriz, fase contínua que envolve a fase dispersa. Como são materiais com propriedades distintas, a principal função da fase contínua é assegurar a ligação, enquanto a descontínua agrega reforço. As propriedades dos compósitos dependem do tipo e características da matriz, tipo e rigidez da fibra utilizada, e as características de interação entre as fases [6], sendo que é de extrema relevância a observância da interface fibra/matriz para o desempenho do compósito.

A incorporação de fibras na matriz cimentícia aumenta, além da resistência mecânica, a capacidade do material em absorver energia (tenacidade e ductilidade), pois elas funcionam como uma espécie de costura, evitando microfissuras e distribuindo tensões ao longo do compósito.

No presente estudo foram avaliadas fibras de álcool-polivinílico (PVA), cuja sintetização ocorre a partir da hidrólise do monômero poliacetado de vinila. Essas fibras têm propriedades inodoras e insípidas, apresentando-se como um material translúcido. O PVA é parcialmente solúvel em álcool, mas insolúvel em outros solventes orgânicos [7]. Além disso, possuem alta resistência à tração, alto módulo de elasticidade e são alcali-resistentes, características que as aproximam das macrofibras de aço e polipropileno para aplicações estruturais. Destaca-se que as fibras de PVA são hidrofílicas e, por isso, possuem elevada adesão química e friccional à matriz cimentícia, sofrendo considerável dano no processo do arrancamento [8, 9].

O presente trabalho investigou a incorporação de microfibras de PVA na matriz cimentícia de fosfato de magnésio, com o objetivo de avaliar como as propriedades físico-mecânicas e reológicas do CFM poderiam ser alteradas.

2 Materiais e Métodos

2.1 Materiais

Os materiais utilizados para o desenvolvimento deste trabalho foram: sínter magnésiano OPS 090-200 (IBAR NORDESTE); monofosfato dihidrogênio amônio Dripsol MAP (SQM Vitas Brasil); tripolifosfato de sódio (Êxodo Científica); ácido bórico (Êxodo Científica); microfibras descontínuas com filamento contínuo de álcool-polivinílico Kuralon RF400 (Kuraray) com 12 mm de comprimento; areia de dimensão máxima característica igual a 1,18 mm e módulo de finura de 1,75, comercializada na região de Salvador/BA; e água para amassamento fornecida pelo sistema de abastecimento da cidade do Salvador/BA.

2.2 Métodos

2.2.1 Moldagem dos compósitos

Para a produção do cimento de fosfato de magnésio foram utilizadas proporções dos componentes semelhantes à de pesquisas já desenvolvidas no próprio Laboratório de Ensaios em Durabilidade dos Materiais [9], e em trabalhos encontrados na literatura, por não haver ainda um método de dosagem consolidado. Os teores de fibras estudados assemelharam-se com os analisados por [10,11]. A incorporação das fibras na mistura deu-se de forma aleatória. A tabela 1 apresenta as proporções da dosagem utilizadas.

Tabela 1. Dosagem da matriz cimentícia e teores das fibras de PVA.

Formulação	Fibra (%) *	MgO	ADP	H ₃ BO ₃	STP	Areia	Água
PVA-0	0,00						
PVA-20	2,00						
PVA-35	3,50	1,00	0,43	0,10	0,10	1,00	0,50
PVA-50	5,00						

Fonte: Os Autores.

2.2.2 Avaliação das Propriedades Físicas dos Compósitos de CFM

As propriedades físicas dos compósitos foram avaliadas quanto à massa específica (picnômetro a hélio Micrometrics Accupyc 1340), densidade e porosidade aparentes, conforme princípio de Arquimedes e ASTM C20-00 (ASTM, 2022), absorção de água por capilaridade (ABNT NBR



9779, 2012) após 1, 3, 7, 14, 28 dias. Para cada ensaio, tomado individualmente, foram moldados 3 (três) corpos de prova (CP) para cada idade (totalizando 15), sendo que para o ensaio de picnometria foi moldado um corpo de prova para cada idade, totalizando quatro CP's.

2.2.3 Avaliação das Propriedades Mecânicas dos Compósitos de CFM

A resistência à compressão axial dos compósitos de CFM foi avaliada conforme ABNT NBR 13279 (ABNT, 2005), utilizando-se máquina de ensaios universal INSTRON com célula de carga de 200 kN; módulo de ruptura (MOR, equação 2) e índice de tenacidade (I_{10} , equação 3) através de ensaio de flexão 3 pontos com base na ASTM C 293 (ASTM, 2016, utilizando-se máquina de ensaios universal INSTRON com célula de carga de 10 kN.

O índice I_{10} é calculado conforme ASTM C1018 (ASTM, 1997) por meio da razão entre a área da curva do ponto de primeira fissura (T_{LOP}) pela área até um ponto distando 5,5 vezes o valor da primeira fissura (T_{10}). Para determinação da área sob a curva foi utilizado o *software* Origin.

$$I_{10} = \frac{T_{5.5}}{T_{LOP}} \quad (2)$$

$$MOR = \frac{3P_{max} \cdot L}{2be^2} \quad (3)$$

Em que P_{max} corresponde à carga máxima obtida no ensaio, L ao vão de ensaio, b à largura do corpo de prova, e à espessura do corpo de prova, $T_{5.5}$ à área sob a curva a uma distância 5,5 vezes do ponto de primeira fissura, e T_{LOP} corresponde à área sob a curva até o ponto de primeira fissura.

3 Resultados e discussões

3.1 Caracterização das matérias-primas

As características físicas das matérias-primas e suas respectivas composições químicas, em óxidos, são resumidas nas Tabelas 2 e 3.

De acordo com os dados encontrados nas Tabelas 2 e 3 pode-se notar que o óxido de magnésio é o reagente que possui maior área superficial específica e teor de pureza acima de 90%. Segundo ÖZKAN e ÇOBAN [12] há uma relação diretamente proporcional entre a área superficial do

MgO e a reatividade da mistura, notadamente no tempo de pega do cimento, de modo que quanto maior a área do óxido de magnésio, menor o tempo útil para as reações de hidratação ocorrerem. O valor de 0,86 m²/g encontrado para o MgO está em consonância com alguns estudos realizados [13, 14], porém outros estudos [15, 16] recomendam área superficial ainda menor, entre 0,20 a 0,30 m²/g.

Tabela 2. Propriedades físicas das matérias-primas usadas para produção dos compósitos de CFM

Identificação	Densidade (g/cm ³)	Área Superficial (m ² /g)	D _{eq} (mm)	Comprimento (mm)
MgO	3,65	0,86	0,002	-
ADP	1,81	0,12	0,027	-
H ₃ BO ₃	1,52	0,36	0,070	-
STP	2,51	0,11	0,007	-
Areia	2,65	0,11	0,007	-
Fibra PVA	1,35	-	0,200	12

Fonte: Os autores (2023).

Tabela 3. Composição química, em óxidos, dos constituintes dos compósitos de CFM

Óxido	Magnésia		ADP		Areia	
	Teor (%)	Desvio	Teor (%)	Desvio	Teor (%)	Desvio
MgO	91,28	± 1,67	-	-	-	-
P ₂ O ₅	-	-	78,58	± 0,43	-	-
SiO ₂	5,98	± 0,18	15,62	± 0,18	98,89	± 1,29
Al ₂ O ₃	0,62	± 0,11	3,95	± 0,18	0,90	± 0,19
Fe ₂ O ₃	1,37	± 0,01	0,16	± 0,01	0,12	± 0,01
CaO	0,62	± 0,01	0,12	± 0,01	0,02	± 0,01

Fonte: Os autores (2023).

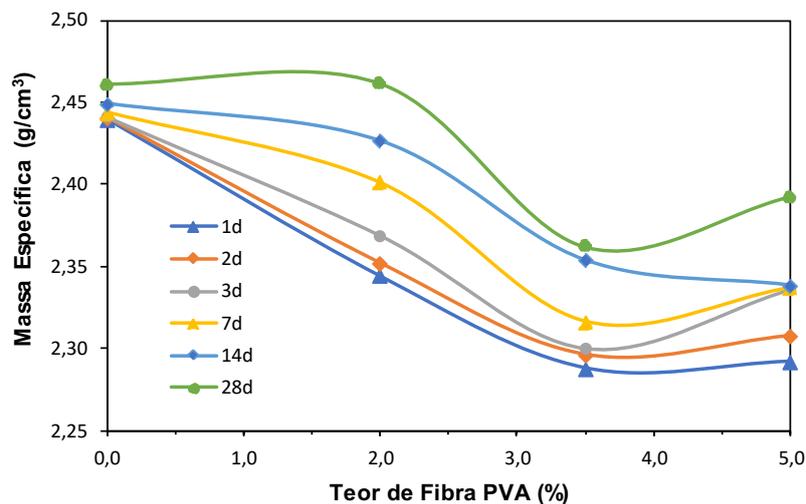
Outro fator determinante para a reatividade da mistura é o grau de pureza do MgO [14, 15]. Quanto maior este teor, maior será a reatividade, pois quanto maior o grau de pureza mais uniformidade é apresentada pela microestrutura do MgO, o que facilita a sua reação com o ácido fosfórico ou outros agentes de fosfato durante a formação do cimento de fosfato de magnésio (CFM). O teor encontrado para o sinter magnésiano utilizado neste trabalho, aproximadamente 91%, está dentro da faixa recomendada por HAQUE *et al.* [15] e JUN *et al.* [16], entre 85 e 98%.

A areia utilizada para produção das argamassas apresentou baixo teor de óxido de cálcio (0,02%), sendo, portanto, indicado o seu uso [17]. Quando presente em teores elevados no agregado miúdo, o CaO reage com o ADP presente na mistura gerando uma competição na reação e o MgO pode não reagir satisfatoriamente [11].

3.2 Avaliação das Propriedades Físicas dos Compósitos de CFM

As massas específicas dos compósitos de CFM com diferentes teores de fibras de PVA, obtidas por meio de picnometria a gás hélio após 1, 2, 3, 7, 14 e 28 dias são apresentadas na Figura 1.

Figura 1. Massa específica dos compósitos de CFM com adição de fibras de PVA, em diferentes idades.

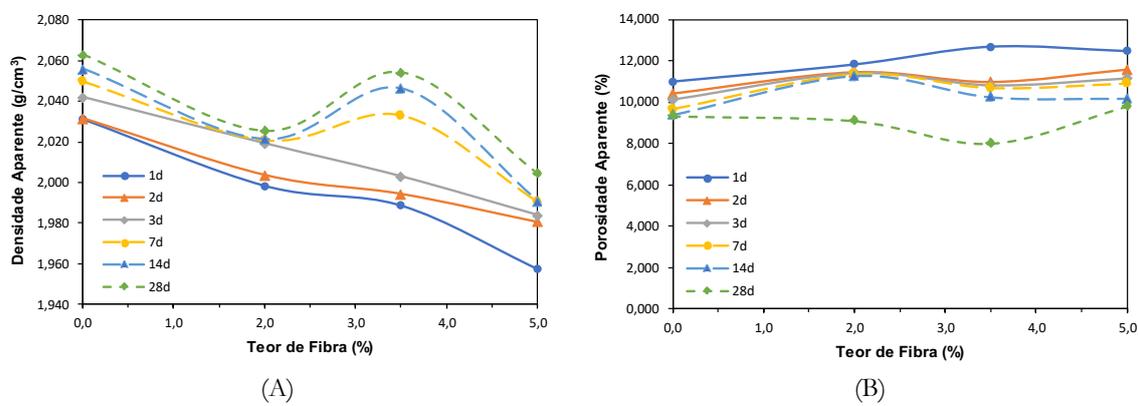


Fonte: Os Autores (2023).

Conforme esperado, há um aumento da densidade dos compósitos com o passar do tempo, evidenciando um maior desenvolvimento da matriz. Observa-se que a adição de fibras resulta em uma redução da densidade, uma vez que a densidade da fibra ($1,35 \text{ g/cm}^3$) é bastante inferior à da matriz de CFM (cerca de $2,45 \text{ g/cm}^3$), o que também foi observado em outros estudos [12, 13]. Adicionalmente, a incorporação das fibras reduz o empacotamento das partículas, reduzindo a densidade [13].

A densidade e a porosidade aparentes dos compósitos foram avaliadas por meio do Princípio de Arquimedes. Apesar do aumento da densidade com o passar do tempo de cura, devido ao contínuo processo de formação de fases que ocorre nas matrizes CFM [14], a adição de fibras de PVA à matriz de cimento de fosfato de magnésio provocou redução da densidade aparente (Figura 2A) e aumento na porosidade aparente (Figura 2B) dos compósitos.

Figura 2. (A) Densidade e (B) Porosidade aparentes dos compósitos de CFM contendo fibras de PVA, após 1, 2, 3, 7, 14 e 28 dias de hidratação.



Fonte: Os Autores (2023).

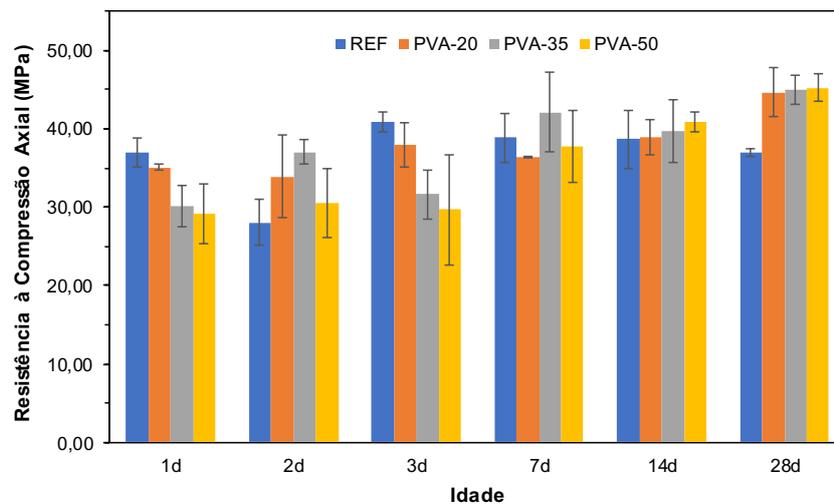
A porosidade aparente dos compósitos de CFM está de acordo com trabalhos de Haque *et al.* [15] e por Jun e Dong [16, 17], que também registraram redução de porosidade com adição de baixos teores de fibra de PVA.

3.3 Avaliação das Propriedades Mecânicas dos Compósitos de CFM

Os resultados de resistência à compressão axial dos compósitos de CFM contendo diferentes teores fibras de PVA, em função do tempo, são apresentados na Figura 3. Observa-se que após 24 horas, a matriz de referência (sem fibras) atingiu resistência igual a 36 MPa, o que representa cerca de 98% da resistência total alcançada aos 28 dias (40 MPa). Isto evidencia que a matriz de CFM adquire boa parte da sua resistência resultante final nas primeiras idades, não havendo grandes variações com o passar do tempo.

A adição das fibras de PVA provocou uma redução da resistência o momento inicial, mas foi responsável por aumentos significativos, entre 28% e 29%, aos 28 dias. No entanto, não foi observada diferença significativa na resistência dos compósitos em consequência do aumento do teor de fibras entre 2,0%, 3,5% e 5,0%, atingindo valores médios iguais a 45 MPa.

Figura 3. Resistência à compressão axial dos compósitos de CFM com fibras de PVA com 1, 2, 3, 7, 14 e 28 dias.

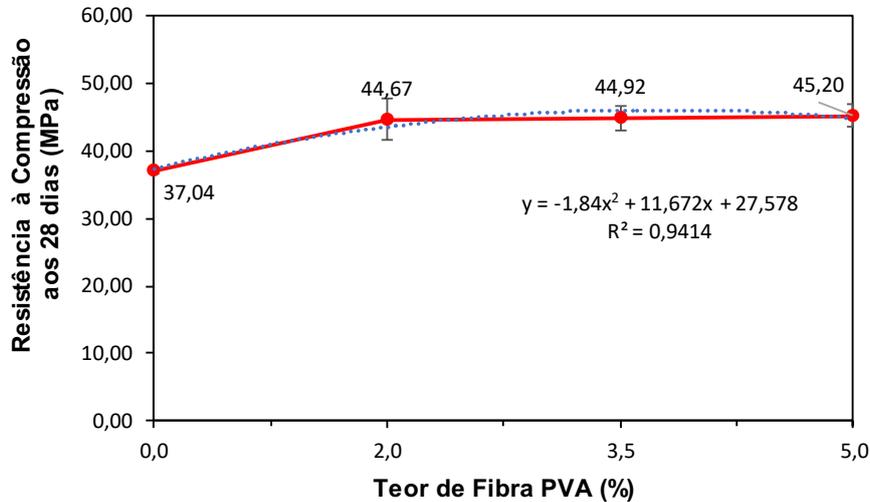


Fonte: Os Autores (2023).

Pesquisas recentes [18, 21] demonstraram que as fibras de PVA influenciaram positivamente nos resultados de resistência à compressão em matrizes de CFM, entretanto, em altas dosagens o efeito pode ser negativo, devido à elevada probabilidade de haver aglomeração das fibras, ocasionando dispersão inadequada das fibras na matriz.

A Figura 4 apresenta uma correlação entre o teor adicionado de fibras de PVA e a resistência à compressão axial nestes compósitos, aos 28 dias. O modelo que mais se ajustou a esses dois parâmetros foi polinomial de segunda ordem, em que se constatou coeficiente de confiabilidade R^2 igual a 94%. O formato da curva de tendência, parabólico com concavidade negativa, demonstra a tendência de a resistência à compressão atingir um valor máximo para determinado volume de fibra, estabilizar-se e sofrer conseqüente redução para volumes elevados de fibras.

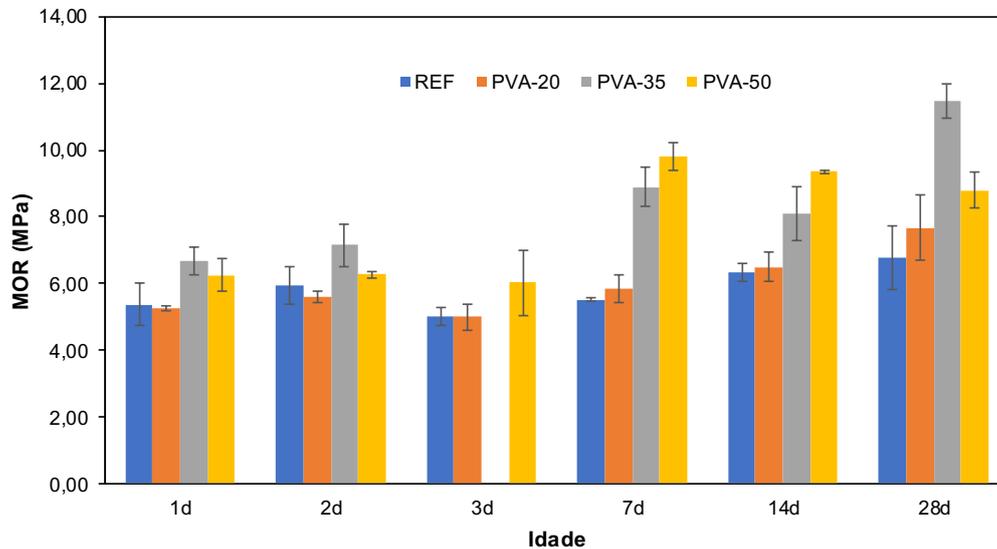
Figura 4. Correlação entre o teor de fibra e a resistência à compressão dos compósitos de CFM com fibras de PVA, aos 28 dias.



Fonte: Os Autores (2023).

Os resultados de módulo de ruptura (MOR) para os compósitos com fibras de PVA e a influência da idade de cura estão apresentados na Figura 5. A composição de referência (sem fibras) atingiu 5,37 MPa após 1 dia, valor que corresponde a cerca de 79% do valor total alcançado aos 28 dias (6,76 MPa), evidenciando que a matriz adquire maior parte da sua resistência nas primeiras idades, sem grandes variações ao longo do tempo. Em contrapartida, as formulações com adição de fibras apresentaram valores semelhantes aos de referência nas primeiras idades, no entanto, a partir de sete dias, o aumento do MOR se tornou mais significativo, sobretudo nas composições contendo 3,5% e 5,0% de fibra. Aos sete dias, o MOR para as composições de referência e contendo 2,0%, 3,5% e 5,0% foram iguais a 5,52 MPa, 5,83 MPa, 8,89 MPa e 9,82 MPa, respectivamente, representando um aumento que atingiu 78,0% no MOR dos compósitos contendo 5,0% de fibras, evidenciando a eficiência das fibras de PVA como dissipadoras de tensões. Segundo Nazar [19, 22], as fibras de PVA têm a capacidade de confinar trincas e fissuras, impedindo sua expansão descontrolada. Isso resulta em um efeito de ligação intermolecular que auxilia na contenção do crescimento das fissuras, melhorando a durabilidade e a resistência do compósito.

Figura 5. Módulo de Ruptura (MOR) dos compósitos de CFM com fibras de PVA com 1, 2, 3, 7, 14 e 28 dias.

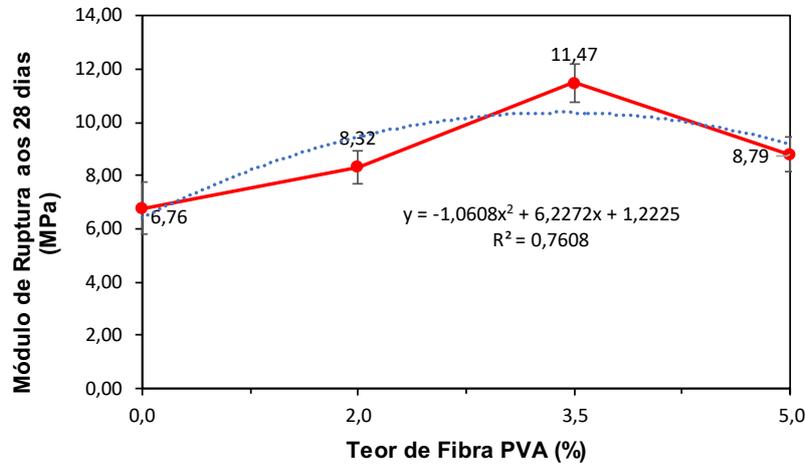


Fonte: Os Autores (2023).

Observa-se que a formulação com 3,5% de fibra de PVA foi a que registrou MOR máximo em comparação com as outras composições, indicando que este pode ser o teor ótimo a fim de se otimizar os resultados mecânicos à tração na matriz de CFM. O modelo mais ajustado de correlação entre o teor de fibras e o módulo de ruptura de compósitos de CFM, aos 28 dias (Figura 6), foi do tipo polinomial de segunda ordem, com coeficiente de confiabilidade R^2 igual a 76%, evidenciando, portanto, a tendência mencionada de alcance de valor máximo em determinado volume incorporado de fibra, e sua consequente redução a partir desse ponto através da gradual adição de fibra.

Os resultados mostram claramente que a adição de fibras de PVA à matriz de CFM melhorou a tenacidade do compósito, isto é sua capacidade de absorver energia até sua ruptura. Pesquisas recentes [19, 20] mostram que as fibras de PVA têm a capacidade de confinar trincas e fissuras, impedindo sua expansão descontrolada. Isso resulta em um efeito de ligação intermolecular que auxilia na contenção do crescimento das fissuras, melhorando a durabilidade e a resistência do compósito.

Figura 6. Correlação entre o teor de fibra e o módulo de ruptura (MOR) dos compósitos de CFM com fibras de PVA, após 28 dias de moldagem.



Fonte: Os Autores (2023).

4 Conclusões

A partir dos resultados apresentados, é possível concluir que:

- As fibras de PVA provocam redução da massa específica e densidade aparente nos compósitos por possuírem menor massa específica que os demais componentes da mistura de CFM, sendo proporcional ao teor de fibra adicionado, além de alterar a reologia da mistura e dificultar seu empacotamento;
- Cerca de 98% da resistência do CFM é atingida após 24 horas e aumentos da resistência após este momento é consequência da adição de fibras;
- As fibras de PVA contribuem para aumento da resistência à compressão axial, não havendo grande variações entre os teores analisados, sobretudo a partir dos 14 dias de idade, sendo a melhoria em torno de 29%;
- O MOR para as composições de referência (5,52 MPa) foi significativamente aumentado (9,82 MPa) em compósitos contendo 5,0% de de fibras de PVA, representando um aumento que atingiu 78.0% e evidenciando a eficiência das fibras de PVA em atuarem como dissipadoras de tensões.



Agradecimentos

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado da Bahia, à Kuraray South America pela doação de fibras de PVA, e à Anton Paar Brasil pelo apoio prestado.

5 Referências

- [1] Andrew, R. M.: *Global CO₂ emissions from cement production, 1928–2018*, Earth Syst. Sci. Data, 11, 1675–1710, <https://doi.org/10.5194/essd-11-1675-2019>, 2019.
- [2] ROCHA, J. H. A.; TOLEDO FILHO, R. D.; CAYO-CHILENO, N. G. Sustainable alternatives to CO₂ reduction in the cement industry: A short review. **Materials Today: Proceedings**, v. 57, p. 436-439, 2022.
- [3] MAURY, M. B.; BLUMENSCHHEIN, R. N. Produção de cimento: Impactos à saúde e ao meio ambiente. **Sustentabilidade em Debate**. 2012.
- [4] SANTOS, R. B.; BRAGA, J. M.; COSTA, K. G. V. Uma análise sobre o potencial do setor de construção civil na dinamização do mercado de trabalho brasileiro nos anos recentes. **A Economia Em Revista - AERE**, 28(3).
- [5] RIBEIRO, D.V.; PAULA, G.R.; MORELLI, M.R. Effect of boric acid content on the properties of magnesium phosphate cement. *Construction and Building Materials*, v. 214, p. 557-564, 2019a.
- [6] RIBEIRO, D. V; SANTOS, S. B.; DIAS, C. M. R.; SANTANA, A. H.; AMARAL, I. B. C.; NETO, J. S. A; CILLA, M. S.; AMORIM JR, N. S.; LIMA, P.R.L.; PINTO, S. A.; SIQUEIRA, T. P. L; SANTOS, T.A. **Princípios da Ciência dos Materiais Cimentícios: Produção, Reações, Aplicações e Avanços Tecnológicos**. Ed.: Appris. ISBN.:978-95-250-0238-5, p.569, 2021.
- [7] SOUZA, B. V. de *et al.* **Nanocompósitos de nanowhiskers de fibra de mandioca e álcool polivinílico empregando eletrofição**. 2021. Dissertação de Mestrado. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.
- [8] SOUZA, F. R. **Concreto reforçado com fibras de PVA aplicado a pavimentos aeroportuários: propriedades mecânicas e dimensionamento**. 2021. 121 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC). Rio de Janeiro, 2021.
- [9] NOVAES, M. P. **Influência das características físicas do MgO e do ADP na reação de formação e nas propriedades físico-mecânicas do cimento de fosfato de magnésio**. 2022. 127 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal da Bahia. Salvador, 2022.
- [10] H. Feng, Z. Li, W. Wang, G. Liu, Z. Zhang, D. Gao, Deflection hardening behaviour of ductile fibre reinforced magnesium phosphate cement-based composite, **Cement Concret Composites**. 121 (2021), 104079, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104079>.
- [11] SAID, Shwan H.; RAZAK, Hashim Abdul; OTHMAN, Ismail. Flexural behavior of engineered cementitious composite (ECC) slabs with polyvinyl alcohol fibers. **Construction and building materials**, v. 75, p. 176-188, 2015.
- [11] YANG, Q. et al. Properties and applications of magnesia-phosphate cement mortar for rapid repair of concrete. **Cement & Concrete Composites Journal**, v. 30, n. 11, p. 1807-1813, 2000.

- [12] ÖZKAN, Şükrü; ÇOBAN, Ömer. The hybrid effects of basalt and PVA fiber on properties of a cementitious composite: Physical properties and non-destructive tests. **Construction and Building Materials**, v. 312, p. 125292, 2021
- [13] SOUDÉE, Emmanuel; PÉRA, Jean. Influence of magnesia surface on the setting time of magnesia-phosphate cement. *Cement and concrete research*, v. 32, n. 1, p. 153-157, 2002.
- [14] RIBEIRO, D.V.; PAULA, G.R.; MORELLI, M.R. Effect of MgO/NH₄H₂PO₄ Ratio on the Properties of Magnesium Phosphate Cements. **Materials Research**, v.23, n. 2, 2020.
- [15] HAQUE, M. Aminul et al. Evaluating the physical and strength properties of fibre reinforced magnesium phosphate cement mortar considering mass loss. **Construction and Building Materials**, v. 217, p. 427-440, 2019.
- [16] JUN, L.; SHENG, J. Y.; CHENG, J.; ZHISHAN, X. Improvement and mechanism of the mechanical properties of magnesium ammonium phosphate cement with Chopped fibers. **Construction and Building Materials**, v. 243, 2020.
- [17] NOUSHINI, Amin; SAMALI, Bijan; VESSALAS, Kirk. Flexural toughness and ductility characteristics of polyvinyl-alcohol fibre reinforced concrete (PVA-FRC). **In: Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS 2013**. 2013.
- [18] WANG, Lei et al. The influence of fiber type and length on the cracking resistance, durability and pore structure of face slab concrete. **Construction and building materials**, v. 282, p. 122706, 2021.
- [19] NAZAR, Sohaib et al. Investigating the Influence of PVA and PP Fibers on the Mechanical, Durability, and Microstructural Properties of One-Part Alkali-Activated Mortar: **An Experimental Study**. **Journal of Materials Research and Technology**, 2023.
- [20] PAKRAVAN, H. R.; JAMSHIDI, M.; LATIFI, M. The effect of hydrophilic (polyvinyl alcohol) fiber content on the flexural behavior of engineered cementitious composites (ECC). **The Journal of The Textile Institute**, v. 109, n. 1, p. 79-84, 2018.
- [21] DONG, Peng et al. A study on magnesium phosphate cement mortars reinforced by polyvinyl alcohol fibers. **Construction and Building Materials**, v. 302, p. 124154, 2021.
- [22] FENG, Hu et al. Mechanical properties of high ductility hybrid fibres reinforced magnesium phosphate cement-based composites. **Composite Structures**, v. 284, p. 115219, 2022.



01-008 - Estudo de caso de avaliação da efetividade do ensaio reconstituição de traços através da resistência à compressão axial do concreto

FRANCISCO, L. C. L.^{a,*}; LAURA V. M.^b; ARTHUR M. P. G. C.^c; IGOR P. G. C.^d
LEONARDO B. P.^e

^{a,b,c} Engenheiro Civil, PI Engenharia Diagnóstica Belo Horizonte, Brasil;

^{d,e} Engenheiro Civil, Msc., PI Engenharia Diagnóstica Belo Horizonte, Brasil;

* estruturas@piengenharia.com.br

Resumo

O diagnóstico de estruturas em utilização é um desafio, pois envolve logística de recursos financeiros e de tempo, além de interferir em sua utilização e na dinâmica de seus usuários. O ensaio de reconstituição de traços é uma alternativa interessante para se definir propriedades de matrizes cimentícias, visto que traz resultados importantes sobre o material, como o teor de cimento e a resistência. Este estudo visa avaliar os resultados obtidos com base em um estudo de caso utilizando o ensaio de reconstituição de traços em detrimento dos procedimentos de FRX ou Resistência Mecânica, realizados em amostras diferentes. Observou-se uma proximidade entre os resultados obtidos para propriedades das amostras analisadas, o que indica possibilidade de utilização do ensaio de reconstituição em paralelo com ensaio de resistência à compressão para uma análise mais confiável e efetiva.

Palavras-chave: *Reconstituição de Traços; Resistência Mecânica; Cimento Portland; Durabilidade.*

Case studies on determining the resistance to axial variation of concrete using the trace reconstruction test

Abstract

The diagnosis of structures in use is a challenge, as it involves logistics of financial resources and time, in addition to interfering in their use and the dynamics of their users. The trace reconstruction test is an interesting alternative to define properties of cement matrices, since it provides important results about the material, such as cement content and strength. This study aims to evaluate the results obtained based on a case study using the trace reconstruction test instead of the XRF or Mechanical Strength procedures, performed on different samples. A proximity was observed between the results obtained for the properties of the analyzed samples, which indicates the possibility of using the reconstitution test in parallel with the compressive strength test for a more reliable and effective analysis.

Keywords: *Reconstitution of Traces; Mechanical Resistance; XRF; Portland cement; Durability*



1 Introdução

As construções civis são responsáveis por garantir a infraestrutura do cotidiano da sociedade, por meio de instalações residenciais, comerciais, industriais ou infraestrutura urbana. Nesse contexto, grande parte das construções civis são feitas em concreto armado, especialmente no Brasil.

Nesse cenário, a durabilidade dos elementos de estruturas de concreto armado é um dos temas mais discutidos no setor. O intuito de se garantir que estruturas mantenham a funcionalidade orientada em projeto é legítimo, uma vez que garante a utilização, segurança e conforto dos seus usuários.

A ABNT NBR 6118:2022 [1], referência para normatização do concreto armado no Brasil, estabelece, por exemplo, requisitos para o material. São propostos valores mínimos para consumo de cimento por m³ de concreto e máximos para relação água/cimento. Além disso, a classe de resistência mínima. Essas características são tomadas com base na classe de agressividade da estrutura, visando garantir sua durabilidade.

Assim, conhecer as propriedades do concreto ou argamassa que compõe os elementos dessa estrutura é fundamental para avaliar o seu estado de utilização e propor ações em prol de sua manutenção ou recuperação. Nesse contexto, o conhecimento acerca do traço utilizado em um concreto de uma estrutura já concebida é um importante parâmetro para avaliar a capacidade que esse material tem que resistir às ações do meio ambiente em que está inserido e de seus usuários.

Para obtenção do traço do concreto, pode ser feito um ensaio de reconstituição de traços, em prol de identificar os teores dos materiais utilizados no concreto ou argamassa. Este ensaio fornece respostas quanto à quantidade utilizada de cimento, agregados e água. Dessa forma, é possível entender características que o material apresenta, além das perspectivas do que se espera dele.

Além disso, outros ensaios como o FRX e a determinação da resistência à compressão axial, possibilitam a obtenção de parâmetros chaves para uma análise acerca do material. O FRX se refere ao ensaio de “fluorescência de raios-X”, que corresponde a uma técnica de utilização de ondas para identificar os componentes químicos da amostra analisada. Além disso, o ensaio de

determinação da resistência à compressão axial, um dos mais utilizados na construção civil, determina a resistência mecânica que um testemunho de concreto possui.

O ensaio de reconstituição de traços oferece diversas vantagens para o diagnóstico de estruturas. A realização de análises pontuais e específicas fornece um mapa de pontos críticos em locais desejados, que passam a ser estratégicos. Nesse contexto, a tomada de decisões se torna mais eficiente para cada caso específico.

Nesse contexto, o presente estudo visa apresentar um estudo de caso em que se avaliou a possibilidade de utilização do ensaio de reconstituição de traços em paralelo com o ensaio de resistência à compressão axial, para uma validação do ensaio laboratorial. Em conjunto, ensaios complementares são realizados nas amostras, com o objetivo de comparação e análise dos resultados obtidos e identificação da viabilidade e relevância da execução desses procedimentos para se obter uma tendência de comportamento do compósito.

2 Materiais e Métodos

2.1 Amostras utilizadas e ensaios

Foram utilizadas amostras de extraídas de diferentes estruturas de concreto armado, em que o ensaio de reconstituição de traços foi feito, em conjunto com outros ensaios, sendo FRX ou resistência mecânica à compressão. A tabela 1 detalha os materiais utilizados, sua origem e os procedimentos realizados em cada caso.

Tabela 2. Amostras utilizadas

Identificação	Origem	FRX	Determinação da resistência mecânica	Reconstituição de traços
A	Amostra de concreto proveniente de uma ponte rodoviária de idade desconhecida.	X		X
B	Amostra de concreto proveniente de uma casa em construção.		X	X
C	Amostra de concreto proveniente de uma estrutura pública de aproximadamente 70 anos.		X	X

Fonte: Os Autores.



2.2 *Ensaios realizados*

O ensaio de reconstituição de traços adotado se baseia na metodologia proposto pelo IPT (1940) [2] e pela ASTM C 1324:2004 [3], possuindo adaptações para uma maior repetibilidade, reprodutibilidade e precisão dos resultados.

A metodologia da reconstituição de traço possui, de forma simplificada, 3 etapas:

- Determinação das perdas ao fogo (PF);
- Determinação do resíduo insolúvel (RI);
- Determinação do teor de sílica solúvel (SiO₂).

A determinação da perda ao fogo visa determinar os valores em suas bases não voláteis. Ou seja, esse fator é obtido para que seja descontado nos seguintes resultados e não se enquadre nos valores posteriores. A determinação do resíduo insolúvel objetiva a obtenção da parcela de agregados miúdos e graúdos.

Ressalta-se que o método não possibilita a distinção entre as partes graúdas e miúdas. A determinação da sílica solúvel tem por objetivo determinar a fração de cimento utilizado para composição do concreto.

Já o ensaio de fluorescência de raio X (FRX) trata-se de um meio químico de interação entre as ondas magnéticas e o elemento de concreto ou argamassa analisado. Este processo ocorre com a emissão de raios x no composto cimentício, que irá produzir uma reflexão secundária. Cada reflexão é referenciada a um componente específico, responsável por respostas de intensidade de raios-X diferentes.

2.3 *Resultados dos ensaios*

Os resultados gerados pelo ensaio de reconstituição de traços utilizados neste estudo são o teor de sílica do aglomerante e o *f_{ik}* estimado. Para o FRX, as análises foram feitas com base nos teores dos componentes químicos do cimento. Por fim, o ensaio de resistência à compressão promoveu a determinação do *f_{ik}* real das matrizes cimentícias. Nesse contexto, as comparações dos resultados foram feitas tendo em vista os produtos gerados.

O estudo do consumo de cimento foi definido a partir da combinação dos resultados da reconstituição de traços e do FRX. O primeiro método obteve esse teor por meio do teor de sílica (SiO₂), que foi extraída da dissolução do material em ácido clorídrico. O segundo ensaio,

por sua vez, definiu a proporção de cimento com base no consumo de Cálcio. Dessa forma, é possível obter o percentual de cimento no concreto por meio de diferentes constituintes. Em resumo, os resultados obtidos para cada ensaio são detalhados na tabela 2.

Tabela 2. Amostras utilizadas

Ensaio	Resultados
Reconstituição de traços	Umidade natural do compósito; Consumo de cimento por m ³ ; Relação a/c; Resistência mecânica à compressão estimada.
FRX	Constituição química do compósito dentro do intervalo do equipamento.
Resistência à Compressão Axial	Resistência à compressão axial do testemunho, dado em MPa.

Fonte: Os Autores.

3 Resultados obtidos

3.1 Resultados para amostra A

Para a amostra A, foram realizados os ensaios de reconstituição de traços e FRX. Ambos são capazes de fornecer uma estimativa para o consumo de cimento por m³ de concreto ou argamassa por meio de componentes químicos. O resultado do ensaio de FRX é apresentado na tabela 3.

Para avaliar o comportamento químico de um concreto, é necessário tomar algumas considerações acerca da composição do material. Por meio das referências avaliadas na revisão bibliográfica, estima-se há uma proporção de cerca de 65% de cálcio no cimento [4].

Mediante os dados obtidos para o ensaio de FRX, o percentual médio de cálcio obtido para a amostra de concreto foi de 11,36%. Para os dados relacionados por meio da revisão bibliográfica, é possível relacionar o teor de cálcio no cimento (estimado) e o teor de cálcio no concreto (obtido no ensaio). Logo tem-se que o consumo de cimento por m³ de concreto é de, em média 16,48%.



Tabela 3. Resultados do ensaio de FRX para amostra A.

Constituinte	Percentual CP 1-1	Percentual CP 1-2	Percentual CP 1-3
K	0,28%	0,25%	0,14%
Ca	12,91%	11,93%	12,25%
Ti	0,02%	0,02%	0,04%
V	0,00%	0,02%	0,00%
Cr	0,01%	0,00%	0,00%
Mn	0,06%	0,06%	0,06%
Fe	1,62%	2,27%	1,40%
L.E.	85,00%	85,35%	86,00%
Zn	0,01%	0,00%	0,00%
Rb	0,01%	0,00%	0,00%
Zr	0,01%	0,00%	0,00%
Se	0,00%	0,00%	0,00%
Hg	0,00%	0,00%	0,00%
Sn	0,01%	0,00%	0,00%
Sr	0,06%	0,06%	0,06%
Co	0,00%	0,00%	0,00%
Ni	0,00%	0,00%	0,00%
Cu	0,00%	0,00%	0,00%

Fonte: Os Autores.

No que se relaciona ao ensaio de Reconstituição de Traços, a proporção obtida de sílica (SiO₂) foi de 3,37% para a massa do concreto. Além disso, considera-se uma proporção de 19% de sílica sob o cimento. Obtém-se, por fim, um consumo de cimento de 17,73% sob a massa do concreto.

Tabela 4. Resultados obtidos para consumo de cimento da amostra de concreto

Amostra	Consumo de cimento estimado pela reconstituição de traços (%)	Consumo de cimento estimado pelo FRX (%)	Varição (%) entre os resultados obtidos
A	17,73	16,49	6,99%

Fonte: Os Autores.

Dessa forma, a obtenção do consumo de cimento por m³ de concreto feito pelo ensaio de FRX foi de 16,49%, enquanto pelo ensaio de Reconstituição de Traços foi de 17,73%. Observa-se que a diferença foi de cerca de 7% entre os resultados.

3.2 Resultados para amostra B e C

Para amostra B e C, foram realizados os ensaios de reconstituição de traços e resistência mecânica à compressão. A tabela 5 apresenta o resultado obtido entre as amostras.

Tabela 5. Resultados obtidos para resistência mecânica dos testemunhos

Amostra	Resistência mecânica estimada pela reconstituição de traços (MPa)	Resistência mecânica pelo ensaio de rompimento do testemunho (MPa)	Variação (%) entre os resultados obtidos
B	14,74	15,60	5,83
C1	34,97	31,80	9,06
C2	42,64	47,60	11,63

Fonte: Os Autores.

Avalia-se que as variações entre os resultados se mostraram abaixo de 15%, indicando baixa variabilidade de dispersão entre os resultados, permitindo o uso dos métodos para uma convalidação dos resultados.

4 Comentários e discussões

Observa-se que o ensaio de reconstituição de traços fornece resultados para análises pontuais de concretos e argamassas, uma vez que equivale a uma extração de uma fração do item. Sendo assim, ocorre a possibilidade de haver acentuações de algumas frações, em função da maneira como ocorreu o lançamento, adensamento e a extração do material. Assim, algumas diferenças entre valores globais ou referentes a outros pontos podem ocorrer dentro de um mesmo elemento. A variação encontrada para o teor de cimento no concreto foi de aproximadamente 7% e, para a resistência mecânica à compressão, em máxima de cerca de 11%.



5 Conclusões

Diante dos resultados obtidos para o ensaio de reconstituição de traços em conjunto com os ensaios complementares de FRX e resistência à compressão axial, é possível observar que há proximidade entre os resultados, possibilitando a aplicação destes para uma convalidação mútua. Dentre os 3 ensaios apresentados, tem-se que o FRX apresenta maior demanda de custo e tempo em relação aos outros dois. Faz-se necessário pontuar também que a extração de amostras para ensaio de reconstituição de traços é menos danosa, pois são frações pequenas do material em seu estado natural. Dessa maneira, torna-se um preparo mais compatível com as atividades dos usuários, restrições do entorno e tempo disponíveis.

Sendo assim, tem-se que o ensaio de reconstituição de traço, quando utilizado em paralelo ao ensaio de resistência à compressão axial, possibilita a sua validação e garantia de efetividade para amostra analisada, contribuindo a um estudo mais micro, acerca da estrutura em análise.

6 Referências

- [18] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [19] QUARCIONI, V. Reconstituição De Traço De Argamassas: Atualização Do Método IPT. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- [20] ASTM Standard C 1324, "Test Method for Examination and Analysis of Hardened Masonry Mortar," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 4.05, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2004.
- [21] METHA, P.K, MONTEIRO, P.J.M.. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. 3ªed. São Paulo, 2008.

[3]



01-010 - Desenvolvimento de um dispositivo baseado em Arduino para detectar movimentos em construções

MASCARENHAS, R.S.^{a,*}; GUIMARÃES, C.C.^b; MEDEIROS, S.E.L.^c; ROCHA, M.J.M.A.^a

^a Faculdade da Região Sisaleira (FARESI), R. Sra. Santana, Jaqueira, Conc. do Coité-BA, Brasil;

^b Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB), Tv. Primeira Brejinhos, Cruz das Almas - BA, Brasil;

^c Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Dept. de Tecnologia, Univ. Estadual de Feira de Santana (UEFS), Av. Transnordestina s/n, Feira de Santana-BA, Brasil.

*renamsonzamacarenhas@gmail.com

Resumo

O monitoramento da integridade estrutural (MIE) procura compreender o comportamento da estrutura, avaliar o seu estado, verificar a ocorrência de danos e a necessidade de intervenções com o objetivo de reabilitar a mesma. A precisão na detecção e previsão de movimentos da edificação é essencial para otimizar projetos e mitigar riscos. A presente pesquisa apresenta um protótipo de um dispositivo que utiliza sensores giroscópios e acelerômetros, baseado no chip MPU-6050, utilizando a plataforma Arduino como interface para aquisição de dados de velocidade angular e aceleração. O sistema foi validado em um ensaio realizado nas instalações da Faculdade da Região Sisaleira (FARESI) por um período de 96 horas consecutivas. O dispositivo foi considerado adequado para a finalidade e permitiu verificar deslocamentos cíclicos na edificação monitorada.

Palavras-chave: *Arduino; Giroscópio; Acelerômetro; Monitoramento da Integridade Estrutural.*

Development of an device based on Arduino to detect movements in buildings

Abstract

Structural integrity monitoring (SIE) seeks to understand the behavior of the building, evaluate its condition, verify the occurrence of damage and the need for interventions with the aim of rehabilitating the structure. Accuracy in detecting and predicting building movements is essential for optimizing projects and mitigating risks. This research presents a prototype of a device that uses gyroscope sensors and accelerometers, based on the MPU-6050 chip, using the Arduino platform as an interface for acquiring angular velocity and acceleration data. The system was validated in a test carried out at the Faculdade da Região Sisaleira (FARESI) facilities for a period of 96 consecutive hours. The device was considered suitable for the purpose and allowed verify the occurrence of cyclical displacements in the monitored building.

Keywords: *Arduino; Gyroscope; Accelerometer; Monitoring of Structural Integrity.*



1 Introdução

O monitoramento de solo desempenha um papel fundamental em diversas áreas, desde a engenharia civil até a agricultura e geologia. Atualmente, há algumas ferramentas tecnológicas que ajudam nesse processo. O mapeamento, o sensoriamento remoto e o monitoramento são utilizados para perceber e entender o movimento de solo e os processos decorrentes que promovem a instabilidade.

A precisão na detecção e previsão desses movimentos é essencial para mitigar riscos e otimizar projetos. A utilização de sensores e microcontroladores para a aquisição de dados dos sensores têm se mostrado uma abordagem eficaz, permitindo a coleta contínua e em tempo real de dados relevantes. Entre esses sensores, o giroscópio e o acelerômetro destacam-se devido à sua capacidade de capturar informações cruciais sobre a inclinação, rotação e deslocamento do solo [1, 2].

De acordo com Reckziegel e Robaina [3], as diferentes formas de utilização do solo urbano são frutos dos momentos históricos marcados pelas diferenças entre as ocupações de áreas por classes sociais distintas. Seguindo o raciocínio, os autores afirmam que as áreas desvalorizadas do espaço urbano são ambientalmente mais frágeis e susceptíveis ao desenvolvimento de processos de dinâmica superficial desencadeadores de risco.

1.1 *Justificativa*

Em um mundo onde a tecnologia avança rapidamente, a informação tem sido uma das forças motrizes no desenvolvimento tecnológico de soluções para problemas reais. Assim, na engenharia civil, a compreensão do comportamento do solo tem sido fundamental na avaliação de impacto ambiental, no desenvolvimento de projetos de fundações, na gestão de obras, permitindo ajustes oportunos e mitigando riscos, assim como na manutenção de infraestruturas e gestão de riscos, garantindo segurança e resiliência dos projetos.

A utilização de sensores e microcontroladores tem se mostrado uma abordagem eficaz, em diversos trabalhos, na obtenção de informações, a exemplo dos trabalhos de Chase, Souza e Almeida [4] na aquisição de dados ambientais na região Amazônica, e Oliveira [5] na aquisição

de dados agrometeorológicos. A aplicação de sensores e microcontroladores proporcionaram uma coleta contínua e em tempo real de dados relevantes.

Conforme Formoso [6], o comportamento do solo submetido a variações climáticas pode ser melhor compreendido com o auxílio de instrumentação e análise. Brito *et al.* [7] apontam para a tendência do uso de sistemas digitais microeletrônicos embarcados em aplicações de sensoriamento em diversas áreas, inclusive a ambiental.

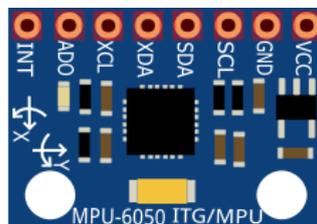
Entretanto, a implementação de uma solução inovadora requer um conjunto de medidas visando o desenvolvimento de algoritmos para análise e modelagem de dados experimentais. No caso da combinação de sensores, giroscópios e acelerômetros, com a plataforma Arduino®, há a necessidade da realização de experimentos e o desenvolvimento de protótipos com a finalidade de explorar a sensibilidade e precisão na captação de dados.

O objetivo deste trabalho foi desenvolver um dispositivo baseado em sensores, giroscópios e acelerômetros, para detectar deslocamento em estruturas, especialmente os advindos de movimentações no solo. Para atingir tal objetivo, foi necessário desenvolver o circuito e o *software* embarcado e validar o sistema realizando um teste em laboratório, para garantir a precisão e a confiabilidade do sistema implementado.

2 Materiais e Métodos

A metodologia adotada consistiu em uma pesquisa quantitativa com o intuito de aferir a aceleração e velocidade angular potencialmente provocadas pelo deslocamento de massas com o auxílio do sensor GY-521 (Figura 1). Além disso, a pesquisa teve a finalidade de explorar uma tecnologia de baixo custo no emprego do monitoramento de edificações.

Figura 1. Módulo GY-521 baseado no chip MPU-6050.



Fonte: Os Autores.

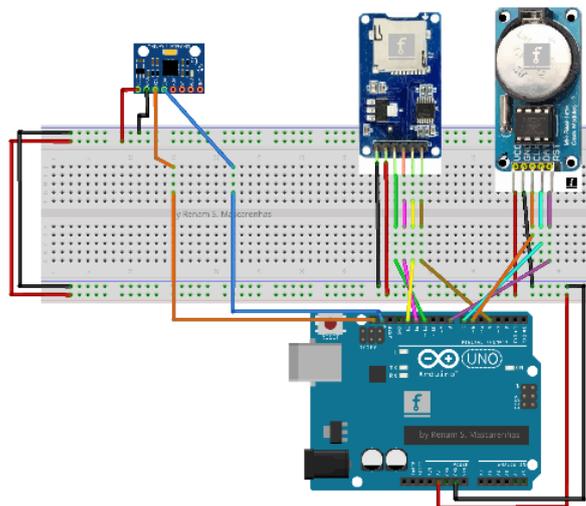
O sensor GY-521 foi associado a uma placa da plataforma Arduino, o Arduino Uno R3, que tem uma maior disponibilidade, custo acessível e é mais adequado para a etapa de prototipagem. Esse conjunto foi conectado a um módulo *Real Time Clock* (RTC), para prover hora e data de forma precisa, e a um módulo Micro SD *card* para gravação dos dados.

Embora haja um vasto conhecimento sobre a utilização do Arduino e seu emprego em associação com o sensor giroscópio GY-521, comumente é visto no desenvolvimento de robôs automatizados. Ainda há poucas pesquisas explorando a associação destes dispositivos para detecção do deslocamento de edificações.

2.1 *Desenvolvimento do Protótipo*

Foi desenvolvido um protótipo de aquisição de dados composto por *hardware* (Figura 2) e *firmware*.

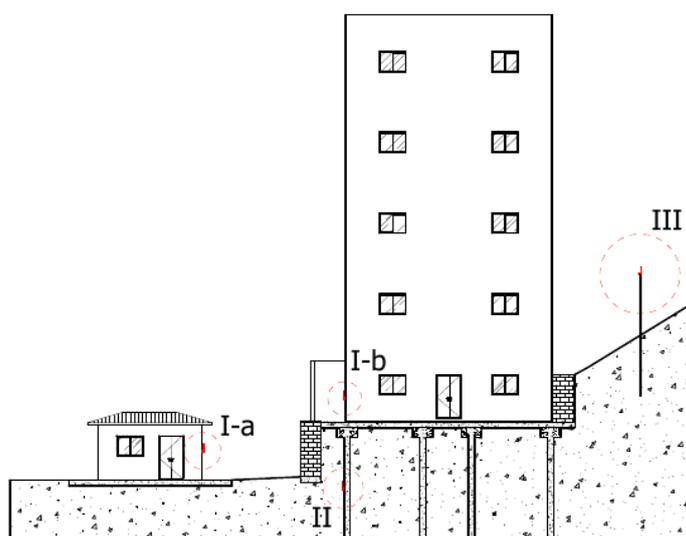
Figura 2. Conexões do protótipo.



Fonte: Os Autores.

Nesta concepção o sensor GY-521 vem a ser fixado no elemento de interesse que pode indicar as possíveis movimentações na estrutura. Na Figura 3, são apresentadas algumas das possibilidades. As situações I-a e I-b indicam a potencial fixação em um elemento de alvenaria ou da estrutura, a situação II indica o monitoramento de um elemento de fundação, que pode estar abaixo ou acima do solo, e a alternativa III indica o monitoramento de uma barra em que foi fixado o sensor e posteriormente cravada em um maciço terroso.

Figura 3. Possíveis locais de fixação do sensor GY-521.



Fonte: Os Autores.

2.2 *Desenvolvimento do Firmware*

O *firmware* foi desenvolvido no software Arduino IDE, com a inclusão das bibliotecas Wire.h, SPI.h, SD.h e RTC.h no código.

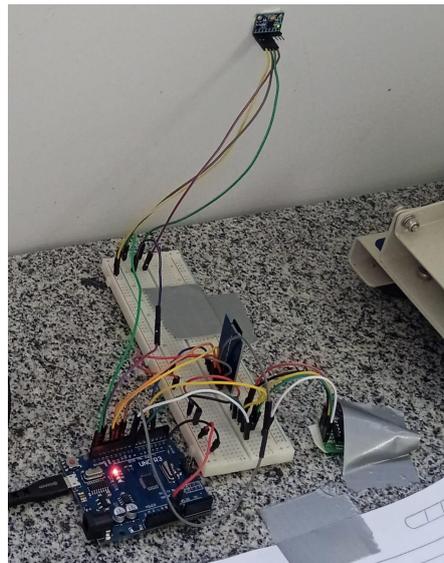
O programa continuamente mede, por meio do acelerômetro, as acelerações (em m/s^2) e as velocidades angulares (em $^\circ/s$) ao longo dos 3 eixos. A cada leitura das variáveis descritas anteriormente é feita também a aquisição da data e hora e o conjunto destas informações é gravado no cartão de memória em um arquivo de texto. A aquisição só é encerrada com o corte da fonte de alimentação do sistema. Em caso de falha do fornecimento de energia de forma

acidental, ao ser ligado novamente o sistema volta a ler as variáveis e acrescentar ao arquivo de resultado. Os dados de acelerações e velocidades angulares foram configurados para serem lidos com um intervalo de 1 min entre as medições.

2.3 Procedimento Experimental

Para fins de validação, foi realizado um ensaio no Laboratório de Biofísica da Faculdade da Região Sisaleira (FARESI), Conceição do Coité, Bahia. Após a montagem do circuito, em *protoboard*, o sensor MPU-6050 GY-521 foi fixado à parede do laboratório a fim de captar a excitação externa provocada pela vibração ou movimento do prédio (Figura 4). A escolha por montar o experimento desta maneira, e não tentando detectar problema de deslocamento de solo de fato, foi por simplicidade na montagem, mas não haveria impedimento em fixar o sensor a um elemento de fundação, por exemplo.

Figura 4. Protótipo em fase de testes.



Fonte: Os Autores.

O protótipo coletou dados entre os dias 16 de novembro de 2023 e 20 de novembro de 2023, resultando em um total de 5668 leituras. Durante esse período não houve intercorrências que impedissem o funcionamento do protótipo.

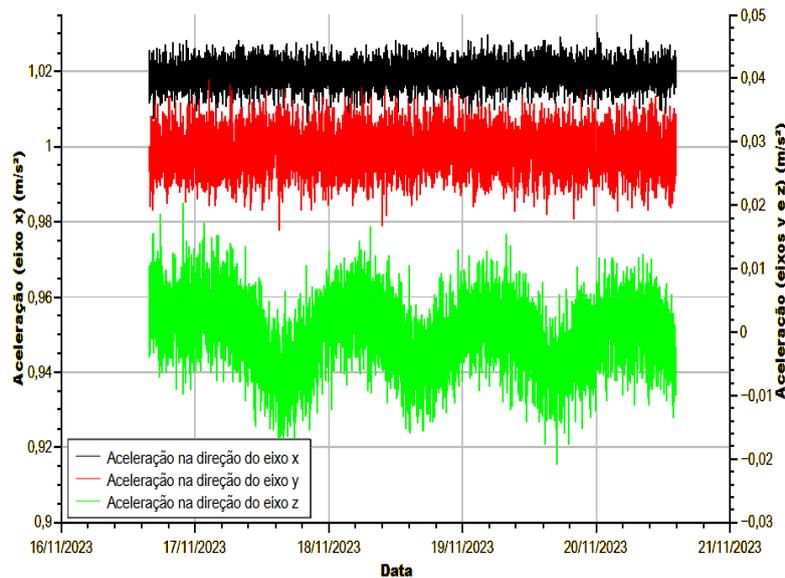
3 Resultados e discussões

Na análise estatística dos dados utilizou-se o *software* Excel e o *software* QtiPlot para elaboração dos gráficos.

3.1 Análise das acelerações

Na Figura 5 podem ser vistas as leituras das acelerações medidas em relação aos 3 eixos em valores relativos. Isto é, uma aceleração igual a 1 indica que a aceleração da gravidade está orientada naquele eixo. Já na Tabela 1 são apresentadas algumas informações levantadas a partir das leituras.

Figura 5. Leitura da aceleração em relação aos 3 eixos.



Fonte: Os Autores.

Considerando-se que a parede na qual o sensor GY-521 estava conectado não sofreu deslocamentos bruscos, observa-se que não houve variação significativa da aceleração A_x , A_y e A_z .

Tabela 1. Estatística descritiva para as acelerações nos eixos X, Y e Z.

	Valor Mínimo (m/s ²)	Valor Máximo (m/s ²)	Amplitude (m/s ²)	Média (m/s ²)	Desvio Padrão (m/s ²)	Variância (m/s ²) ²	Erro padrão da média (m/s ²)
A_x	1,006592	1,030273	0,023681	1,019199	0,003252	0,000011	0,000043
A_y	0,016113	0,039795	0,023682	0,028558	0,003302	0,000011	0,000044
A_z	-0,020752	0,020264	0,041016	-0,000343	0,005339	0,000029	0,000071

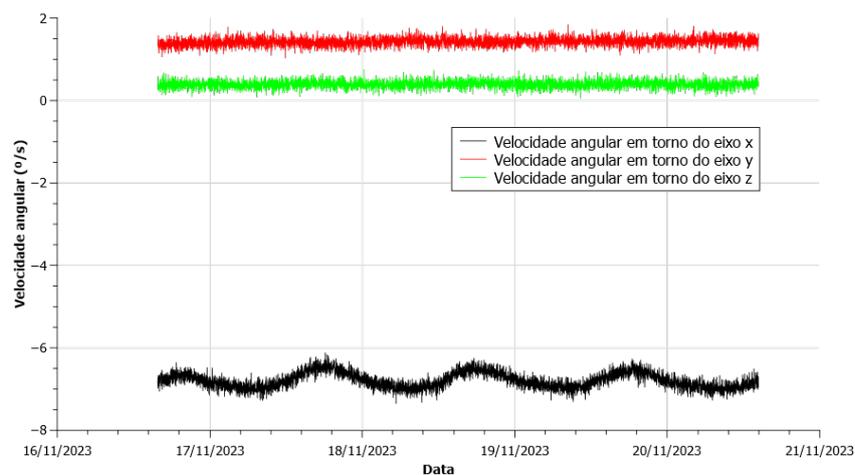
Fonte: Os Autores.

Com base na análise estatística dos dados, a aceleração média, nos três eixos, é relativamente constante ao longo do tempo. Isso pode ser notado, pois o desvio padrão da aceleração nos três eixos é relativamente pequeno, indicando estabilidade.

3.2 Análise das velocidades angulares

Na Figura 6 podem ser vistas as velocidades angulares medidas durante o experimento.

Figura 6. Velocidade angular em relação aos 3 eixos.



Fonte: Os Autores.



Pode-se observar que a tendência para as velocidades em torno dos eixos Y e Z é ficarem próximos dos valores iniciais, não há grande variação. Entretanto, para a velocidade em torno do eixo X há uma variação maior e uma tendência cíclica. Na Tabela 2 é feita uma análise descritiva dos dados.

Tabela 2. Estatística descritiva para as velocidades angulares nos eixos X, Y e Z.

	Valor Mínimo (°/s)	Valor Máximo (°/s)	Amplitude (°/s)	Média (°/s)	Desvio Padrão (°/s)	Variância (°/s) ²	Erro padrão da média (°/s)
θ_x	-7,358778	-6,114504	1,244274	-6,793178	0,192127	0,036913	0,002552
θ_y	1,022901	1,847328	0,824427	1,424732	0,102724	0,010552	0,001364
θ_z	0,053435	0,755725	0,702290	0,391130	0,094872	0,009001	0,001260

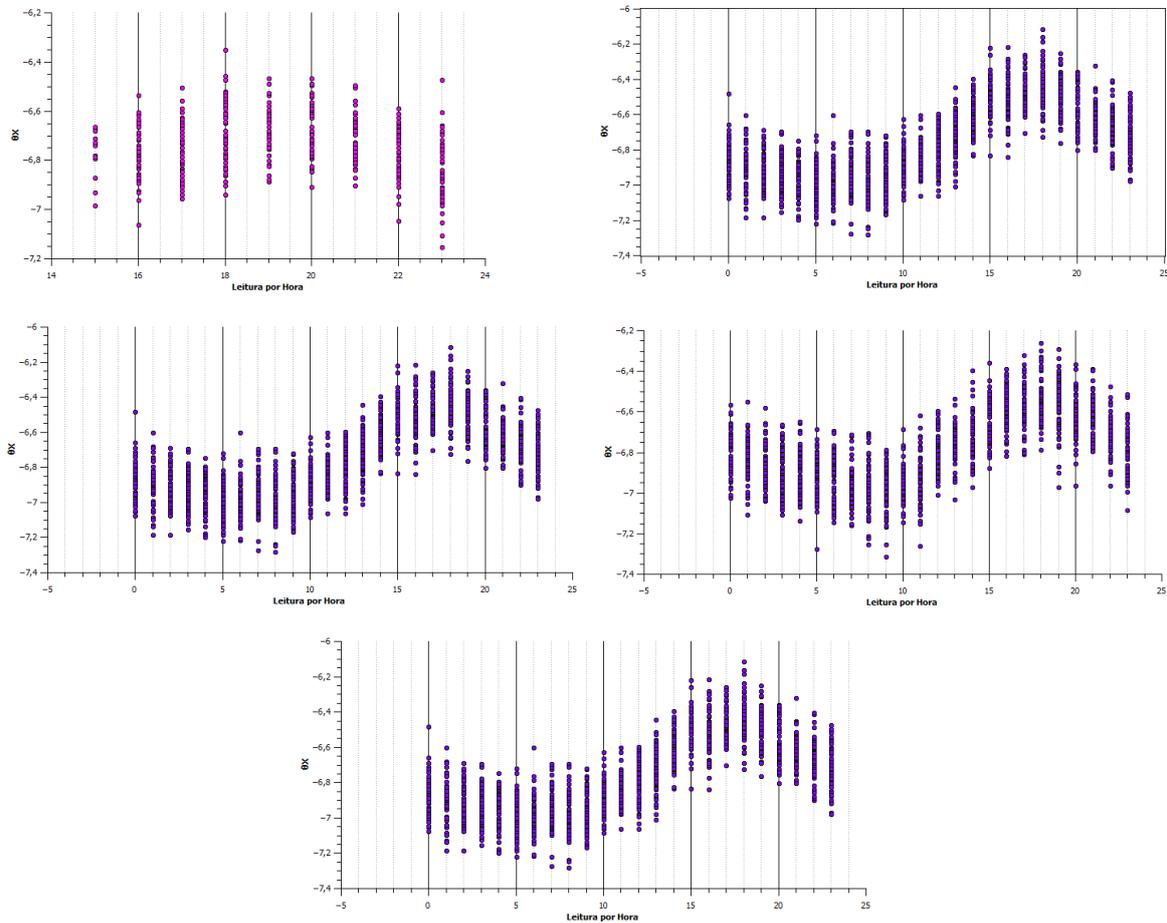
Fonte: Os Autores.

Observa-se que o desvio padrão dos ângulos indicam uma oscilação dentro de uma faixa razoável, exceto para a velocidade em torno do eixo X. Analisando-se especificamente o padrão de oscilação em θ_x foi realizada um levantamento, através de gráficos (Figura 7), no qual constatou-se que havia um padrão cíclico nas leituras.

Partindo do princípio que as velocidades angulares demonstram a tendência de giro do dispositivo na parede do laboratório (conforme a Figura 8) nota-se que a orientação dos eixos X e Y é paralela ao plano da parede. Logo, a variação periódica em θ_x sugere que pode haver uma pequena perturbação na estrutura da parede ou do prédio com uma rotação em torno do eixo vertical.

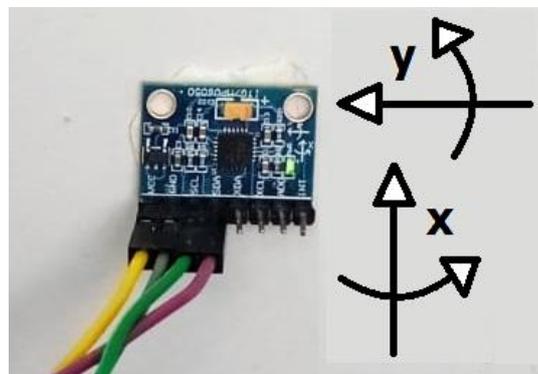
Somente com este conjunto de informações é difícil estabelecer a natureza do fenômeno que produziu as rotações na parede monitorada, porém alguns dados complementares podem ajudar nesse processo.

Figura 7. Velocidade angular em relação ao eixo x ao longo dos diferentes dias da validação.



Fonte: Os Autores.

Figura 8. Orientação espacial do sensor GY-521 durante coleta de dados



Fonte: Os Autores.

Em primeiro lugar, cabe observar que a edificação foi monitorada em dias que coincidem majoritariamente com um final de semana, período em que a instituição não tem funcionamento regular, logo há circulação quase nula de pessoas na instalação indicando que possivelmente não é a ocupação que leva à movimentação.

A construção de um novo bloco de aulas estava sendo feita próxima do laboratório, coincidindo com a etapa de execução de fundações que poderia suscitar a possibilidade de modificação da estrutura do solo, entretanto, a obra também era interrompida aos fins de semana.

Por outro lado, é preciso lembrar que a tipologia do bloco em que está instalado o laboratório é concreto pré-moldado. Esta tipologia tem como características baixo grau de hiperestaticidade que consequentemente leva a um maior nível de deslocabilidade da estrutura. Verificando como as rotações se dão de maneira cíclica é de se supor a possibilidade de as variações da temperatura de algumas vigas, perpendiculares ao plano da parede, ao longo do dia estarem imprimindo sobre estas vigas deslocamentos que consequentemente fazem com que essa parede se desloque. Não sendo o deslocamento uniforme em toda a parede evidencia-se uma tendência de rotação.

Apesar de não estarem disponíveis os dados de temperatura para a edificação, foi possível obter dados meteorológicos a partir de uma solicitação ao Instituto Nacional de Meteorologia. A estação mais próxima, a A441, está localizada no município de Serrinha e na Tabela 3 podem ser vistos os dados de temperatura referentes ao período da validação.

Tabela 3. Dados meteorológicos de temperatura.

Data da Medição	Temperatura Máxima Diária (AUT) (°C)	Temperatura Média Diária (AUT) (°C)	Temperatura Mínima Diária (AUT) (°C)	Amplitude Térmica (°C)
16/11/2023	35,3	27,76	23,2	12,1
17/11/2023	35,5	27,81	23,1	12,2
18/11/2023	35,2	27,55	22,7	12,5
19/11/2023	35,7	27,88	23,5	12,2
20/11/2023	34,7	27,55	23,3	11,4

Fonte: Os Autores.



Pode notar-se que há uma considerável amplitude térmica, de até 12,5 °C, e que esta não varia tanto ao longo dos dias o que corrobora com o comportamento cíclico da velocidade angular em torno do eixo X que também se dá dentro de valores máximos e mínimos que pouco variaram ao longo dos dias.

4 Conclusões

Com base na análise dos dados, o protótipo desenvolvido atendeu as expectativas. O módulo GY-521 com o chip MPU-6050 apresentou uma confiabilidade e constância esperada nos resultados. A plataforma Arduino atendeu a necessidade de digitalizar os sinais do módulo GY-521 e realizar a leitura dos dados, acelerações e velocidades angulares, inclusive de forma independente de computadores ou qualquer outro dispositivo requerendo apenas uma fonte de alimentação.

Sobre os resultados evidenciados na etapa de validação das características do dispositivo implementado estes ainda não permitem definir com absoluta precisão a causa das movimentações da parede analisada, precisar-se-ia ampliar os graus de liberdade do sistema com o aprimoramento do *hardware*. A implementação de novos sensores poderá fornecer mais dados como temperatura, umidade, velocidade do vento, além da aceleração e velocidade angular. Dessa forma haveria mais confiança para definir um diagnóstico mais preciso da situação em estudo.

Futuras pesquisas são necessárias para validar os resultados em condições mais representativas, aplicação em canteiro de obras ou em situações em que se tem ocorrência de patologias provenientes de movimentação de fundações ou solos que se desenvolvem de maneira mais lenta e tem efeitos que podem ir além da movimentação cíclica dos seus elementos.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Faculdade da Região Sisaleira (FARESI) pela disponibilização da estrutura para a realização do ensaio de validação do dispositivo.

5 Referências

- [1] NARULA, R.; BARWAL, P.; SINGAL, G. Structural analysis using MPU6050 gyroscope. In: 2023 14th International Conference on Computing Communication and Networking Technologies (ICCCNT). IEEE, 2023.
- [2] LOZA, E. A. T.; NIETO, A. C.; BUSTAMANTE, S. G. H. Accelerometer prototype with combined filtering for noise attenuation using an embedded system and low-cost mems sensors for building monitoring. In: 2022 IEEE XXIX International Conference on Electronics, Electrical Engineering and Computing (INTERCON). IEEE, 2022.
- [3] RECKZIEGEL, B.W.; ROBAINA, L.E. de S. Riscos geológico-geomorfológicos: revisão conceitual. *Ciência e Natura*, Universidade Federal de Santa Maria, v. 27, n. 2, p. 65–84, 2005.
- [4] CHASE, O.; SOUZA, J. Brito-de; ALMEIDA, J. Robô de inspeção para aquisição de dados ambientais na região amazônica com o uso da norma IEEE-1451. In: Simpósio Brasileiro de Automática Inteligente–SBAI, 2009.
- [5] OLIVEIRA, G. F. d. Sistema de aquisição de dados agrometeorológicos utilizando estações de sensores sem fio. Universidade de Passo Fundo, 2018.
- [6] FORMOSO, M. T. Desenvolvimento de um inclinômetro para monitorar o comportamento de taludes instáveis de solos. Universidade do Rio Grande do Sul. 1999.
- [7] BRITO, G. G. d. et al. Modelo de monitoramento de deslizamento de encostas por meio de sensor multiparamétrico. Universidade Católica de Pernambuco, 2013.
- [8] ALBUQUERQUE, P. J. R. Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2020. E-book. ISBN 9788521636977. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521636977/>. Acesso em: 23 nov. 2023.



01-011 - Desenvolvimento de um sistema de monitoramento de fissuração e variáveis ambientais utilizando a plataforma Arduino

SOUZA, A.P.C.^{a,*}; CORDEIRO, C.C.C.^a; GUIMARÃES, C.C.^b; MEDEIROS, S.E.L.^c; ROCHA, M.J.M.A.^a

^a Departamento de Tecnologia, Universidade Estadual de Feira de Santana (UEFS), Av. Transnordestina s/n, Feira de Santana-BA, Brasil.

^b Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB), Tv. Primeira Brejinhos, Cruz das Almas - BA, Brasil;

^c Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Departamento de Tecnologia, Universidade Estadual de Feira de Santana (UEFS), Av. Transnordestina s/n, Feira de Santana-BA, Brasil.

* *eng.anapaulasonza@gmail.com*

Resumo

Apesar dos avanços tecnológicos, as fissuras são comuns em construções e o seu monitoramento contínuo é essencial para prevenção e tratamento. O Arduino, com sensores específicos, pode ser utilizado para monitorar estímulos ambientais relacionados às fissuras. Para atender a tal finalidade, neste trabalho foi desenvolvido um sistema empregando extensômetro, sensores de temperatura, umidade e luminosidade para monitoramento contínuo da abertura de uma fissura e variáveis ambientais. Foi feita uma validação do dispositivo com o monitoramento de uma edificação por um período de aproximadamente 10 dias. Os resultados mostraram eficácia da estratégia empregada, mas sugerem a necessidade de melhoria na escolha dos sensores para torná-lo mais versátil, podendo avaliar fissuras com amplitudes maiores de aberturas.

Palavras-chave: *Fissuras; Monitoramento; Arduino.*

Development of a cracking and environmental variables monitoring system using the Arduino platform

Abstract

Despite technological advances, cracks are common in buildings and their continuous monitoring is essential for prevention and treatment. The Arduino, with specific sensors, can be used to monitor environmental stimuli related to cracks. To meet this purpose, in this work a system was developed using a strain gauge, temperature, humidity and luminosity sensors for continuous monitoring of the opening of a crack and environmental variables. The device was validated by monitoring a building for a period of approximately 10 days. The results showed the effectiveness of the strategy used but suggest the need for improvements in the choice of sensors to make it more versatile, allowing the assessment of cracks with larger opening amplitudes.

Keywords: *Cracks; Monitoring; Arduino.*



1 Introdução

As construções têm como objetivo proporcionar conforto, segurança e realizar os sonhos das pessoas, muitas vezes representando a materialização de um desejo pessoal. No entanto, é comum que edificações apresentem manifestações patológicas, sendo as fissuras uma das mais frequentes, conforme observado por Dal Molin [1]. Para tratá-las adequadamente, é necessário um estudo detalhado de sua causa, características e evolução ao longo do tempo, visando aplicar os melhores métodos terapêuticos.

As fissuras, de acordo com Thomaz [2], podem surgir por diversas razões, incluindo sobrecarga na estrutura, recalque diferencial na fundação, deformabilidade excessiva de estruturas de concreto armado, retração por secagem de materiais cimentícios e alterações químicas dos materiais. Movimentações higroscópicas e térmicas são as causas mais comuns, podendo causar desconfortos estéticos e, em casos mais severos, danificar a estrutura da edificação.

Com o avanço tecnológico e a miniaturização de dispositivos como os microprocessadores, juntamente com o desenvolvimento e popularização de ferramentas de programação, é viável empregar recursos computacionais em estudos interdisciplinares, incluindo em investigação de manifestações patológicas. O Arduino, combinado com sensores adequados, possibilita a coleta e registro de dados em diversos experimentos, incluindo o estudo experimental do surgimento de fissuras em elementos construtivos permitindo o monitoramento contínuo das fissuras ao longo do tempo, sua caracterização e a explicação de sua origem.

1.1 *Justificativa*

Atualmente com o avanço no estudo sobre as fissuras é possível obter um vasto conhecimento do comportamento desse tipo de manifestação patológica. Porém, pela falta de conhecimento técnico da grande massa popular, a presença dessas fissuras gera desconforto em algum grau aos moradores, pois pensa-se que a presença de qualquer tipo de fissuração representa um risco à segurança da edificação.

No ramo da construção civil, aos poucos, a tecnologia vem se fazendo cada vez mais presente com o objetivo de avaliar características das edificações. Como exemplo disso, Silva e Bastos [3]



realizaram um estudo de conforto térmico de uma parede com reboco contendo a adição de vermiculita utilizando o Arduino atrelado a um sensor de temperatura. Oliveira [4] por sua vez realizou um estudo utilizando o Arduino atrelado a um termopar para avaliar a variação de temperatura durante a concretagem de um elemento para correlacionar com o aparecimento de fissuras.

Outro trabalho empregando tecnologias similares é o de Silva e Freitas [5] que desenvolveram um sistema de monitoramento e controle usando a plataforma Arduino para a construção do *hardware* junto a termopares para a obtenção das temperaturas.

Há uma área de pesquisa denominada Monitoramento da Integridade Estrutural (MIE) que engloba estudos como o de Silva *et al.* [6] que desenvolveram um sistema de baixo custo para monitoramento de integridade estrutural com um *hardware* baseado na plataforma Arduino podendo detectar variações no nível de deformações, deslocamentos e forças na estrutura monitorada.

Todos estes estudos apontam para a possibilidade de medir propriedades de materiais, elementos e mesmo das edificações como um conjunto completo destes com *hardwares* relativamente simples e acessíveis.

Neste sentido, este trabalho tem por objetivo desenvolver um sistema que seja capaz de monitorar continuamente a abertura de uma fissura e variáveis ambientais com o auxílio de sensores e um microcontrolador.

2 Materiais e Métodos

Inicialmente, desenvolveu-se o sistema de aquisição de dados. Para isto foi empregado um dispositivo da plataforma Arduino®. Optou-se pelo Arduino Uno R3 pela disponibilidade e maior versatilidade nesta etapa de prototipagem.

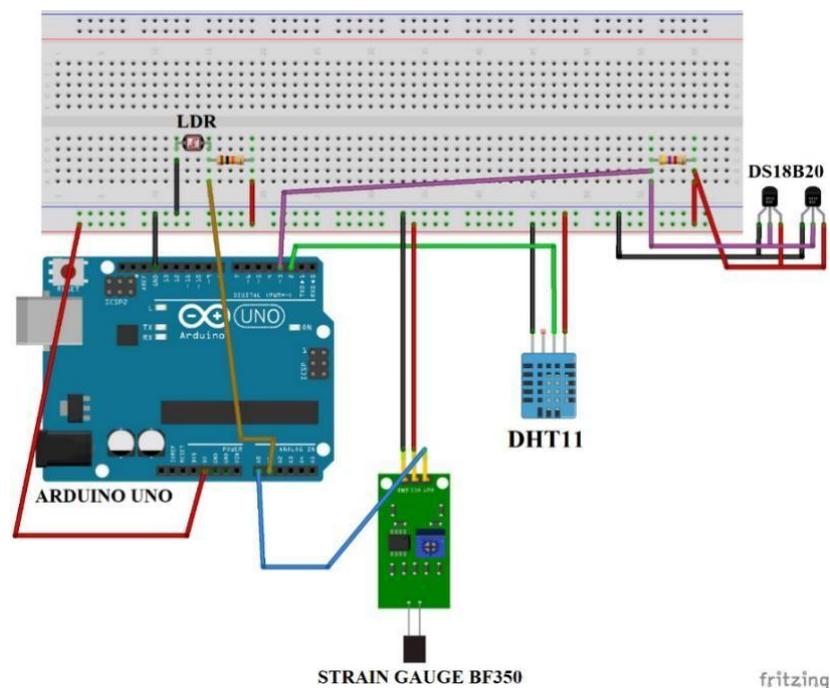
Para a aferição da abertura de fissuras, foi escolhido um sensor BF350 AA ligado a um *strain gauge* (extensômetro) de 350 Ω de resistência e 9 mm de comprimento. Esse sensor possui 2 resistores de 350 Ω e um potenciômetro soldados na placa, além do próprio extensômetro. O conjunto destes 4 elementos resistivos forma uma ponte de Wheatstone. O potenciômetro tem

o papel de determinar a leitura inicial, sem alterações da deformação, enquanto o extensômetro será aderido à superfície em que se pretende medir as deformações.

O BF350 também tem como característica ter um circuito amplificador do sinal emitido pela ponte de Wheatstone. Esse circuito facilita a detecção de variação de sinais emitidos, por outro lado torna impraticável obter uma correlação entre variação de resistência no extensômetro e a efetiva deformação requerendo para tal o confronto entre as leituras de voltagem e deformação. Na impossibilidade de realizar esta calibração seus sinais podem ser avaliados de forma qualitativa.

Foi também empregado no experimento um sensor DHT11 para a medição da temperatura e umidade do ambiente interno da edificação, cinco sensores DS18B20 para a medição da temperatura nas paredes da edificação e um *Light Dependent Resistor* (LDR) para a medição de luminosidade. Na Figura 1 pode ser visto o arranjo destes equipamentos.

Figura 1. Desenho esquemático do sistema de monitoramento.



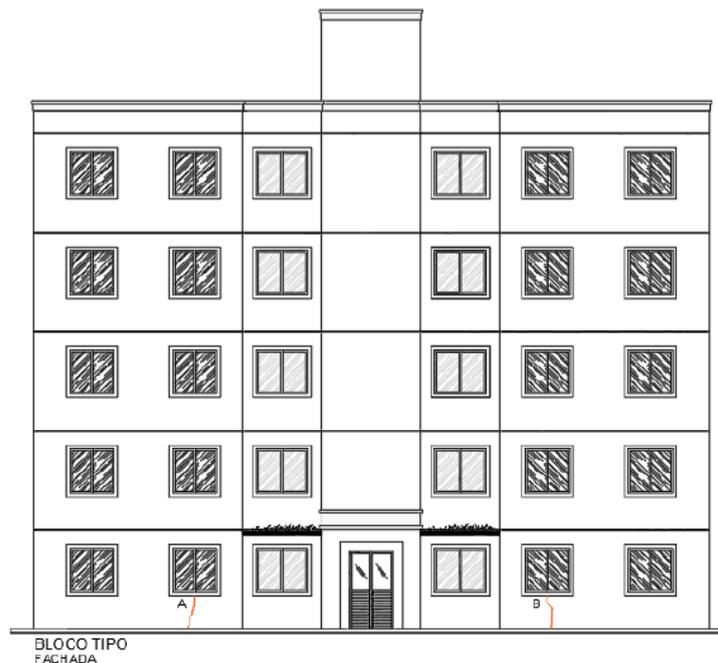
Fonte: Os Autores.



O Arduino periodicamente lê o conjunto dos dados destes sensores e os transmite pela conexão serial. Para fins de armazenamento dos dados, foi empregado um SBC (*Single Board Computer*), um Orange Pi Zero LTS, que tem pequenas dimensões e conseqüentemente facilita a sua instalação, é eficiente energeticamente e ao mesmo tempo tem capacidade de processamento e conectividade (periféricos e de rede) que atendem bem às demandas deste trabalho.

Para validar o sistema desenvolvido o sistema foi montado em uma edificação que apresentou manifestações patológicas do tipo fissuração. A edificação é um prédio de quatro pavimentos, além do térreo, localizado em Feira de Santana, Bahia. Possui padrão de classe popular ou média, com estrutura de parede de concreto armado e cada andar possui quatro apartamentos. Durante uma inspeção inicial foram identificadas fissuras verticais levemente inclinadas, localizadas abaixo de algumas janelas e começando próximo ao centro da abertura do vão, conforme a Figura 2.

Figura 2. Fissuras na fachada frontal da edificação.

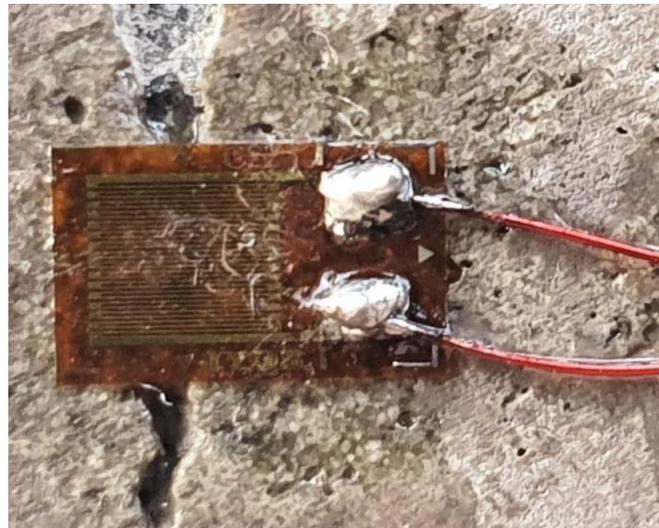


Fonte: Os Autores.

A fissura identificada por A foi escolhida para o monitoramento. Esta fachada está orientada aproximadamente para o sul de forma que à esquerda temos o poente. A medição adequada das deformações pelo *strain gauge* demanda uma perfeita adesão deste à superfície do elemento a ser monitorado. Devido à irregularidade da superfície e à presença de poeira no contexto da obra, preparou-se o local de instalação lixando-o e removendo as partículas com um pincel. Um extensômetro foi fixado utilizando uma cola epóxi bicomponente e pressionado por alguns minutos para garantir uma boa aderência.

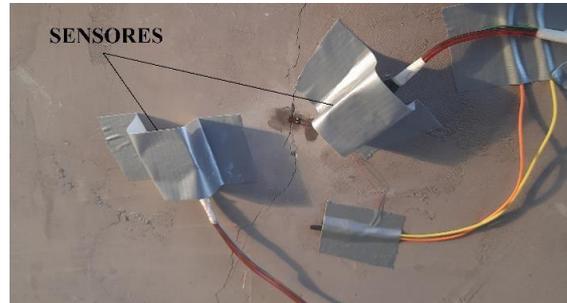
Os cinco sensores de temperatura foram distribuídos ficando três dentro do apartamento e dois na parte externa, todos próximos à manifestação patológica na parede. Para isolar os sensores do ambiente eles foram envolvidos em blocos de poliestireno extrudado (XPS). Na face em contato com a parede, foi aplicada pasta térmica a fim de facilitar a transmissão de calor. Os sensores foram fixados na parede com fita adesiva do tipo *silver tape*. O sensor DHT11 e o LDR foram fixados próximos ao Arduino que por sua vez foi mantido próximo ao computador. As Figuras de 3 a 6, abaixo, mostram o sistema montado com os respectivos materiais utilizados para o estudo.

Figura 3. Extensômetro fixado à fissura.



Fonte: Autores.

Figura 4. Sensores de temperatura DS18B20 fixados na face externa da parede.



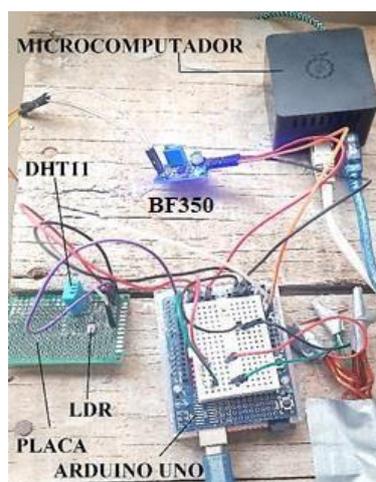
Fonte: Autores.

Figura 5. Sensores de temperatura DS18B20 fixados na face interna da parede



Fonte: Autores.

Figura 6. Outros dispositivos.



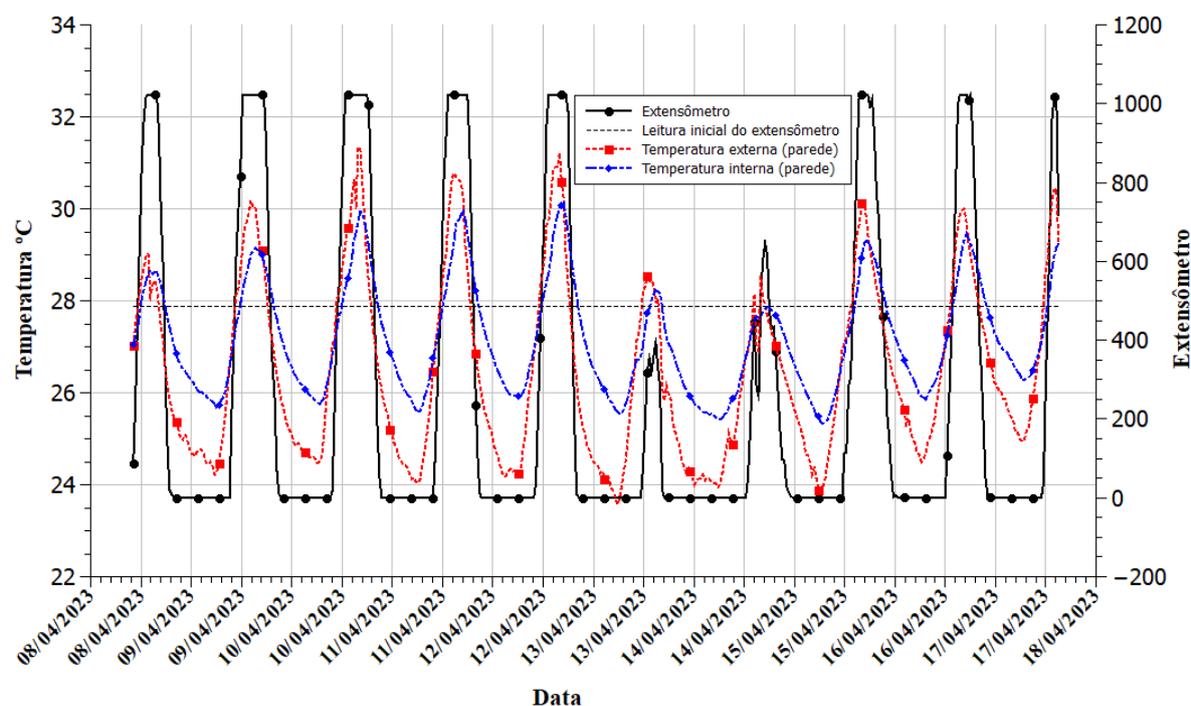
Fonte: Autores.

Os dados foram coletados entre os dias 8 e 17 de abril de 2023 com uma frequência de 30 segundos entre as medições.

3 Resultados e discussões

Na Figura 7 podem ser vistas a leitura do extensômetro e as temperaturas da parede, nas suas faces internas e externas. Foi indicada uma assíntota horizontal que corresponde à leitura inicial do extensômetro na instalação do sistema, qualquer leitura acima deste valor indica abertura da fissura em relação ao patamar inicial e o contrário indicaria fechamento da fissura.

Figura 7. Extensômetro, temperatura nas faces externa e interna na parede



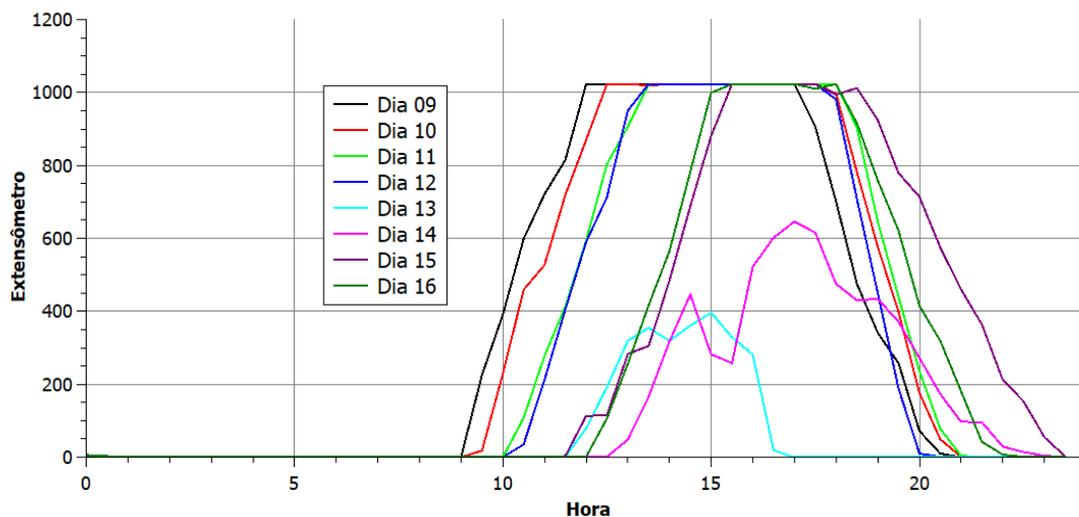
Fonte: Autores.

Inicialmente, cabe observar que a leitura da abertura das fissuras a partir do extensômetro é feita através de uma das portas analógicas do Arduino, com precisão de 10 bits e que fornece valores entre 0 e 1023. Mesmo na ausência de uma constante que correlacione este valor com a

deformação de fato, e conseqüentemente com a abertura da fissura, ainda é possível analisar o comportamento da fissura.

Nota-se que há um comportamento cíclico na leitura do extensômetro e ele acompanha o comportamento igualmente cíclico das temperaturas. As Figuras 7, 8 e 9 evidenciam isso. As temperaturas externas diárias variaram entre 27,3 °C e 32,6 °C. Para os dias com as maiores médias diárias de temperatura (acima de 29 °C), a abertura da fissura foi mais contundente entre 9h e 17h, correspondendo ao intervalo de tempo similar de aumento da temperatura externa. Destaca-se o comportamento observado entre os dias 13 e 14 de abril de 2023. As temperaturas máximas na face externa da parede (28,5°C) nestes dias foram inferiores às observadas nos demais e as fissuras também tiveram abertura consideravelmente menor.

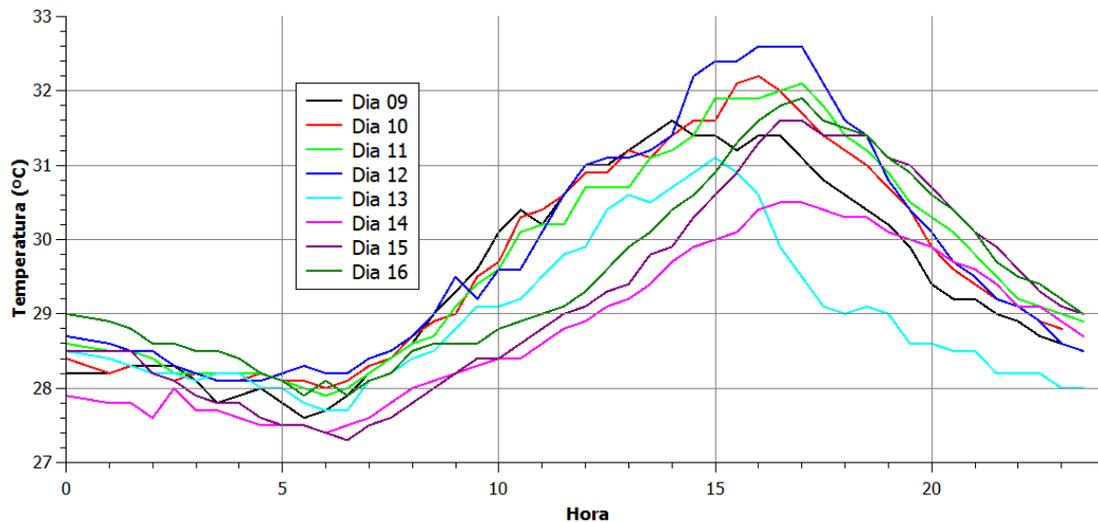
Figura 8. Leitura do extensômetro diariamente entre os dias 09 e 16/04/2023



Fonte: Autores.

Os resultados também apontam para uma limitação do sistema, esperava-se uma velocidade de abertura de fissura mais lenta. Nos primeiros dias de instalação do sistema já foi atingida a leitura máxima do extensômetro apontando para a necessidade de um equipamento com amplitude de leitura maior, a exemplo de um transdutor linear de deslocamentos, que permitisse verificar se abertura da fissura em seus valores máximos ou mínimos foi alterada ao longo dos dias.

Figura 9. Valores horários de temperatura da face externa da parede observados entre os dias 09 e 16/04/2023



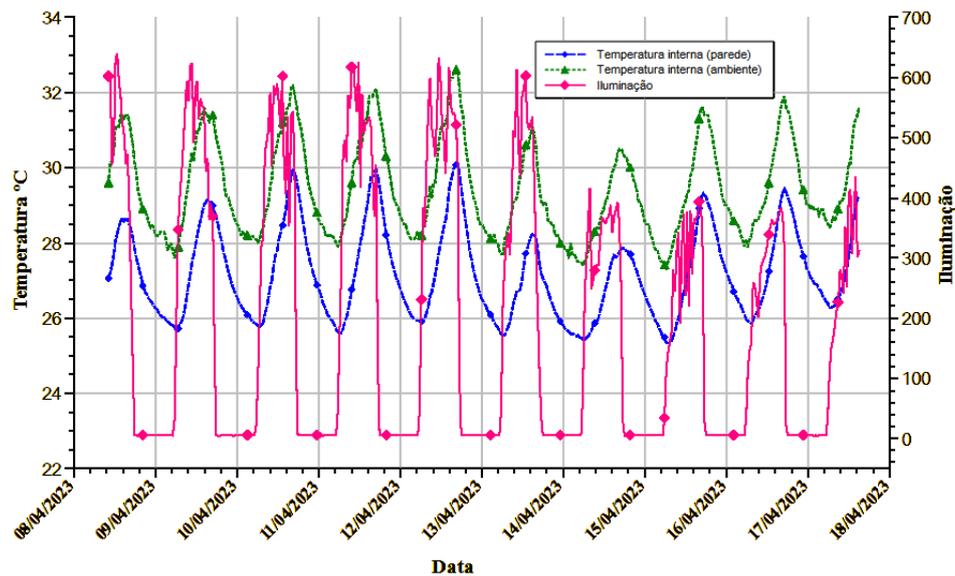
Fonte: Autores.

As leituras de temperaturas externa e interna apresentam correspondência entre si. Pela natureza da edificação, em parede de concreto, esta retém calor de forma que entre a noite e primeiras horas do dia mantém internamente calor e temperatura mais alta na face interna da parede do que visto na face externa na parede. O comportamento é inverso nas demais horas do dia. As temperaturas da face externa estão mais sujeitas às variabilidades dependendo do ambiente, como pode ser visto na Figura 7.

Na Figura 10 podem ser vistas as leituras da iluminação recebida pelo sistema bem como das temperaturas internas na edificação.

Estes resultados demonstram a correlação entre a iluminação recebida pela parede e as temperaturas. Ou seja, nos períodos de maior exposição à iluminação também se observa as maiores temperaturas. Pelo fato desta parede estar mais exposta ao sol ao fim do dia, têm-se as maiores temperaturas e conseqüentemente as maiores aberturas de fissuras como evidenciado anteriormente.

Figura 10. Iluminação, temperaturas na face interna na parede e no ambiente interno.



Fonte: Autores.

No dia 13 observa-se que o nível de iluminação foi similar ao dos dias anteriores, porém as temperaturas foram menores. Nos dias que se seguiram, tanto temperaturas como iluminação foram menores do que nos dias anteriores. Fatores ambientais como dias nublados e chuvas podem explicar esse comportamento.

4 Conclusões

Com base nos resultados obtidos é possível concluir que o sistema de monitoramento de fissuração realizado com o auxílio de Arduino UNO e de sensores específicos consegue trazer dados importantes para o estudo do comportamento das manifestações patológicas, tornando-se possível correlacionar o aparecimento desse sintoma pela presença de variáveis ambientais e inferir sua possível origem.

Foi perceptível que o sensor *strain gauge* atingiu o seu valor máximo em um curto período de tempo. Isso demonstrou que a fissura se expandiu de forma rápida e o extensômetro foi sensível



na captação desse estímulo. Porém, esse fato se tornou uma barreira para captação de deformações maiores o que pode levar a uma interpretação errônea do comportamento da fissura. Sendo assim, faz-se necessário a utilização de um sensor com uma capacidade maior de detecção ou o auxílio de outros mecanismos e/ou instrumentos para auxílio no estudo.

Sobre a manifestação patológica, a fissura ocorreu em uma região mais fragilizada da edificação, uma abertura de vão e nota-se que a fissura na parede de concreto possui um comportamento dinâmico de expansão e contração da abertura potencialmente relacionado com a variação da temperatura. É possível dizer que há um componente térmico nesse processo de abertura e fechamento cíclico da fissura, porém ainda não é possível indicar a sua origem e como se dará sua evolução com base nesta análise preliminar com base nos resultados obtidos com as leituras dos sensores utilizados. Para um resultado mais preciso necessita-se de um acompanhamento de evolução da fissura com ligeiras modificações no sistema desenvolvido.

Agradecimentos

Agradecemos à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e ao Grupo de Pesquisa em Matrizes Cimentícias pelo suporte para a realização deste estudo.

Agradecemos sinceramente aos membros da equipe de pesquisa que dedicaram seu tempo e esforço para a realização deste estudo. Seus *insights* e habilidades foram inestimáveis para o progresso deste trabalho.

Por último, mas não menos importante, gostaríamos de agradecer a Deus por permitir a conclusão deste estudo, às nossas famílias e amigos pelo seu amor, apoio e compreensão durante este processo.

Este trabalho foi realizado com o apoio de muitos e é com humildade que reconhecemos suas contribuições.



5 Referências

- [1] DAL MOLIN, D.C.C. Fissuras em concreto armado com incidência significativa no estado do RGS: suas causas e medidas de prevenção. In: SEMINÁRIO SOBRE DO CARMO, Paulo Obregon. Patologia das construções. Santa Maria, Programa de atualização profissional CREA RS, 2003.
- [2] THOMAZ, E. Trincas em Edifícios: causas, prevenção e recuperação. São Paulo: Pini, EPUSP, IPT, 2003
- [3] SILVA, A.; BASTOS, J. Desempenho térmico em paredes: ensaios utilizando placa Arduino. Universidade evangélica de Goiás. Goiás, 2018.
- [4] OLIVEIRA, T. Arduino: uma ferramenta para monitoramento da temperatura em elementos de concreto. Universidade Federal Rural do Semi-Árido. Rio Grande do Norte, 2020.
- [5] SILVA, D.; FREITAS, B.J.M. Desenvolvimento de uma sonda para controle e monitoramento de temperatura utilizando a plataforma Arduino. Revista de Engenharia e Tecnologia, v. 10, n.1, 2018; p. 268-277.
- [6] SILVA, J.B.L.P.; JACINTHO, A.E.P.G.A; FORTI, N.C.S.; PIMENTEL, L.L.; BRANQUINHO, O.C. Desenvolvimento de sistema de baixo custo para monitoramento de integridade estrutural. Revista Matéria, v. 24, n. 4, 2019.

[4]

[5]



01-012 - Inspeção de fachadas de edifícios utilizando fotogrametria, mapas de danos e matriz GUT

SANTANA, K.S.^{a,*}; SILVA, A.S.^b;

^a Departamento de Construção e Estruturas, Universidade Federal da Bahia;

^b Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Bahia;

* *kayan.santana@ufba.br*

Resumo

Este estudo avaliou as fachadas de um edifício utilizando ortofotos geradas pela fotogrametria com imagens coletadas por RPA para criar um mapa de danos, integrados a uma avaliação baseada na metodologia GUT, visando a obtenção de informações para a determinação do grau de degradação da fachada do edifício. A estratégia de pesquisa adotada foi o Estudo de Caso. Os resultados apresentaram seis classes de manifestações patológicas, sendo fissura, deslocamento, destacamento na área das pastilhas, destacamento na área da pintura, selantes de juntas de dilatação ao fim da vida útil e eflorescências. A partir da análise GUT foi possível estabelecer uma ordem de prioridade para tratamento, sugerindo-se o tratamento das eflorescências, fissuras, destacamento nas pastilhas e destacamento na pintura, respectivamente. Embora os resultados tenham sido satisfatórios, mais estudos são necessários.

Palavras-chave: *Processamento de imagem; Ortofotos; Mapa de danos; RPA; GUT.*

Facade inspection of buildings using photogrammetry, damage maps, and GUT matrix

Abstract

This study evaluated the facades of a building using orthophotos generated by photogrammetry with images collected by RPA to create a damage map, integrated with an assessment based on the GUT methodology, aiming to determine the degree of facade degradation. The research strategy adopted was a Case Study. The results identified six pathologies: cracks, delamination, tile detachment, paint detachment, sealants of expansion joints at the end of their service life, and efflorescence. The GUT analysis established a priority order for treatment, suggesting the treatment of efflorescence, cracks, tile detachment, and paint detachment, respectively. Although the results were satisfactory, further studies are necessary.

Keywords: *Image processing; Orthophotos; Damage map; RPA; GUT.*



1 Introdução

Durante muitos anos, o cenário econômico na indústria da infraestrutura promoveu novas construções, impulsionando o crescimento urbano. Atualmente, o foco mudou para a manutenção, vigilância e reabilitação de estruturas existentes, que sofrem fenômenos como flexão, flambagem, falhas de tração e compressão, especialmente em edifícios mais antigos, densos e altos [1][2]. Para evitar colapsos estruturais, vítimas e perdas econômicas, é importante inspecionar e manter as edificações ao longo de sua vida útil [3]. A durabilidade, definida pela NBR 15575 como a capacidade de uma edificação e seus componentes de atender às expectativas de desempenho durante a vida útil, é um conceito essencial no cenário de manutenção de edifícios [4]. De acordo com a NBR 17170, as fachadas estão sujeitas a diversas influências externas que podem afetar o desempenho esperado, tornando imprescindível seguir as recomendações do manual de uso, operação e manutenção elaboradas pelo construtor ou prestador de serviços [5].

Nesse contexto, a fachada é o subsistema da construção que impacta o espaço no qual está disposto, desempenhando funções estéticas e de integridade às edificações, garantindo também a segurança e o conforto aos seus usuários [6]. Visto que esse subsistema compõe as envoltórias dos edifícios, torna-se mais suscetível aos agentes externos de degradação. As fachadas estão diretamente expostas a entes como temperatura, radiação solar, umidade, vento, elementos atmosféricos poluentes e organismos vivos [7]. Logo, o elemento da construção supracitado requer rotinas de manutenções preventivas e corretivas, intermediadas por inspeções periódicas, uma vez que os prejuízos psicológicos e financeiros recaem sobre o consumidor final [8][9].

Entretanto, devido à extensão dimensional das fachadas e às dificuldades de acesso em determinadas localizações, as investigações e manutenções embasadas nos métodos convencionais apresentam numerosas limitações [10]. A inspeção visual ou tradicional é associada à mensuração de manifestações patológicas restrita à visão humana e às fotografias sem referências espaciais. Essa categoria de inspeção requer elevadores, observadores e colaboradores realizando serviços em alturas perigosas, fato que demanda muito trabalho e maiores prazos [11]. Apesar de todos esses esforços, alguns detalhes podem passar despercebidos, devido à inacessibilidade de certas partes da superfície [1]. Nesse sentido, a RPA



(do inglês *Remotely Pilot Aircraft* ou Aeronave Remotamente Pilotada) se apresentou como uma tecnologia oportuna para fins investigativos, angariando segurança, agilidade e precisão à execução dos serviços [12].

As RPA's têm se tornado populares devido à celeridade na coleta de dados e à capacidade de explorar o ambiente construído [13]. Na construção civil, são utilizadas para inspeção de estradas e pavimentos [14], pontes [15], monumentos históricos [16], telhados [17] e fachadas de edifícios [11][18][1]. No entanto, a análise individual de cada foto coletada, em grandes conjuntos de dados, ainda é uma tarefa demorada, tediosa e propensa a erros [19]. Para superar essas limitações, o uso de fotogrametria emerge como uma solução viável para gerar ortofotos, representações precisas das fachadas em projeção ortográfica. Essas ortofotos são essenciais para registrar historicamente as inspeções e facilitar a identificação de manifestações patológicas, conhecida como mapas de danos [20].

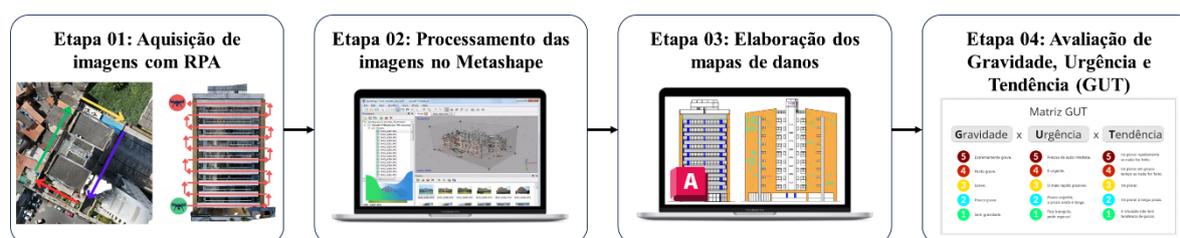
De acordo com [21], o mapa de danos é um documento ilustrativo que sintetiza informações sobre o estado de degradação de uma construção no momento da inspeção. Este método qualitativo de análise permite identificar visualmente a localização das anomalias. Ele é amplamente utilizado como documentação base para processos de recuperação e restauro de edificações de valor cultural e histórico [22]. Além disso, este documento apoia os gestores na administração da manutenção, fornecendo informações qualitativas e quantitativas obtidas a partir de inspeções. Nesse contexto, diversos estudos têm elaborado mapas de danos em edificações, visando representar as degradações presentes [23][24][25].

Embora a literatura destaque a contribuição desses trabalhos, ainda existem desafios no uso de mapas de danos a partir de ortofotos. A principal dificuldade na elaboração de ortofotos está na dependência da captura completa de fotografias pela RPA, o que pode ser inviabilizado por obstruções físicas. Além disso, o mapeamento de danos não extrai automaticamente informações patológicas dos produtos fotogramétricos. Neste contexto, o objetivo deste trabalho é avaliar as condições de integridade das fachadas de um edifício utilizando imagens coletadas por RPA, integrando técnicas fotogramétricas e a metodologia GUT (Gravidade, Urgência e Tendência) para apoiar as tomadas de decisão referentes à manutenção, visando garantir a durabilidade e o desempenho das edificações.

2 Método de Pesquisa

A estratégia de pesquisa adotada neste trabalho foi o Estudo de Caso que, segundo [26], é uma estratégia de pesquisa empírica que investiga um fenômeno contemporâneo dentro de seu contexto do mundo real, envolvendo análises qualitativas e/ou quantitativas. Dessa maneira, esta pesquisa aplica a utilização de fotogrametria a partir de imagens coletadas por RPA para criação de um mapa de danos de edificações, objetivando subsidiar atividades de manutenção. Assim, esta pesquisa foi desenvolvida em quatro etapas (Figura 1), sendo: (i) coleta de imagens com uso de RPA; (ii) processamento das imagens coletadas por RPA; (iii) elaboração do mapa de danos das fachadas, e (iv) avaliação das fachadas por meio do método de Gravidade, Urgência e Tendência (GUT).

Figura 1. Delineamento da pesquisa



Fonte: Os autores.

O edifício utilizado como objeto de estudo está situado na região metropolitana de Salvador e foi construído no ano de 2009. Essa edificação localiza-se relativamente próxima do mar, com uma distância média de 415 metros do Oceano Atlântico (Figura 2a). Portanto, o edifício se enquadra na classe de agressividade ambiental III: forte e com grande risco de deterioração da estrutura, conforme a tabela 6.1 da NBR 6118 [27]. Em relação ao sistema construtivo, especificamente do subsistema de vedação, suas fachadas apresentam composição mista entre revestimento cerâmico 5,0 x 5,0 cm em três cores (branca, marrom e azul) e revestimento argamassado com acabamento em pintura branca e textura cinza. Tais revestimentos estão aderidos a dois tipos de substrato: a alvenaria de vedação, composta por blocos cerâmicos; e as estruturas de concreto armado como lajes, vigas e pilares.

A cobertura possui entelhamento composto por telhas de fibrocimento, rufo, treliças, terças e calhas. A fachada frontal está voltada para sudoeste, portanto, submetida à ação influente do sol.



A fachada lateral direita está voltada para noroeste, estando submetida à ação predominante do sol. A fachada lateral esquerda está voltada para sudeste, submetida à ação hegemônica dos ventos e da chuva. A fachada posterior está voltada para nordeste, logo, submetida à ação prevalecte dos ventos (Figura 2b).

Figura 2. Objeto de estudo



Fonte: Os autores.

Em relação às tecnologias utilizadas neste estudo (Figura 3), a aquisição das imagens foi realizada através de uma RPA do tipo quadricóptero, modelo DJI Air 2S. Após a aquisição das imagens, estas foram processadas pelo software Agisoft Metashape, para a geração das ortofotos referentes a cada fachada do edifício. A partir das imagens coletadas por RPA e processadas no software para geração das ortofotos, foi possível embasar a confecção do desenho de fachada e do mapa de danos no AutoCAD, proporcionando uma representação mais fidedigna dos problemas encontrados nas fachadas.

Acerca dos critérios de escolha do modelo DJI Air 2S estão: o peso de 0.595 kg, sendo leve para o transporte; a sua autonomia máxima de voo de 31 minutos, a sua velocidade máxima de voo de 68.4 km/h, o seu armazenamento interno de 8 GB e externo de até 256 GB, adquirindo um número significativo de imagens; a sua resolução de foto de 20 MP e a sua resolução de vídeo de 5.4K – 4K – 2.7K – Full HD, com qualidade satisfatória para a análise dos produtos obtidos. O voo realizado a uma distância menor que dois metros entre duas ou mais barreiras físicas deve ser evitado, pois a RPA pode perder o sinal e, conseqüentemente, haver a queda abrupta dessa ferramenta.

Figura 3. Ferramentas digitais utilizadas

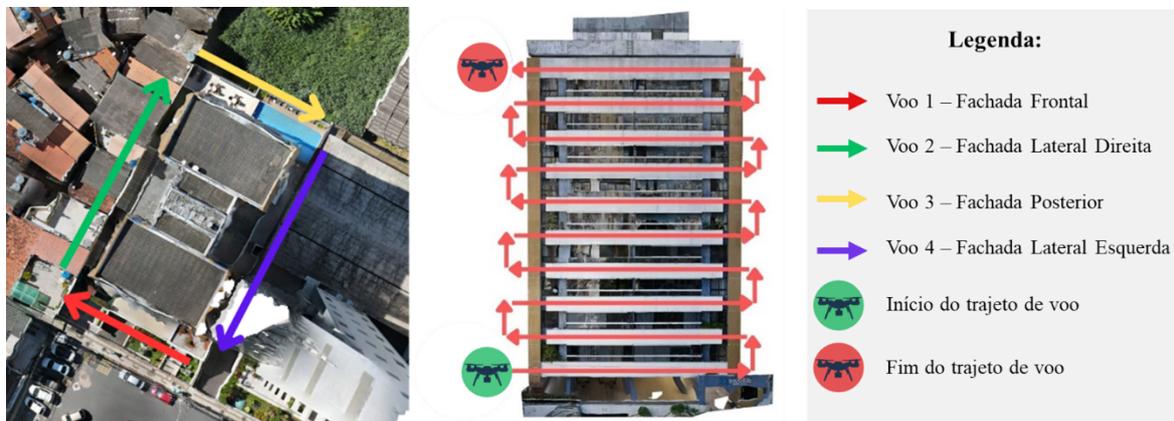


Fonte: Os autores.

2.1 Coleta de imagens

Mediante ao fato de o objeto de estudo possuir edificações no seu entorno, o voo foi desenvolvido manualmente com o aplicativo DJI Fly. Houve uma operação para cada fachada, resultando no total de quatro voos em um período de 40 minutos. O número de imagens capturadas pela RPA para a elaboração do mapa de danos foi de 677. A trajetória utilizada neste estudo apoiou-se no protocolo de aquisição de imagens proposto por [28], que visou uma fachada por vez, seguindo o percurso de voo demonstrado na Figura 4.

Figura 4. Plano de voo



Fonte: Os autores.

2.2 Processamento de imagens

O processamento das imagens foi realizado através do software de fotogrametria Agisoft Metashape, que realiza a transformação das imagens bidimensionais em subprodutos a partir da técnica *Structure from Motion* (SfM). Esses subprodutos podem estar atrelados ao

georreferenciamento ou à criação de modelos 3D. Baseando-se nos estudos de [29], que apresentaram resultados satisfatórios com o software, o processamento das fachadas até gerar os ortomosaicos atingiu aproximadamente 02h57min. Ressalta-se que foi possível obter apenas duas ortofotos completas (fachadas frontal e posterior) e uma parcial (fachada lateral direita), devido às limitações espaciais com o uso da RPA (Figura 5).

Figura 5. Ortofoto das Fachadas



Fonte: Os autores.

2.3 *Elaboração do mapa de danos*

Após a etapa de análise das imagens no estudo em questão, foi elaborado o mapa de danos referente às fachadas, sobrepondo às ortofotos os desenhos desenvolvidos no software AutoCAD. Essa prática permitiu uma melhor avaliação e disposição das anomalias, bem como a realização do levantamento de quantitativos com maior precisão em relação às áreas e extensões lineares das manifestações apresentadas. A partir disso, é possível embasar a solicitação de materiais para as devidas intervenções de manutenção. As requisições de materiais e serviços estarão associadas à matriz de prioridade GUT, facilitando o planejamento e a gestão administrativa das rotinas de manutenção.



2.4 Aplicação do método de Gravidade, Urgência e Tendência (GUT)

Após realizar a observação do edifício e a coleta das imagens, estas fotografias foram averiguadas sob os preceitos da NBR 16747 [30]. Tal análise foi consolidada no intuito de estabelecer a matriz de prioridade aplicada por [31], que examinaram manifestações patológicas em estruturas de concreto armado para preservação de patrimônio histórico.

Essa matriz está relacionada ao método GUT (Gravidade, Urgência e Tendência), dos autores [32], o qual é fundamentado em três fatores: i) Gravidade: grau de severidade das anomalias presentes nos objetos de estudo; ii) Urgência: necessidade temporal de intervenção, de maneira a antecipar a disseminação deliberada das patologias; iii) Tendência: possível quadro a ser desenvolvido, caso o critério da urgência não seja atendido.

Nesse sentido, [33] adaptaram os estudos da métrica GUT, que inicialmente abordava questões administrativas, para o contexto das inspeções. Dessa forma, os autores atribuem pesos às combinações dos três fatores do método, possibilitando aos profissionais de perícia a organização das rotinas de manutenção e a definição de prioridades nas intervenções, conforme a Tabela 1.

Tabela 1. Análise GUT

<i>Grau</i>	<i>Gravidade</i>	<i>Urgência</i>	<i>Tendência</i>	<i>Peso</i>
Total	Perda de vidas humanas, do meio ambiente ou do próprio edifício	Evento em ocorrência	Evolução imediata	10
Alta	Ferimentos em pessoas, danos ao meio ambiente ou ao edifício	Evento prestes a ocorrer	Evolução em curto prazo	8
Média	Desconfortos, deterioração do meio ambiente ou do edifício	Evento prognosticado para breve	Evolução em médio prazo	6
Baixa	Pequenos incômodos ou pequenos prejuízos financeiros	Evento prognosticado para adiante	Evolução em longo prazo	3
Nenhum	Nenhuma	Evento imprevisto	Não vai evoluir	1

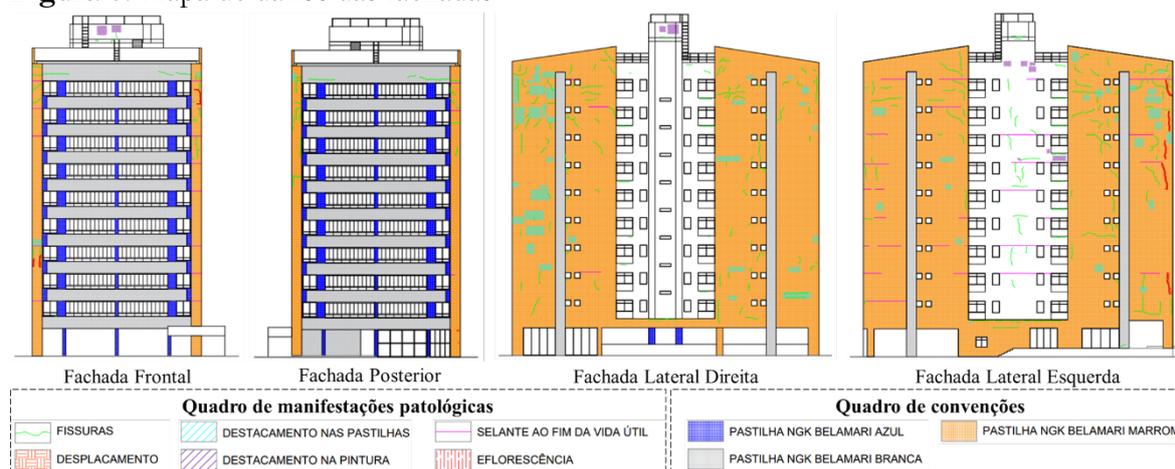
Fonte: Adaptado de [33].

3 Resultados e discussões

O mapa de danos foi elaborado sobre a ortofoto das fachadas, possibilitando ao observador notar a ocorrência de manifestações patológicas e reconhecer padrões ou correlação entre as

mesmas. A Figura 6 ilustra o produto obtido acerca das 4 (quatro) fachadas correspondentes a este estudo de caso. Quanto à fachada que não obteve o produto do processamento, o seu mapeamento foi feito por sobreposição e aproximação através das imagens obtidas pelo voo com a RPA.

Figura 6. Mapa de danos das fachadas



Fonte: Os autores.

Foram identificadas seis classes de manifestações patológicas relevantes para o estudo, sendo elas a fissura, o deslocamento, o destacamento na área das pastilhas, o destacamento na área da pintura, selantes de juntas de dilatação ao fim da vida útil e eflorescências. Com os quantitativos indicados na Tabela 2, foi possível estimar a porcentagem comprometida de todas as fachadas somando as áreas das ocorrências e dividindo pelo total da área da envoltória. As áreas de fachada com exclusão das esquadrias e vãos totalizaram 3234m².

Tabela 2. Quantitativo das manifestações patológicas

<i>Manifestação patológica</i>	<i>Comprimento (m)</i>	<i>Área (m²)</i>
Fissuras	346,58	-
Desplacamento	-	0,09
Destacamento nas Pastilhas	-	52,51
Destacamento na Pintura	-	5,82
Selante ao fim da vida útil	95,57	
Eflorescência	-	5,62

Fonte: Os autores.



A partir dos dados da tabela anterior, foi calculada a porcentagem estimada de comprometimento para a área total do edifício, que é de 5%. Através das manifestações patológicas elencadas, é possível observar o risco de danos à saúde humana, principalmente dos condôminos, bem como a perda da integridade e funcionalidade do edifício, a tendência de elevação nos custos de reparação e o comprometimento da vida útil da edificação.

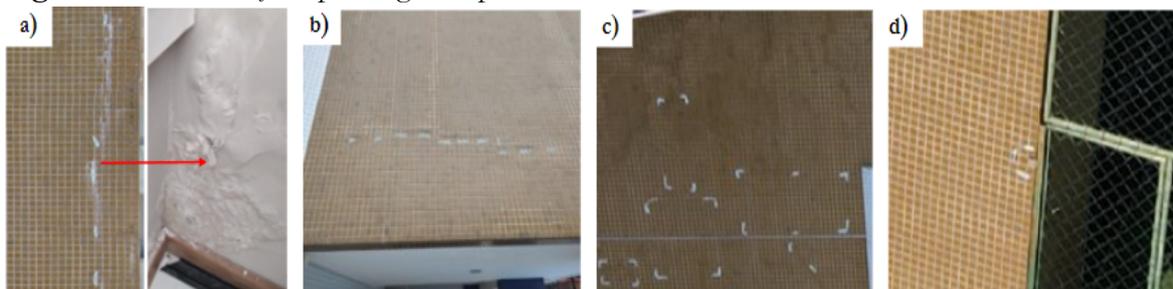
Analisando o cenário da edificação e o mapa de danos, foi perceptível a ocorrência de eflorescência na superfície (Figura 7a). Essa manifestação patológica consiste em manchas de cor branca, que representam a cristalização de sais presentes no substrato. Primeiro, a água dissolve os sais internamente à alvenaria e, à medida que essa água evapora, leva consigo os sais dissolvidos, formando o aspecto característico da anomalia. Os casos considerados para essa patologia estiveram, inicialmente, associados a fissuras e indicaram a percolação de água através do revestimento, que também foi observada nas visitas ao ambiente interno dos apartamentos, notada por meio de infiltrações. A anomalia ocorreu com maior frequência na fachada lateral esquerda, que está submetida à ação predominante das chuvas e dos ventos. Esse panorama representa um risco ao bem-estar dos moradores e requer intervenções imediatas.

As fissuras desenvolvidas apresentaram diversas tipologias de processos como causa: movimentações térmicas (Figura 7b), movimentações higroscópicas e atuação de sobrecargas. Em alguns casos, essas fissuras possibilitaram a percolação da água para os apartamentos e a aparição de outras ocorrências, exigindo atenção prioritária para o seu tratamento. Em segundo plano, é importante citar o destacamento nas áreas de pintura e de revestimento cerâmico (Figura 7c). Esse destacamento se caracteriza pela perda de aderência do revestimento ao substrato, provocando o “som cavo” que é identificado pelo teste de percussão em fachadas. Vale salientar que, devido à maior área e contato mais frequente com os moradores, os reparos sobre as pastilhas devem ser prioridade, a fim de evitar possíveis quedas de material e obstruções de passagem.

Por conseguinte, cita-se o deslocamento (Figura 7d). Esse fenômeno é provocado pela perda de adesão entre dois materiais de natureza distinta, podendo ser causado pela ação de forças ou pela perda de desempenho dos materiais. Apesar de sua incidência ter sido mínima, requer atenção devido à possibilidade de comprometer a integridade física dos condôminos. Por último, foram verificados os casos de selante ao fim da vida útil. Esse selante é composto por material

flexível e é utilizado nas juntas de dilatação para minorar os efeitos das movimentações térmicas. Como não houve sua substituição ao longo da vida útil do prédio, a incidência de agentes externos viabilizou seu ressecamento e, conseqüentemente, sua perda de desempenho.

Figura 7. Manifestações patológicas apresentadas no estudo de caso



Fonte: Os autores.

A análise por intermédio da matriz GUT (Tabela 3) permitiu estabelecer a ordem de prioridade para os planos de manutenção a serem implementados, ressaltando o embasamento através da NBR 16747 [30] para a observação das imagens.

Tabela 3. Matriz GUT para o estudo de caso

<i>Patologia</i>	<i>Gravidade (G)</i>	<i>Urgência (U)</i>	<i>Tendência (T)</i>	<i>G*U*T</i>	<i>Ordem</i>
Eflorescência	10	10	10	1000	1º
Fissuras	8	10	8	640	2º
Destacamento nas Pastilhas	8	8	8	512	3º/4º
Destacamento na Pintura	8	8	8	512	3º/4º
Desplacamento	6	10	6	360	5º
Selante ao fim da vida útil	3	10	8	240	6º

Fonte: Os autores.

A Tabela 3 demonstrou resultados positivos para o estabelecimento dos itens prioritários nas possíveis intervenções. As suas indicações estiveram associadas às escolhas que, naturalmente, seriam atacadas pelos profissionais responsáveis pela elaboração dos laudos técnicos e pelas atividades de revitalização de fachada. Nesse sentido, a matriz GUT pode fornecer fundamentação para a primazia das manifestações patológicas, quando necessária. Embora a conjuntura possibilite os benefícios mencionados, observa-se que nos itens de 3º e 4º lugares



houve um empate de pontuação. Neste caso, a análise tende a ser mais subjetiva e requer o incremento de novas instâncias por parte do observador. A preferência seria o destacamento na área das pastilhas, pois o revestimento cerâmico está presente na maior parte das fachadas estudadas e em locais de passagem mais frequente de seres vivos.

Em relação aos estudos da literatura como de [23], corrobora-se que a implementação da RPA e do processamento de imagens para a geração de ortofotos é essencial para angariar dados de maneira mais ágil, bem como elaborar o mapa de danos das fachadas com maior acurácia. Os autores, pela falta de precisão ao realizar o mapeamento de danos, tiveram que aplicar o método MMD (Método de Mensuração da Degradação) para criar uma correlação entre os valores quantitativos, o que seria uma etapa a mais de trabalho manual antes de indicar as anomalias no software AutoCAD.

Quanto ao uso da metodologia GUT, apesar de possuir características subjetivas, observa-se uma importante vantagem para o embasamento das relações de prioridade aos serviços de manutenção. Vantagem essa que seria interessante na aplicação em estudos de caso como o desenvolvido por [24], visto que os autores analisaram uma edificação histórica com fotografias, mas sem apresentar um plano de ataque fundamentado para as intervenções necessárias e nem os seus quantitativos. Dessa maneira, o presente estudo demonstrou ser proveitoso à elaboração de orçamentos, já que houve precisão expressiva acerca das informações coletadas.

4 Conclusões

Este estudo avaliou as condições de integridade das fachadas de um edifício localizado em Salvador, Bahia. A partir dos resultados, observou-se que o grau de degradação da fachada apresenta riscos à saúde e integridade humana, embora as anomalias não apresentem porcentagens expressivas em relação à área total das fachadas. Tais problemas poderiam ser evitados seguindo os protocolos normativos de inspeções e manutenções periódicas, incluindo ações como lavagens e revisão de determinados elementos da envoltória.

Dessa forma, o mapa de danos produzido sobre as ortofotos das fachadas possibilitou a delimitação e posicionamento mais precisos das manifestações patológicas encontradas. Assim, houve maior assertividade no levantamento de quantitativos das extensões lineares e áreas

degradadas, fomentando o orçamento correspondente à aquisição de materiais. Por conseguinte, a matriz GUT atingiu seu objetivo de embasamento para os profissionais, designando a ordem de precedência das intervenções. Todo o processo provou ser bastante útil e eficaz ao parecer do laudo técnico, servindo de suporte aos gestores na avaliação do subsistema da construção.

Algumas limitações referentes a este estudo estiveram ligadas às barreiras físicas encontradas pela RPA na etapa de coleta de imagens, inibindo sua atuação perante à proximidade com outros prédios. Assim, a utilização de sensores LiDAR poderia evitar essa obstrução espacial. Quanto ao mapa de danos, ainda é uma tarefa manual a delimitação de cada patologia, o que pode vir a ser superado pelo aprimoramento de algoritmos de Aprendizado de Máquina (do inglês *Deep Learning* ou DL) e Redes Neurais Convolucionais (do inglês *Convolutional Neural Networks* ou CNN's) diretamente sobre ortofotos geradas. Dessarte, seria possível subsidiar o aprofundamento em estudos futuros, buscando o apoio na gestão da manutenção de edifícios.

Agradecimentos

Os autores agradecem, especialmente, à empresa Construinova Engenharia pela parceria, expertise compartilhada à respeito da área de atuação e autorização de uso dos dados para desenvolvimento deste estudo. Além disso, agradecem o Grupo de Pesquisa e Extensão em Gestão e Tecnologia das Construções da UFBA (GETEC-UFBA) por todo suporte.

5 Referências

- [22] MATHUR, Prayushi; SHARMA, Charu; AZEEMUDDIN, Syed. Autonomous Inspection of High-rise Buildings for Façade Detection and 3D Modeling using UAVs. *IEEE Access*, 2024.
- [23] GOLEWSKI, Grzegorz Ludwik. The phenomenon of cracking in cement concretes and reinforced concrete structures: the mechanism of cracks formation, causes of their initiation, types and places of occurrence, and methods of detection—a review. *Buildings*, v. 13, n. 3, p. 765, 2023.
- [24] FERREIRA, Cláudia *et al.* Impact of environmental exposure conditions on the maintenance of facades' claddings. *Buildings*, v. 11, n. 4, p. 138, 2021.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15575-1: Edificações habitacionais – Desempenho Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2024.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 17170: Edificações – Garantias – Prazos recomendados. Rio de Janeiro, 2022.



- [27] BAUER, Elton; CASTRO, E. K.; SILVA, Maria de Nazaré Batista da. Estimativa da degradação de fachadas com revestimento cerâmico: estudo de caso de edifícios de Brasília. *Cerâmica*, v. 61, p. 151-159, 2015.
- [28] BARRELAS, Joana *et al.* Effects of Climate Change on Rendered Façades: Expected Degradation in a Progressively Warmer and Drier Climate—A Review Based on the Literature. *Buildings*, v. 13, n. 2, p. 352, 2023.
- [29] JUNIOR, José Atila Matos Aroucha *et al.* MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM FACHADAS COM REVESTIMENTOS ARGAMASSADOS: CAUSAS E PREVENÇÃO. *Revista Contemporânea*, v. 3, n. 11, p. 21503-21511, 2023.
- [30] MADUREIRA, Sara *et al.* Maintenance planning of facades in current buildings. *Construction and building materials*, v. 147, p. 790-802, 2017.
- [31] CHEN, Yulong *et al.* Building surface crack detection using deep learning technology. *Buildings*, v. 13, n. 7, p. 1814, 2023.
- [32] SILVA, Alisson de Souza *et al.* Modelo de aprendizado de máquina para inspeção automatizada de fachadas de paredes de concreto. *SIMPÓSIO BRASILEIRO DE GESTÃO E ECONOMIA DA CONSTRUÇÃO*, v. 13, p. 1-9, 2023.
- [33] RUIZ, Ramiro Daniel Ballesteros *et al.* Processamento digital de imagens para detecção automática de fissuras em revestimentos cerâmicos de edifícios. *Ambiente Construído*, v. 21, n. 1, p. 139-147, 2020.
- [34] TONDELO, Patrícia; BARTH, Fernando. Utilização de VANT nos processos de inspeção de fachadas de um edifício. *Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído*, v. 17, n. 1, p. 2845-2852, 2018.
- [35] HAN, Chengjia *et al.* CrackW-Net: A novel pavement crack image segmentation convolutional neural network. *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems*, v. 23, n. 11, p. 22135-22144, 2021.
- [36] ACERO MOLINA, Andres *et al.* Comparing the Accuracy between UAS Photogrammetry and LiDAR in Bridge Inspections. In: *Construction Research Congress 2024*. 2024. p. 227-237.
- [37] YUSOF, Hanita; AHMAD, Mustaffa Anjang; ABDULLAH, Aadam Mohammed Taha. Historical building inspection using the unmanned aerial vehicle. *International Journal of Sustainable Construction Engineering and Technology*, v. 11, n. 3, p. 12-20, 2020.
- [38] STAFFA JUNIOR, Luciano de Brito *et al.* Web platform for building roof maintenance inspection using UAS and artificial intelligence. *International Journal of Building Pathology and Adaptation*, 2023.
- [39] GIL-DOCAMPO, Mariluz *et al.* UAS IR-Thermograms Processing and Photogrammetry of Thermal Images for the Inspection of Building Envelopes. *Applied Sciences*, v. 13, n. 6, p. 3948, 2023.
- [40] CHEN, Kaiwen *et al.* Geo-registering UAV-captured close-range images to GIS-based spatial model for building façade inspections. *Automation in Construction*, v. 122, p. 103503, 2021.
- [41] DRAGANIĆ, Suzana *et al.* Orthofaçade-Based Assisted Inspection Method for Buildings. *Applied Sciences*, v. 12, n. 11, p. 5626, 2022.
- [42] COSTA, Vitoria da Silveira; SILVEIRA, Aline Montagna; TORRES, Ariela da Silva. Evaluation of degradation state of historic building facades through qualitative and quantitative indicators: case

- study in Pelotas, Brazil. *International Journal of Architectural Heritage*, v. 16, n. 11, p. 1642-1665, 2022.
- [43] LOPES, Melissa LF; SILVA, Maykon V.; BAUER, Elton. FACADE DAMAGE MAPS: A LITERATURE REVIEW. 2022.
- [44] PASQUALOTTI, F.; AURICH, M.; TORRES, A. DA S. Aplicabilidade do uso do mapa de danos em fachadas de edificações inventariadas. *Congresso Brasileiro De Patologias Das Construções*, p. 303-314. 12 jul. 2022
- [45] RIBEIRO, R.; VILHENA, N.; PINA, C.; JÚNIOR, S.; QUEIROZ, L. Degradação de fachadas: um estudo de caso em prédio da escola de teatro e dança da UFPA. *Congresso Brasileiro de Patologias das Construções*, p. 947-958. 12 jul. 2022.
- [46] COSTA, V. S. DA; TORRES, A. DA S. Avaliação do estado de degradação de fachadas de edifícios escolares por meio de indicadores qualitativos e quantitativos: estudo de caso em Pelotas/RS. *Congresso Brasileiro De Patologias Das Construções*, p. 84-95. 12 jul. 2022.
- [47] YIN, Robert K. Estudo de Caso-: Planejamento e métodos. Bookman editora, 2015.
- [48] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023.
- [49] SILVA, Alisson de Souza et al. Método para reconhecimento automatizado de falhas construtivas na execução de fachadas com uso de drones e aprendizado de máquina. 2023.
- [50] BARBOSA, Amanda da Silva *et al.* Método para monitoramento do progresso e terminalidade de atividades internas e externas de obras utilizando BIM, RPA e câmera 360°. 2022.
- [51] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16747: Inspeção Predial – Diretrizes, conceitos, terminologia e procedimento. Rio de Janeiro, 2020.
- [52] INOJOSA, Leonardo da Silveira Pirillo *et al.* Análise de manifestações patológicas e de estruturas de concreto armado para preservação do patrimônio—Museu da Cidade—Brasília-DF. 2021.
- [53] KEPNER, Charles Higgins; TREGOE, Benjamin B. The new rational manager. (No Title), 1981.
- [54] GOMIDE, T. L. F.; NETO, J. C. P. F.; GULLO, M. A. (2011). *Inspeção Predial Total - Diretrizes e Laudos no Enfoque da Qualidade Total e da Engenharia Diagnóstica*. São Paulo-SP.



01-013 - Determinação de correlação entre resistência à compressão e dureza superficial do concreto de vigas em uma estrutura da década de 1960

Natália Linhares ^{a*}, Jaderson Antunes ^b e Patrícia Carvalho ^c

^a Linhares Engenharia, São Bernardo do Campo, Brasil

^b Grupo JADE, Santo André, Brasil

^c Oak Patologia das Construções, Curitiba, Brasil

* natalia@engenharialinhares.com.br

Resumo

Este artigo apresenta uma inspeção técnica da estrutura de concreto de uma edificação construída na década de 1960, utilizando ensaios de extração de testemunhos e esclerometria para determinar a resistência à compressão do concreto. A quantidade de extrações foi rigorosamente controlada para não comprometer a integridade estrutural, complementada por ensaios não destrutivos de esclerometria. Os resultados indicaram uma correlação robusta entre os métodos, com desvios inferiores a 4 MPa, demonstrando a confiabilidade do procedimento empregado. A análise estatística dos dados reforçou a validade dos resultados obtidos, evidenciando a precisão do método de correlação utilizado. A pesquisa valida o uso combinado de ensaios destrutivos e não destrutivos para a avaliação da resistência do concreto em estruturas antigas, proporcionando uma abordagem segura e precisa para a inspeção estrutural.

Palavras-chave: concreto; resistência; esclerometria, inspeção.

Determination of correlation between compressive strength and surface hardness of beam concrete in a structure from the 1960s

Abstract

This article presents a technical inspection of the concrete structure of a building constructed in the 1960s, utilizing core extraction and sclerometry tests to determine the compressive strength of the concrete. The quantity of extractions was rigorously controlled to avoid compromising the structural integrity, supplemented by non-destructive sclerometry tests. The results indicated a robust correlation between the methods, with deviations of less than 4 MPa, demonstrating the reliability of the employed procedure. The statistical analysis of the data reinforced the validity of the obtained results, evidencing the precision of the correlation method used. The research validates the combined use of destructive and non-destructive tests for evaluating the concrete strength in old structures, providing a safe and accurate approach for structural inspection.

Keywords: concrete, strength, esclerometer, inspection.



1 Introdução

Durante a realização de inspeções em estruturas de concreto, o maior desafio de campo é a determinação da resistência à compressão do concreto com o menor impacto possível a estrutura, que muitas vezes é objeto de estudo sem que haja projeto estrutural, mapeamento de concretagem ou quaisquer documentos que balizem as investigações de campo, justamente com o objetivo de determinar a sua condição atual e desenvolver um projeto *as built* a fim de registrar a estrutura e até mesmo direcionar alterações de uso da construção. Nesse sentido, faz-se necessária a abertura de discussões sobre o assunto a fim de correlacionar os resultados de ensaios destrutivos com resultados de ensaios não destrutivos com o intuito de diminuir a quantidade de extrações de concreto e, conseqüentemente, diminuir os danos causados durante o estudo daquela construção.

Uma das mais comuns correlações é a combinação entre o ensaio destrutivo de determinação da resistência à compressão com a extração de testemunhos para ruptura em prensa e o ensaio não destrutivo de determinação de dureza superficial com o uso de esclerômetro de reflexão. Essa combinação tem o potencial de diminuir a quantidade de testemunhos de concreto extraídos da estrutura criando uma correlação de resultados entre a dureza superficial e a resistência à compressão do concreto, entretanto há no mercado gráficos padronizados que apresentam essa correlação pré-estabelecida. Este estudo ocorreu com o objetivo de entender se a correlação entre os ensaios é um método seguro de análise do concreto e, complementarmente, se é possível utilizar gráficos pré-estabelecidos durante as investigações.

Posto isso, este artigo tem como objetivo identificar a eficácia de dois métodos de correlação entre os resultados obtidos no ensaio não destrutivo de esclerometria sendo o primeiro com a elaboração de equação de correlação a partir de extrações de testemunho e o segundo método a partir de correlação com ábaco pré-definido fornecido pela fabricante do equipamento. Salienta-se que não foi realizada extração de testemunho em todos os pontos de análise a fim de preservar a integridade da estrutura e minimizar os impactos causados durante inspeções destrutivas, razão principal deste estudo.



2 Metodologia

Foi utilizada para estudo uma edificação da década de 60, localizada na cidade de São Paulo, durante as inspeções das estruturas para mudança de uso.

Toda a estrutura encontrava-se, na ocasião da inspeção, sem revestimentos, estando sua superfície completamente exposta para a realização dos ensaios.

Diversos ensaios e investigações foram realizados nesta estrutura para desenvolvimento de projeto *as built* e, posteriormente, projeto de reforço estrutural a fim de permitir, com segurança, o novo uso da edificação. Neste estudo será levado em consideração apenas os ensaios de extração de testemunhos para ruptura de determinação da resistência à compressão e de determinação de dureza superficial com esclerômetro de reflexão com o objetivo de elaborar um gráfico de correlação entre os resultados.

O ensaio de esclerometria foi realizado seguindo as orientações da ABNT NBR 7584:2013 – Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio, utilizando o equipamento do fornecedor Pavimétrica, número de série 15713, com índice de correção (k) de 1,008, devidamente calibrado com bigorna do fornecedor Pavimétrica, número de série 15157.

Conforme preconiza a norma supracitada, foi realizada a escolha das áreas conforme qualidade superficial da peça, sem manifestações patológicas visíveis, como fissuras, bolhas e falhas de concretagem; secas, limpas e preferencialmente planas, complementarmente foi realizada a detecção eletromagnética das armaduras com detector Bosh GSM 120 a fim de realizar o ensaio fora destas regiões, bem como foi realizando o preparo da superfície com o polimento energético a fim de expor minimamente os grãos de agregado e permitir, dessa forma, o ensaio apenas na região da pasta garantindo homogeneidade e qualidade dos resultados obtidos. Atendendo os requisitos normativos de espaçamento entre os impactos, bem como os espaçamentos entre cantos e arestas obrigatoriamente maior que 5 cm, as áreas de ensaio foram devidamente posicionadas nas faces verticais das vigas e demarcadas com giz estaca no próprio elemento conforme **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Figura 1. Demarcação da área de ensaio



Fonte: os autores.

Salienta-se que para cada ponto de ensaio foi realizado 16 impactos, conforme preconiza a normativa referenciada, eliminando os valores fora do limite de variação de $\pm 10\%$ e garantindo ao menos 5 resultados válidos, o resultado deste ensaio está apresentado no Capítulo 3 – Análise de Resultados deste documento.

As extrações de testemunhos para o ensaio de determinação de resistência à compressão do concreto foram realizadas seguindo a ABNT NBR 7680-1:2015 – Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – Parte 1: Resistência à compressão axial, sem que houvesse corte de armaduras. Os testemunhos foram extraídos com 75mm de diâmetro e altura variável, sendo corrigido o valor obtido na prensa com os coeficientes pertinentes.

Para determinação da quantidade de extrações, seguindo a mesma normativa ilustrada na Tabela 3, a quantidade foi baseada na definição de formação de lotes em estruturas existentes que pode ser realizada pelo tipo de elemento e sua importância estrutural, tal como pela homogeneidade aferida por técnicas não destrutivas como avaliação da dureza superficial ou determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Para o caso de avaliação da dureza superficial, recomenda-se que seja adotado como limite de lote, variações de 15% do resultado médio.

**Tabela 3** - Tabela referência para formação de lotes

Tipo de controle (conforme ABNT NBR 12655)	Mapeado (rastreadabilidade)		Formação dos lotes	Quantidade de testemunhos por lote ^a	
	No lançamento	Por ensaios não destrutivos			
Amostragem total	Sim	Opcional	Cada lote corresponde ao volume de uma betoneira ou de um caminhão betoneira	Aplicado em um elemento estrutural	2
				Aplicado em mais do que um elemento estrutural	3
	Não	Sim	Conforme o mapeamento. Cada lote deve corresponder ao conjunto contido em um intervalo restrito de resultados dos ensaios não destrutivos ^b	Até 8 m ³	3 ^c
Maior que 8 m ³ e menor que 50 m ³				4	
Amostragem parcial	Indiferente	Sim	Conforme o mapeamento. Cada lote deve corresponder ao conjunto contido em um intervalo restrito de resultados dos ensaios não destrutivos ^b	Até 8 m ³	4
				Maior que 8 m ³ e menor que 50 m ³	6
Casos excepcionais	Vale o critério de amostragem parcial conforme ABNT NBR 12655 (concreto preparado na obra).				

^a Ver seção 6

^b Para o índice esclerométrico e velocidade de propagação da onda ultrassônica, recomenda-se que seja adotado como dispersão máxima do conjunto de resultados o intervalo de $\pm 15\%$ do valor médio.

^c Em se tratando de um único elemento estrutural, a quantidade de testemunhos deve ser reduzida a dois, de forma a evitar danos desnecessários

Fonte: ABNT NBR 7680-1:2015 – Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – Parte 1: Resistência à compressão axial.

Os três pavimentos em estudo, admitindo mesma família de concreto, compreendem um volume dentro do intervalo da Tabela 1 da ABNT NBR 7680-1:2015 apresentada acima, onde terão sua homogeneidade aferida durante o ensaio de esclerometria. Portanto, serão selecionadas seis áreas para realização das extrações e determinação da resistência à compressão, dentre as áreas selecionadas para realização de ensaio de determinação de dureza superficial, cuja quantidade foi determinada em 18 amostras, número este 3 vezes maior que o ensaio de determinação de resistência à compressão.



Segundo Tomazeli (2019) é usual um maior número de ensaio de esclerometria comparado ao de extração principalmente por dois fatores:

Segurança: uma vez que a extração, de certo modo, pode afetar a integridade do elemento ensaiado;

Econômico: extração de testemunho é um ensaio mais oneroso.

Complementarmente a estes fatores, destaque-se o aspecto sustentável, uma vez que estas extrações geram resíduos consideráveis e demandam de material para recompor as perfurações e devolver a geometria do elemento.

Ainda baseado na obra supracitada, é possível determinar uma curva de correlação linear entre os valores dos dois ensaios, desde que realizados no mesmo elemento e local de ensaio.

Foram selecionadas 18 vigas, em três diferentes pavimentos conforme Tabela 4 e, admitido que todos os elementos fazem parte de um mesmo lote de concreto, ou seja, foram elaborados e aplicados sob condições consideradas uniformes, possuindo características físicas e químicas semelhantes conforme terminologia da ABNT NBR 12655:2022 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. O ensaio de esclerometria foi identificado com o código EE seguido de numeração sequencial enquanto o ensaio de determinação da resistência à compressão foi identificado com o código CP seguido de numeração sequencial.

Foi determinado que as áreas de identificação EE1 e EE2, do décimo segundo pavimento, EE11 e EE12, do sétimo pavimento e EE13 e EE14, do primeiro pavimento, após o procedimento de ensaio de esclerometria, seriam submetidas a extração de testemunhos para realização do ensaio de determinação de resistência à compressão, sendo responsáveis pelo gráfico de correlação da estrutura em análise, seguindo as quantidades mínimas de formação de lote.

As extrações foram realizadas e os exemplares encaminhados a laboratório para a realização das rupturas e determinação de resistência à compressão conforme procedimentos das normas vigentes.



Tabela 4. Definição de pontos de ensaio de esclerometria e pontos de extração

Identificação	Elemento	Pavimento	Obs.:
EE1	Viga	12	Com extração
EE2	Viga	12	Com extração
EE3	Viga	12	
EE4	Viga	12	
EE5	Viga	12	
EE6	Viga	12	
EE7	Viga	7	
EE8	Viga	7	
EE9	Viga	7	
EE10	Viga	7	
EE11	Viga	7	Com extração
EE12	Viga	7	Com extração
EE13	Viga	1	Com extração
EE14	Viga	1	Com extração
EE15	Viga	1	
EE16	Viga	1	
EE17	Viga	1	
EE18	Viga	1	

Fonte: os autores.

3 Resultados e discussões

Na **Tabela 5** estão apresentados os resultados do ensaio de esclerometria com o índice esclerométrico referente a dureza superficial do concreto, bem como a identificação dos 6 testemunhos extraídos após a realização do ensaio em questão para ruptura e determinação da resistência à compressão do concreto e, na **Tabela 6**, estão apresentados as resistências à compressão, resultado do ensaio de ruptura de testemunhos extraídos sobre os pontos de esclerometria.

Com o resultado dos dois ensaios foi possível desenvolver a correlação entre eles, apresentado na **Tabela 7**, assumindo uma nova identificação CR seguida de numeração sequencial a fim de agrupar os resultados do mesmo elemento. Para as resistências à compressão provenientes de ensaio de ruptura de testemunhos, foi atribuída a nomenclatura de $F_{c,j,ed}$, enquanto as provenientes de cálculos numéricos, foi atribuída a nomenclatura de $F_{c,j,calc}$.

Tabela 5 – Resultado do ensaio de determinação de dureza superficial

Identificação	Elemento	IE α	Pavimento	Identificação da extração
EE1	Viga	46,77	12	CP2
EE2	Viga	43,95	12	CP1
EE3	Viga	45,16	12	-
EE4	Viga	42,03	12	-
EE5	Viga	44,96	12	-
EE6	Viga	46,77	12	-
EE7	Viga	39,61	7	-
EE8	Viga	43,24	7	-
EE9	Viga	44,25	7	-
EE10	Viga	41,73	7	-
EE11	Viga	39,72	7	CP4
EE12	Viga	36,59	7	CP3
EE13	Viga	31,25	1	CP6
EE14	Viga	41,23	1	CP5
EE15	Viga	43,34	1	-
EE16	Viga	35,18	1	-
EE17	Viga	36,29	1	-
EE18	Viga	30,04	1	-

Fonte: os autores.

Tabela 6 – Resultado do ensaio de determinação de resistência à compressão

CP	Dimensões (mm)		h/d	Massa (g)	Massa Especif. (kg/m ³)	Coeficientes de correção				Carga (N)	fci inicial (MPa)	fci _{est} (MPa)
	d	h				k1	k2	k3	k4			
1	74,75	123,60	1,65	1251,3	2307	-0,03	0,09	0,05	-0,04	102300	23,31	24,94
2	75,15	140,00	1,86	1454,3	2342	-0,01	0,09	0,05	-0,04	137400	30,98	33,76
3	74,95	150,13	2,00	1545,3	2333	0,00	0,09	0,05	-0,04	88600	20,08	22,09
4	75,00	114,70	1,53	1164,0	2297	-0,04	0,09	0,05	-0,04	92300	20,89	22,15
5	75,20	128,80	1,71	1394,0	2437	-0,02	0,09	0,05	-0,04	112600	25,35	27,38
6	75,20	110,30	1,47	1304,0	2662	-0,04	0,09	0,05	-0,04	63450	14,29	15,14

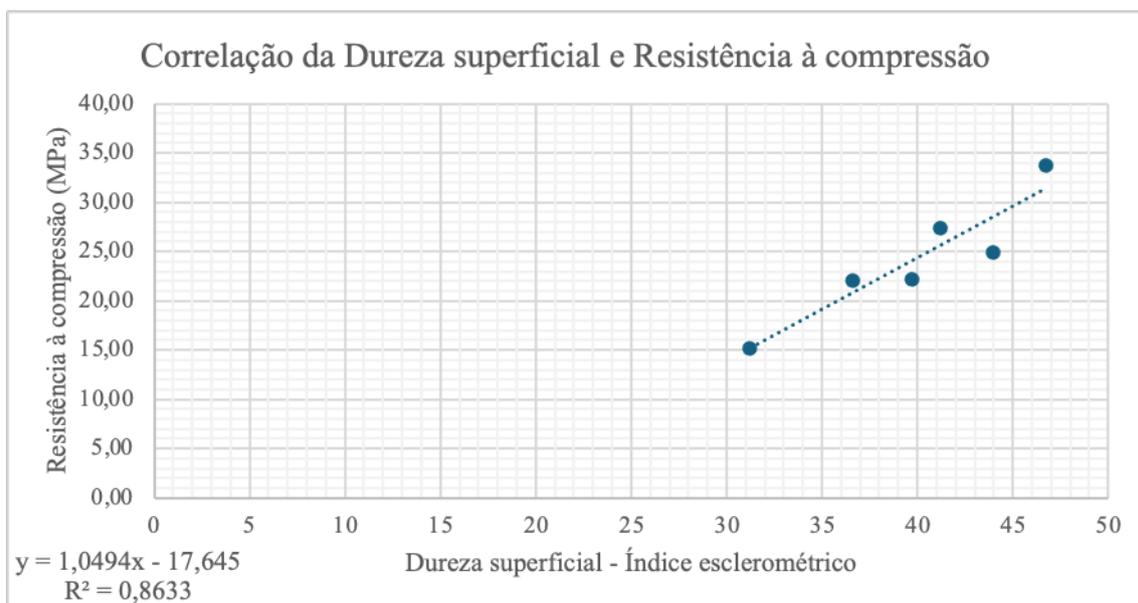
Fonte: os autores.

Tabela 7. Correlação entre resultados

Correlação	Identificação	IE α	Identificação	F _{cj,ed} (MPa)
CR1	EE2	43,95	CP1	24,94
CR2	EE1	46,77	CP2	33,76
CR3	EE12	36,59	CP3	22,09
CR4	EE11	39,72	CP4	22,15
CR5	EE14	41,23	CP5	27,38
CR6	EE13	31,25	CP6	15,14

Fonte: os autores.

A partir da correlação de resultados foi possível gerar um gráfico de dispersão de pontos, com linha de tendência linear e, conseqüentemente uma equação de reta conforme Figura 2 apresentado a seguir.

Figura 2. Correlação entre dureza superficial e resistência à compressão

Fonte: os autores.

Para tal linha de tendência determinada a partir dos pontos plotados no gráfico, onde x refere-se a dureza superficial do concreto e y refere-se à resistência à compressão do concreto, tem-se a Equação 1, possibilitando o cálculo da resistência à compressão a partir de um dado de dureza superficial conforme apresentado na **Tabela 8**.

$$F_c = 1,0494x - 17,645 \quad (1)$$

Tabela 8. Comparativo entre resistência à compressão obtida em ensaio destrutivo e por equação de correlação produzida pelos autores

$F_c = 1,0494x - 17,645$				
EE	IEα	F_{cj,ed} (MPa)	F_{cj,calc} (MPa)	Diferença (MPa)
EE1	46,77	33,76	31,44	-2,33
EE2	43,95	24,94	28,48	3,53
EE3	45,16	-	29,75	-
EE4	42,03	-	26,46	-
EE5	44,96	-	29,54	-
EE6	46,77	-	31,44	-
EE7	39,61	-	23,92	-
EE8	43,24	-	27,73	-
EE9	44,25	-	28,79	-
EE10	41,73	-	26,15	-
EE11	39,72	22,15	24,04	1,89
EE12	36,59	22,09	20,75	-1,34
EE13	31,25	15,14	15,15	0,01
EE14	41,23	27,38	25,62	-1,76
EE15	43,34	-	27,84	-
EE16	35,18	-	19,27	-
EE17	36,29	-	20,44	-
EE18	30,04	-	13,88	-

Fonte: os autores

É possível afirmar que a diferença entre as resistências obtidas a partir de ensaio destrutivo e as resistências obtidas a partir do cálculo da equação gerada é insignificativa do ponto de vista estrutural, tendo como maior variação apenas 3,53 MPa entre os resultados. Dessa forma pode-se afirmar que o ensaio de esclerometria se mostrou seguro para a ampliação da amostragem e determinação de resistência à compressão do concreto.

Como comparativo, o mesmo estudo foi aplicado utilizando, dessa vez, o ábaco padrão do equipamento a fim de verificar a qualidade dos resultados obtidos e, principalmente, se configura-se um método seguro de estimar a resistência à compressão do concreto. A Tabela 9



apresenta os dados dispostos no equipamento para impactos a 0° , correspondente a angulação do ensaio realizado nas faces verticais das vigas em estudo.

Tabela 9. Correlação preestabelecida do equipamento

IMPACTO A 0°			
IE α	F _{cj} (MPa)	IE α	F _{cj} (MPa)
20	10,30	35	31,80
21	11,40	36	33,60
22	12,50	37	35,50
23	13,70	38	37,50
24	14,90	39	39,50
25	16,20	40	41,60
26	17,50	41	43,70
27	18,90	42	45,90
28	20,30	43	48,10
29	21,80	44	50,40
30	23,30	45	52,70
31	24,90	46	55,00
32	26,50	47	57,50
33	28,20	48	60,00
34	30,00		

Fonte: Manual do equipamento de esclerometria

Adotando o IE da Tabela 9 mais próximo de IE α obtido durante a realização do ensaio, pode-se determinar a resistência à compressão do concreto, identificada por F_{cj,det}. O resultado dessa análise está apresentado na Tabela 10.

É possível afirmar que a diferença entre as resistências obtidas a partir de ensaio destrutivo e as resistências obtidas a partir da tabela padrão do equipamento são muito expressivas. Mesmo a menor diferença identificada representa uma majoração do resultado em quase 10 MPa, não sendo aconselhado, dessa forma, a utilização de maneira segura durante as análises de resultados, podendo gerar grandes ruídos na interpretação dos dados.



Tabela 10 – Comparativo entre resistência à compressão obtida em ensaio destrutivo e por correlação preestabelecida do equipamento

Tabela padrão do equipamento				
EE	IE α	F _{cj,ed} (MPa)	F _{cj,det} (MPa)	Diferença (MPa)
EE1	46,77	33,76	57,50	23,74
EE2	43,95	24,94	50,40	25,46
EE3	45,16	-	52,70	-
EE4	42,03	-	45,90	-
EE5	44,96	-	52,70	-
EE6	46,77	-	57,50	-
EE7	39,61	-	41,60	-
EE8	43,24	-	48,10	-
EE9	44,25	-	50,40	-
EE10	41,73	-	45,90	-
EE11	39,72	22,15	41,60	19,45
EE12	36,59	22,09	35,50	13,41
EE13	31,25	15,14	24,90	9,76
EE14	41,23	27,38	43,70	16,32
EE15	43,34	-	48,10	-
EE16	35,18	-	31,80	-
EE17	36,29	-	33,60	-
EE18	30,04	-	23,30	-

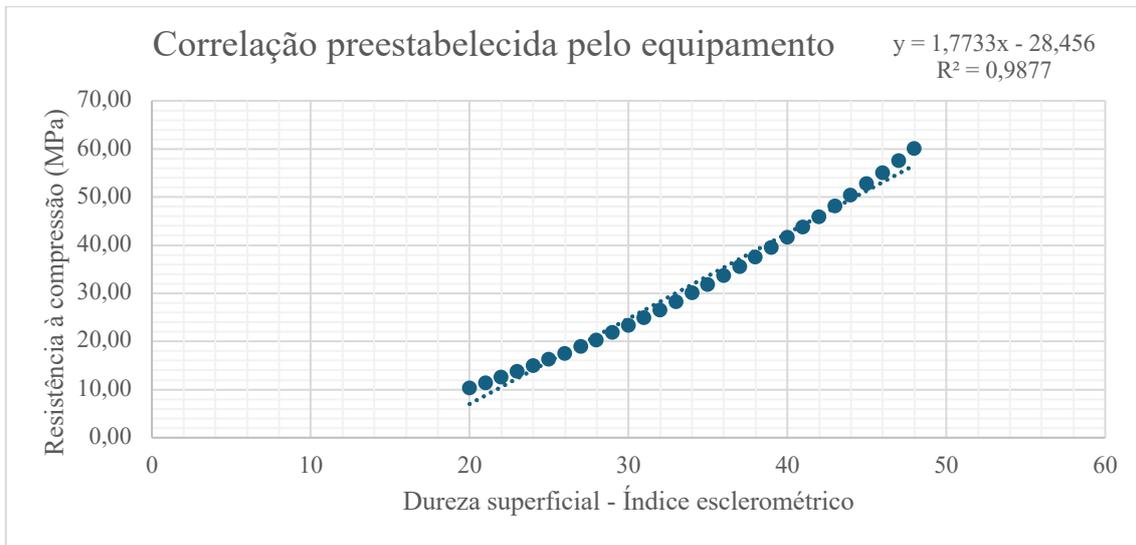
Fonte: os autores.

Seguindo a mesma linha de estudo até este ponto, a partir da Tabela 9 foi gerado um gráfico para verificação da dispersão de pontos, com linha de tendência linear e, conseqüentemente uma equação de reta, conforme Figura 3.

Para tal linha de tendência determinada a partir dos pontos plotados no gráfico, onde x refere-se a dureza superficial do concreto e y refere-se à resistência à compressão do concreto, tem-se a Equação 2, possibilitando o cálculo da resistência à compressão a partir de um dado de dureza superficial conforme apresentado na Tabela 11.

$$F_c = 1,7733x - 28,456 \quad (2)$$

Figura 3 – Gráfico da correlação preestabelecida do equipamento produzido pelos autores a partir da **Tabela 9**



Fonte: os autores.

Tabela 11 – Comparativo entre resistência à compressão obtida em ensaio destrutivo e por correlação a partir da equação do Erro! Fonte de referência não encontrada.

RESISTÊNCIA PELA EQUAÇÃO				
$F_c = 1,7733x - 28,456$				
<i>Equação gerada a partir de ábaco padrão do equipamento</i>				
EE	IE α	F _{cj,ed} (MPa)	F _{cj,calc} (MPa)	Diferença (MPa)
EE1	46,77	33,76	54,48	20,72
EE2	43,95	24,94	49,48	24,54
EE3	45,16	-	51,63	-
EE4	42,03	-	46,08	-
EE5	44,96	-	51,27	-
EE6	46,77	-	54,48	-
EE7	39,61	-	41,78	-
EE8	43,24	-	48,22	-
EE9	44,25	-	50,01	-
EE10	41,73	-	45,54	-
EE11	39,72	22,15	41,98	19,83
EE12	36,59	22,09	36,43	14,34
EE13	31,25	15,14	26,96	11,82
EE14	41,23	27,38	44,66	17,28
EE15	43,34	-	48,40	-
EE16	35,18	-	33,93	-
EE17	36,29	-	35,90	-
EE18	30,04	-	24,81	-

Fonte: os autores.



Utilizando a equação da linha de tendência da Figura 3 para inferir o valor da resistência à compressão demonstrou ineficiência, tal como, a utilização da Tabela 9 preestabelecida pelo equipamento.

4. Conclusões

Após o estudo da correlação de resultado entre a resistência à compressão e a dureza superficial do concreto em uma estrutura da década de 60 entre elementos de mesma importância, família e lote de concreto é possível considerar:

A correlação entre os resultados de resistência à compressão e dureza superficial do concreto se mostrou segura quando elaborado um gráfico exclusivo para a estrutura;

Para o estudo com volume de concreto inferior a 50m³, uma população de 6 vigas para o lote amostral foi suficiente para criar uma correlação segura dentre os elementos de mesma importância e família de concreto;

A correlação gerada a partir dos dados de ensaios destrutivos e não destrutivos permitiu reduzir consideravelmente a quantidade de extrações de testemunhos de concreto, diminuindo os danos físicos a estrutura em estudo e sem comprometer a precisão dos resultados e análise de dados;

A tabela preestabelecida pelo equipamento resultou em majoração das resistências à compressão em comparação as resistências obtidas por ensaio destrutivo, demonstrando insegurança no método de análise;

A utilização de correlações prontas pode gerar incoerências de resultados e grandes erros de interpretação de dados.

Em suma, o estudo se mostrou positivo quando aplicado em estruturas de mesmas características químicas e físicas e, exclusivamente, quando utilizado em conjunto com resultados de ensaio destrutivo de determinação de resistência à compressão, se mostrando satisfatório para a diminuição de extrações de testemunhos de estruturas de concreto.

5 Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio – NBR 7584**. Rio de Janeiro, 2013.



_____. **Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – Parte 1: Resistência à compressão axial – NBR 7680-1.** Rio de Janeiro, 2015.

_____. **Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento – NBR 12655.** Rio de Janeiro, 2022.

TOMAZELI, Alexandre. **Estruturas paralisadas de concreto armado de edifícios: inspeção, análise e aceitação.** – 2. ed. – São Paulo: Editora Leud, 2019.



01-014 - The fire performance of UHPC structures

BOLINA, F.L.^{a,*}; PACHLA, E.C.^b

^a Dept of Civil Eng. and Structures, UFSM, Santa Maria, Brazil;

^b Dept of Civil Eng. and Structures, UFSM, Santa Maria, Brazil.

* *fabriciobolina@gmail.com*

Abstract

Ultra-high-performance concrete (UHPC) is increasingly used worldwide for bold structures due to its exceptional mechanical properties, but its fire performance is not well understood. To fill this gap, this research proposed a thermal characterization of UHPC by experimental procedure and then compared it with another UHPC mixture proposed in the literature and the data of EN 1992-1.2 to NSC (normal strength concrete). To understand the thermal field of UHPC and NSC cross-sections, a FEM-based numerical application was performed using Abaqus software, assuming the thermal-physical data found for UHPC and NSC. The properties of UHPC can vary greatly depending on the mix design, with UHPC cross-sections exhibiting a maximum 110% higher average temperature than those simulated with NSC.

Palavras-chave: UHPC. Fire. Structures. Thermal Analysis. Numerical analysis.

A performance ao incêndio de estruturas de UHPC

Abstract

O concreto de ultra alto desempenho (CUAD, ou UHPC da terminologia em inglês) tem sido adotado em estruturas arrojadas devido as suas excepcionais propriedades mecânicas. Todavia, o seu desempenho ao incêndio não é bem compreendido. Essa pesquisa busca suprir tal lacuna mediante a determinação experimental dos parâmetros térmicos do material, comparando-os com outro traço de UHPC extraído da literatura e com dados do EN 1992-1.2 para concreto de resistência normal (NSC, da terminologia em inglês). Visando entender a influência dos parâmetros no aquecimento das estruturas, modelos numéricos com base na teoria dos elementos finitos foram concebidos. Constatou-se que as propriedades do UHPC variam conforme seu traço e que as estruturas de UHPC possuem um aquecimento até 110% maiores do que de estruturas de NSC.

Keywords: UHPC. Incêndio. Estruturas. Análise térmica. Análise numérica.



1 Introduction

UHPC is a concrete with exceptional mechanical properties, in particular compressive strength. Typically, its mix design comprises a high cement content, mineral admixtures, superplasticizer, fibers, low w/b ratio and other cementitious components. Steel/mineral fibers play an important role in improving the mechanical properties as described by Gong et al. [1] and Akhnoukh et al. [2]. Additional cementitious materials, such as fly ash, could be used to partially replace cement and silica fume to reduce material costs without losing mechanical strength (Shi et al. [3], [4]).

Regarding mechanical properties, there are various criteria for defining or classify UHPC as a structural material, e.g., ACI Committee 239 [4], ASTM C1856 [5] FHWA-HRT-13-060 [6] and others. Most definitions state that UHPC should have a compressive strength greater than 120-150 MPa and, as described by Lo Monte and Ferrara [7] and Abellan-Garcia et al. [8], a pseudo-ductile tensile behavior with a tensile strength higher than 5-10 MPa. According to Gong et al. [1], the remarkable mechanical strength has resulted in structures that are up to 60% lighter than NSC, since less material volume is needed to meet the loading requirements.

Wille et al. [9] and Habel et al. [10] consider that UHPC is one of the most promising building materials for the future, but others, such as Zhu et al. [11], question its fire sensitivity and then its structural application. In fact, UHPC has also been used in tall and daring buildings, where fire safety requirements are most stringent. Therefore, its fire performance is crucial. The literature review on UHPC proposed by [11] shows that there is a lack of knowledge about its fire behavior, especially in terms of thermal properties.

There are no standardized criteria for fire design of UHPC structures. EN 1992-1.2 [12], ACI-216 [13], AS 3600 [14] and others do not include thermomechanical parameters for the fire design of these structures. The thermal field of UHPC cross-sections at high temperatures and the fire behavior have not yet been investigated. The few researches are mainly focused on the spalling. In this sense, authors [15] recommend that UHPC should not be used in structures exposed to fire.

In the current literature, only a few researchers have described the thermal properties of UHPC at high temperatures, namely Bamonte and Gambarova [16] and Kodur et al. [17]. However, it is well known that changing the concrete mix affects these results and consequently their fire



behavior. The UHPC studied by [17] consists of silica fume, silica sand, polypropylene and steel fibers, slag and coarse aggregates (CA), with compressive strength between 164 and 178 MPa. However, in the mixture of [16], the UHPC is cast without CA. Yang et al. [18] have already shown that the presence of CA affects the thermal field. This highlights the lack of results and the need to investigate other UHPC mix series.

This study experimentally investigated the thermal properties of a range of UHPCs, including those originally characterized by the authors and taken from the literature, and calculated the thermal fields of the cross-sections of conventional UHPC beams using finite element analysis (FEA)-based Abaqus software. The same procedure was performed for the NSC cross sections, but using the thermal properties proposed in EN 1992-1.2 [12]. It was used to understand the degree of heating of the cross sections and then compare the thermal performance of NSC and UHPC structures in case of fire.

2 Materials and methods

2.1 Materials

- a) UHPC (test carried out by the authors)

The cement was a high-initial resistance type that contained fewer chemical cement additions. It is a Portland Brazilian cement with specific mass of 3,100 kg/m³, Silica fume (SF) – 88.5% silicon contained – and fly ash (FA) – 50.0% of silicon content – were used with, respectively, specific mass of 2,500 kg/m³ and 2,100 kg/m³.

A natural quartz-based aggregate sand with density 2,600 kg/m³ was chosen. It is a river sand. The steel fiber had a length of 25 mm and a diameter of 0.75 mm, with a tensile strength of 1100 MPa and a modulus of elasticity of 210 GPa and a specific mass of 7,800 kg/m³. The PVA (polyvinyl acetate) fiber had a length of 12 mm and a diameter of 0.04 mm, tensile strength of 1600 MPa, modulus of elasticity of 41 GPa and a specific mass of 1,300 kg/m³. A superplasticizer type based on polycarboxylate with a specific mass of 1,100 kg/m³, alkali content of 1.47 % and pH of 5.5 was also used. No specific concrete curing process was adopted.

The concrete mixture is listed in Table 1.



Table 1. Concrete mixture (experimental data)

Material	Content (kg/m ³)	Unit
Cement	488	1.00
Silica fume	268	0.55
Fly ash	235	0.48
Natural sand	1025	2.10
Steel fiber	120	0.25
PVA fiber	6	0.02
Superplasticizer	17.6	0.03
Water	178	0.36

The average compressive strength of the concrete at 28, 150 and 750 days was 108.0, 146.4 and 162.4 MPa, respectively. The elastic modulus was 41.4, 44.0 and 46.1 GPa at, respectively, 28, 150 and 750 days. The concrete compressive strength testing was obtained according to ASTM C39 [19] and the elastic modulus in accordance to ASTM C469 [20] procedures.

b) UHPC (according to the references)

By studying the influence of UHPC mixture on thermal diffusivity in beam cross sections, the comparison is made with the thermal parameters proposed by Kodur et al. [17]. This study was selected as primary due to the larger differences found with the proposed concrete mix. Kodur et al. studied three types of UHPC: without fibers (UHPC), UHPC reinforced with steel fibers (UHPC-S) and with hybrid fibers (UHPC-H). The compressive strengths of UHPC, UHPC-S, and UHPC-H were found to be 151.0, 168.0, and 160 MPa, respectively, after 28 days and 164.0, 178.0, and 173 MPa, respectively, after 90 days (see Table 2).

Table 2. Concrete mixture according to [17]

Material	UHPC		UHPC-S		UHPC-H	
	Content (kg/m ³)	Unit	Content (kg/m ³)	Unit	Content (kg/m ³)	Unit
Cement	509.9	1.00	509.9	1.00	509.9	1.00
Silica fume	224.4	0.45	224.4	0.44	224.4	0.44
Natural sand	543.9	1.06	543.9	1.07	543.9	1.06
Silica sand	299.2	0.58	299.2	0.58	299.2	0.58
Slag	101.9	0.20	101.9	0.20	101.9	0.20
Limestone powder	183.6	0.36	183.6	0.36	183.6	0.36
Steel fiber	-	-	125	0.25	125	0.25
PP fibers	-	-	-	-	1.6	-
Chemical admixture	48.5	0.09	48.5	0.09	48.5	0.09
Water	121.4	0.24	121.4	0.24	121.4	0.24



- c) NSC (according to the standardized data)

To compare the isotherms of the cross sections of UHPC structures with those of NSC, the thermal parameters of NSC proposed by EN 1992-1.2 [12] were considered. The standard does not specify concrete properties (i.e., mixture) or other constitutive characteristics and simply assumes that NSC has a compressive strength of less than 50 MPa.

2.2 Thermal properties (experimental procedure)

- a) UHPC (test carried out by the authors)

The thermal diffusivity was obtained according to the Flash Method proposed by ASTM E1461 [21]. The results were obtained by testing a concrete cylinder with a dimension of 12.7×2.5 mm² (diameter × thickness). The heating of the specimens was carried out at temperatures of 100, 200, 300, 400, 500, and 600 °C. The test equipment used was a thermal diffusivity analyzer with a temperature range from -125°C to 600°C, a thermal diffusivity measurement ranges from 0.01 mm²/s to 1000 mm²/s and a thermal conductivity range from 0.1 W/mK to 2000 W/mK. According to the thermal diffusivity (α) results and with the density in fire (ρ) it is possible to obtain the specific heat (C_p) and thermal conductivity (k) according to Equation (1).

$$\alpha = \frac{k}{\rho \cdot C_p} \quad (1)$$

In case of density properties in fire, the specimens with a dimension of 150×300 mm (diameter × height) was put in an electrical small-scale furnace with a constant heating rate of 4°C/min. When the test specimens' temperature was reached, the temperature was kept constant for a period of 360 min. The specimens were weighed before and after heating, and their density was then determined.

- b) UHPC (according to the references)

The thermal properties of UHPC proposed by Kodur et al. [17] were measured using procedures different from those proposed in the experimental part of this research. The specific heat and thermal conductivity were measured using the Hot Disk TPS 2500S thermal constant analyzer. However, the mass loss measurements followed the same procedure.

c) NSC (according to the standardized data)

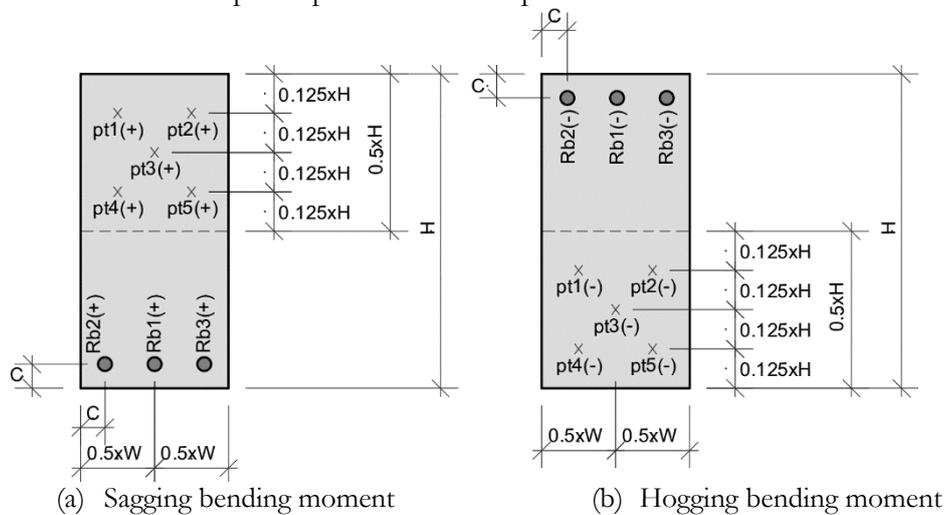
In the case of NSC, the assumed thermal parameters were taken from the procedures of EN 1992-1.2 [12]. The lower and upper limits of thermal conductivity was both used. The thermal parameters used in the FEA numerical analysis were specific heat, conductivity, and mass loss.

2.3 Thermal analysis (numerical procedure)

The cross sections used to understand the influence of the thermal parameters proposed above on the thermal field of conventional beams are shown.

The concrete cover (C) – measured from the edge of the beam to the center of the reinforcement (it's not the same criteria used to durability requirements) –, the section width (W) and height (H) are shown in Fig.1. The cross-section in Fig. 1a takes into account the results required to define the sagging bending moment (+) of the RC beams (the concrete temperature above the neutral axis and the positive steel reinforcements as used in the conventional design procedure). The same was proposed in Fig. 1b, but to the hogging moment (-).

Figure 1. Cross-section set-up: temperature control points



The temperature time history in concrete (average between pt1-pt5) and reinforcement (average between Rb1-Rb3 control points) temperatures were monitored to determine the thermal field of each selected cross section (Table 3). The concrete temperature was the average of the control points pt1(+) to pt5(+) (in case of the sagging moment) and pt1(-) to pt5(-) (hogging moment).

Table 3. Numerical cases assumed in the research

Case (name)	Rebars (mm)	Concrete cross-section (mm)	
	Concrete cover (C)	Width (W)	Height (H)
C20W150H600	20	150	600
C20W200H600	20	200	600
C20W250H600	20	250	600
C20W300H600	20	300	600
C20W350H600	20	350	600
C30W200H600	30	200	600
C40W200H600	40	200	600

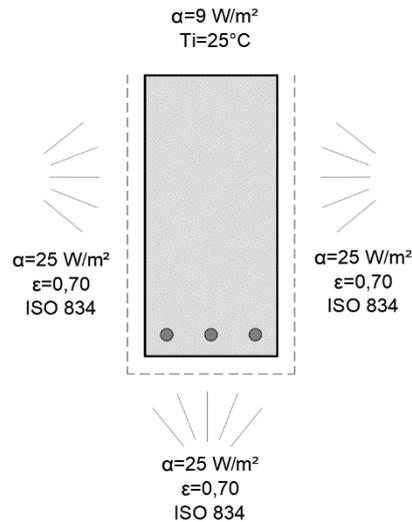
2.4 FEA (*Finite Element Analysis*) procedure

The cross-sectional thermal field was solved by FEA using FEM (Finite Element Method) with the Abaqus software. The FEA was made assuming the thermal parameters of the concrete and steel (reinforcements). In the case of concrete, two cases were assumed: NSC and UHPC. In the case of NSC, the thermal parameters were taken from EN 1992-1.2 [12]. In the case of UHPC, due to the lack of standardized parameters, they were determined by experimental procedures. Aiming to increase the discussion, numerical simulations were also performed with the thermal parameters of the UHPC available in the Kodur et al. [17].

The concrete was modeled with a general 3D solid 8-node linear isoparametric (DC3D8) finite element from the Abaqus library and the reinforcement with a truss of 2-node link (DCC1D2). A mesh sensitive analysis was performed, and the size of the elements is approximately 0.5 x 0.5 x 0.5 mm for the DC3D8 and 0.5 mm for the DCC1D2. The total coupling of the rebars in the concrete was used, admitting a total interaction between them.

The FEA model was solved by Abaqus with non-linear procedures according to the Equation (1). The numerical model (see Fig. 2) was developed using the Abaqus modeler. A beam with a total length of 100 cm was created (its total extension does not change or affect the thermal cross-sectional field). The time-temperature curve ISO 834 [22] was added to the side and bottom surfaces of the beam.

Figure 2. Cross-section set-up: surfaces heated



3 Results

3.1 Mass loss (density)

The variation in density of UHPC and NSC at high temperatures is shown in Table 4, where the partial factors and comparisons between the two are described.

Table 4. Partial factor: correlation between UHPC and references (mass loss)

Ref	Temperature (°C)						
	100	200	300	400	500	600	700
Partial factor ($k_{p,\theta} = \rho_{\theta}/\rho$) – Mass loss							
UHPC (test data)							
1.00	1.00	0.98	0.94	0.92	0.92	0.91	0.91
UHPC (Kodur et al., 2020)							
1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98
NSC (EN 1992-1.2)							
1.00	1.00	0.98	0.97	0.95	0.94	0.93	0.92

The mass loss in the UHPC tested was greater than the suggested data of EN 1992-1.2 [12] to NSC. The density variation between 25 and 100°C is minor for both materials when compared to room temperature. The decrease in density between 100-300°C may be connected to humidity loss and, in case of UHPC, is more pronounced, due mostly to PVA fiber volatilization. The PVA fiber content and the w/c ratio of UHPC are low, and further investigation is needed to understand in more detail the reasons for the reduction in density within this temperature range. Because to the high compactness of UHPC and therefore their thermal diffusivity, minimal mass

loss is observed in UHPC before 200°C. According to Laneyrie et al. [23], between 300-500°C, the mass loss change is mainly due to calcium hydroxide decomposition, but these results need to be compared with other effects and further research needs to be done. The variance in mass is caused by the total dehydration of the cementitious components at temperatures ranging from 500 to 700°C. The fibers content, according to Kodur et al. (2019) [17], is insufficient to justify major changes in its mass loss.

3.2 Specific heat

Table 5 show the specific heat (C_p) of UHPC and NSC in different temperature ranges.

Table 5. Specific heat: correlation between UHPC and NSC

Temperature (°C)						
Ref	100	200	300	400	500	600
Specific heat (J/kg.K)						
UHPC (test data)						
1009	1229	1230	1232	1269	1280	1310
UHPC (Kodur et al., 2020)						
720	767	846	942	1055	1184	1330
NSC (EN 1992-1.2)						
900	900	1000	1050	1100	1100	1100

In the case of the UHPC, Table 5 show that at 25°C its specific heat is 1009 J/kg.K These value at 25°C was lower than those reported by EN 1992-1.2 for NSC, which are 900 J/kg.K. Thus, at room temperature, more energy must be supplied to the UHPC compared to the NSC in order to increase the temperature of 1 kg by 1°C. This can also be observed for the other tested temperatures (100, 200, 300, 400, 500 and 600 °C). At the end of the tests (600°C) the value was 1310 J/kg.K, while at the same time the C_p of NSC is 1100 J/kg.K.

3.3 Thermal conductivity

The thermal conductivity of UHPC and NSC is presented in Table 6.

According to and Table 6, it can be seen that the UHPC thermal conductivity are, respectively, 50.4%, 2.6% and 2.6% higher in relation to the NSC proposed by EN 1992-1.2 [12]. The notable variability in these results is understandable, and can be attributed to varying moisture content, cement type, aggregate, test conditions and experimental techniques used in each research. With



the evolution of temperatures, the values of thermal conductivity cease to converge with each other. This shows the influence of the concrete characteristics on the results, and also maybe the influence of the aggregate.

Table 6. Thermal conductivity: correlation between UHPC and NSC

Temperature (°C)						
Ref	100	200	300	400	500	600
Thermal conductivity (W/m.K)						
UHPC (test data)						
2.00	1.83	1.64	1.24	1.20	1.10	1.00
UHPC (Kodur et al., 2020)						
3.11	2.19	1.88	1.53	1.18	1.40	1.40
NSC (EN 1992-1.2) – Lower limit						
1.33	1.23	1.11	1.00	0.90	0.82	0.75
NSC (EN 1992-1.2) – Upper limit						
1.95	1.77	1.55	1.36	1.19	1.04	0.91
NSC (NF EN 1992-1.2)						
1.95	1.77	1.11	1.00	0.90	0.82	0.75

3.4 Thermal mapping

For concrete temperatures, the temperature history along ISO 834 [22] heating is shown in Fig. 3 and 4 (see Fig. 1 criterion). The temperature of the positive - Rb1(+) to Rb3(+) - and negative - Rb1(-) and Rb3(-) - rebars in relation to the concrete cover thickness is shown in Fig. 5 and 6, respectively.

The thinner the beam, the thinner the cross-section, and the larger the thermal field that develops within it. The results show that, regardless of the geometry studied, the thermal properties of the concrete making up the structure are crucial in justifying the thermal field developed in the cross-section and should not be neglected. The results also show that UHPC cannot be treated as the same criterion as NSC, because their temperatures are different in some cases due to the different thermal properties.

Figure 3. Average temperature between control points pt1+ to pt5+ along ISO 834 fire

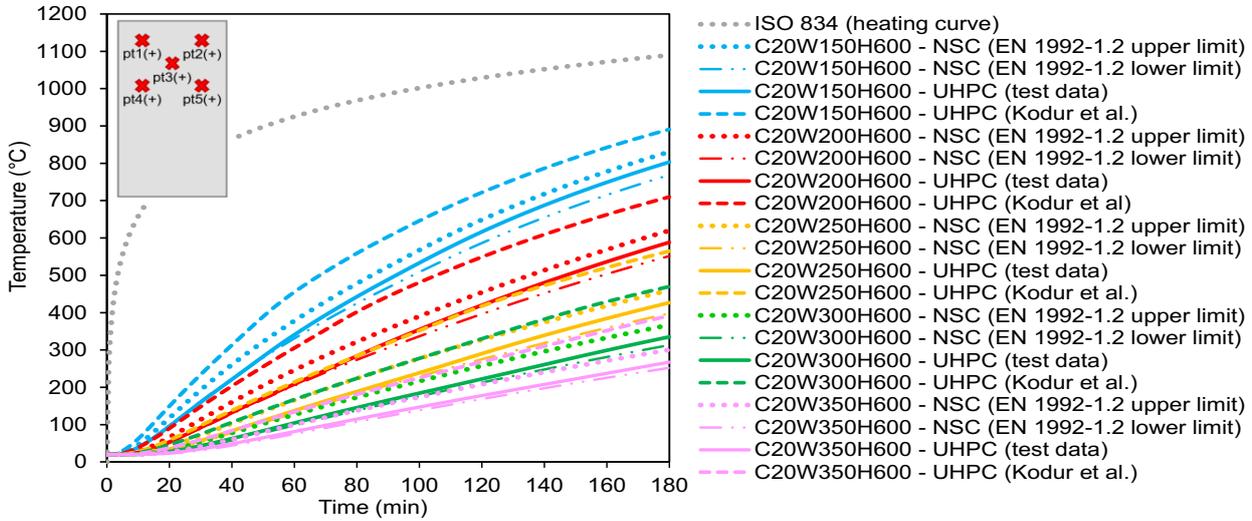
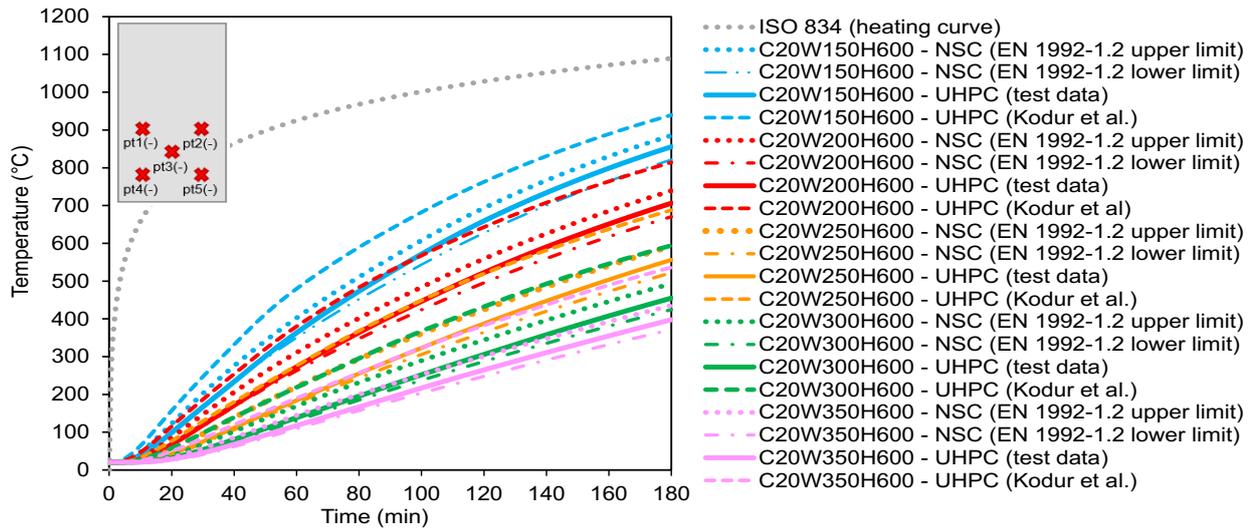


Figure 4. Average temperature between control points pt1- to pt5- along ISO 834 fire



The thickness of the concrete cover is another critical factor affecting the temperature of the reinforcement and thus the mechanical performance of the RC structures. However, as shown in Fig. 5 and 6, the thermal properties of the concrete used in the structure affect the temperature response of the reinforcement and cannot be ignored.

Figure 5. Average temperature between control points Rb1+ to Rb3+ along ISO 834 fire

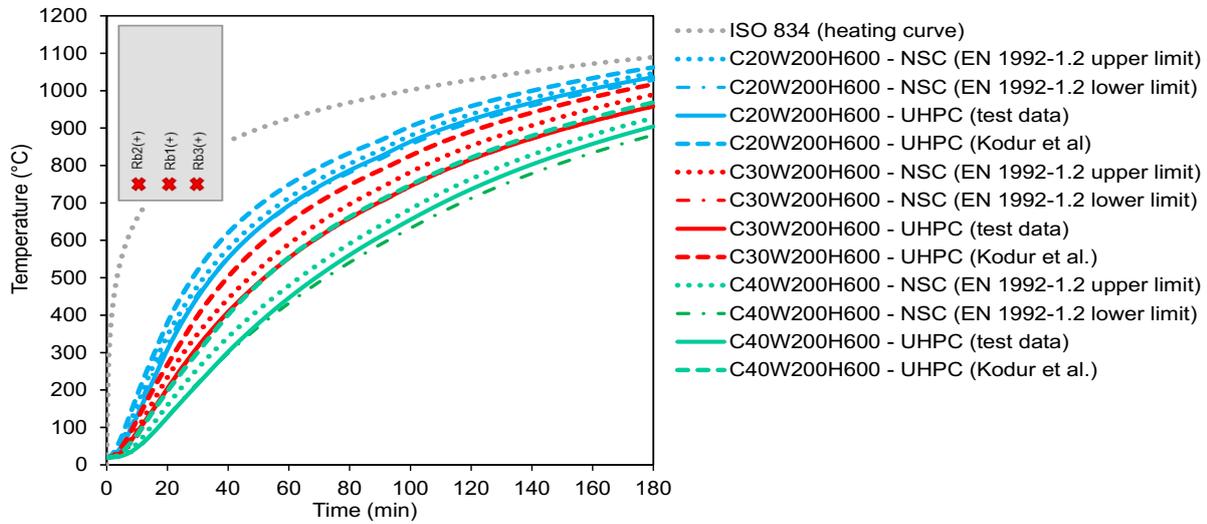
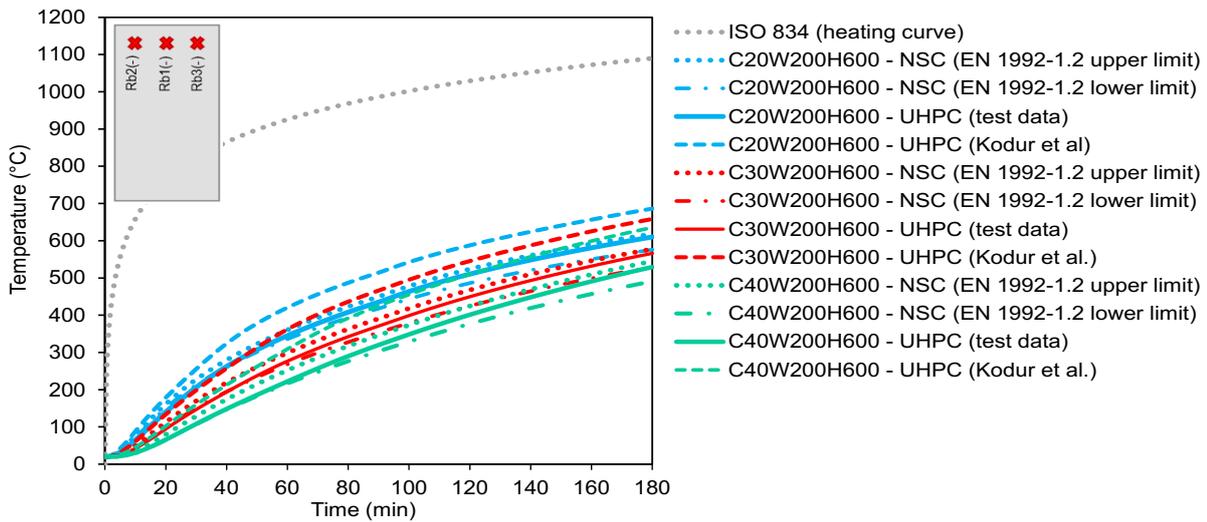


Figure 6. Average temperature between control points Rb1- to Rb3- along ISO 834 fire

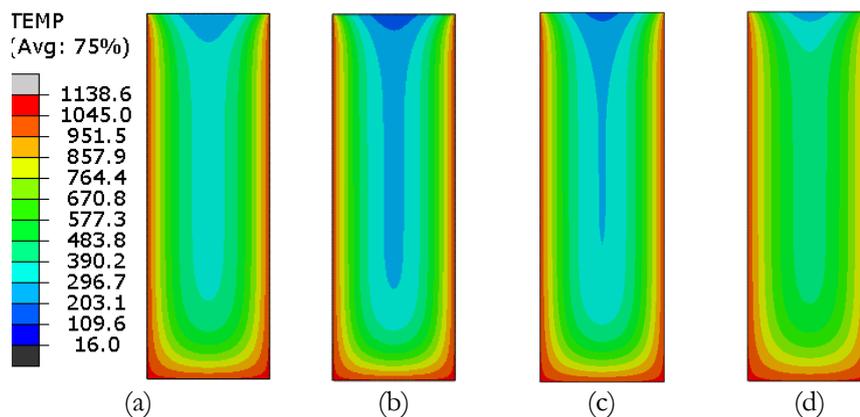


The thermal parameters for UHPC proposed by Kodur et al. indicate a larger thermal field in these structures compared to NSC in terms of concrete temperatures. This was observed in all FEA-numerical scenarios studied. Based on the control points used to define the sagging moment. These UHPC cross sections in the worst case (see C20W350H600 cross section at 30 min from ISO 834) show an 89.1% higher average temperature compared to NSC with lower limit of thermal conductivity proposed by EN 1992-1.2. In the case of the tested UHPC, the average temperature is 12.1% higher (in the worst case) than NSC.

Analyzing the average temperature in the concrete cross-section above the neutral axis, the difference between the temperatures of UHPC and NSC can be more than 100%. In the case of C20W350H600 at 30 min of the ISO 834 [22], the UHPC tested with the data of Kodur et al. [17] showed a thermal field higher by 109.8% compared to the NSC (lower limit). According to the data obtained in the experimental procedure of this research, the UHPC cross-section had a 13.5% higher average temperature compared to the NSC (see C20W350H600 at 30 min). The several differences between the thermal properties data by [17] and the results of this study justify these findings. They highlight the influence of the materials used in the UHPC mixture or even the experimental procedure used to determine the thermal parameters.

Fig.7 show the thermal fields of UHPC and NSC cross-sections at 120 min of ISO 834 [22] heating. They represent a beam with dimensions of 200 x 600 cm (wide and height).

Figure 7. 120 min of ISO 834 fire exposure: thermal field of (a) NSC EN 1992-1.2 upper limit, (b) NSC EN 1992-1.2 lower limit, (c) UHPC test data and (d) UHPC Kodur et al. (2020)



4 Conclusions

The general conclusions of this paper are:

- The thermal parameters of the UHPC determined in this research remarkably differ from those proposed obtained by Kodur et al. (2020) [17], in particular a higher loss of mass, a higher specific heat, and a lower conductivity have been obtained within a wide range of temperature;
- The properties of the concrete at high temperatures remarkably affect the thermal field of the cross section, even when its geometry (height and width) change;



- The thermal field obtained in the UHPC cross-sections with the parameters found in this research were very similar to that suggested by EN 1992-1.2 [12] for the NSC with lower limit of thermal conductivity, and its difference does not exceed 14%;
- For the concrete temperatures in the cross-section, the thermal field of the UHPC obtained with the thermal data proposed by Kodur et al. [17] was almost 110% higher than the NSC proposed by EN 1992-1.2 [12]. Fire leads to a greater mechanical damage on UHPC structures and imposes higher thermal strain, making them more vulnerable to high temperature;
- The present study has shown that there is a remarkable difference in the thermal properties of UHPC, which depends primarily on the mixture design.

5 References

- [1] J. Gong *et al.*, “Utilization of fibers in ultra-high performance concrete: A review,” *Compos B Eng*, vol. 241, p. 109995, 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2022.109995>.
- [2] A. K. Akhnoukh and C. Buckhalter, “Ultra-high-performance concrete: Constituents, mechanical properties, applications and current challenges,” *Case Studies in Construction Materials*, vol. 15, p. e00559, 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00559>.
- [3] Z. Shi, Q. Su, F. Kavoura, and M. Veljkovic, “Uniaxial tensile response and tensile constitutive model of ultra-high performance concrete containing coarse aggregate (CA-UHPC),” *Cem Concr Compos*, vol. 136, p. 104878, 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2022.104878>.
- [4] ACI 239, “Committee Home 239: Ultra-High-Performance Concrete.” American Concrete Institute (ACI), Boston, USA, 2023.
- [5] ASTM C1856, “Standard Practice for Fabricating and Testing Specimens of Ultra High-Performance Concrete.” ASTM International, West Conshohocken, United States, 2017.
- [6] FHWA-HRT-13-060, “Ultra-High Performance Concrete: A State-Of-The-Art Report for The Bridge Community.” Federal Highway Administration Research and Technology, Washington D. C., USA, 2013.
- [7] F. Lo Monte and L. Ferrara, “Tensile behaviour identification in Ultra-High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composites: indirect tension tests and back analysis of flexural test results,” *Mater Struct*, vol. 53, no. 6, p. 145, 2020, doi: [10.1617/s11527-020-01576-8](https://doi.org/10.1617/s11527-020-01576-8).
- [8] J. Abellan-Garcia, J. Fernández, M. I. Khan, Y. M. Abbas, and J. Carrillo, “Uniaxial tensile ductility behavior of ultrahigh-performance concrete based on the mixture design – Partial dependence approach,” *Cem Concr Compos*, vol. 140, p. 105060, 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2023.105060>.
- [9] K. Wille, S. El-Tawil, and A. E. Naaman, “Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading,” *Cem Concr Compos*, vol. 48, pp. 53–66, 2014, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.12.015>.
- [10] K. Habel, M. Viviani, E. Denarié, and E. Brühwiler, “Development of the mechanical properties of an Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPRFC),” *Cem Concr Res*, vol. 36, no. 7, pp. 1362–1370, 2006, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.03.009>.



- [11] Y. Zhu, H. Hussein, A. Kumar, and G. Chen, "A review: Material and structural properties of UHPC at elevated temperatures or fire conditions," *Cem Concr Compos*, vol. 123, p. 104212, 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104212>.
- [12] EN 1992-1-2, "Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design," *European Committee for Standardization*, 2004.
- [13] ACI 216, "Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements," *American Concrete Institute (ACI)*, 2001.
- [14] A. 3600, "Concrete Structures," *Standards Association of Australia*, 2009.
- [15] R. Ullah, Y. Qiang, J. Ahmad, N. I. Vatin, and M. A. El-Shorbagy, "Ultra-High-Performance Concrete (UHPC): A State-of-the-Art Review," *Materials*, vol. 15, no. 12, 2022, doi: [10.3390/ma15124131](https://doi.org/10.3390/ma15124131).
- [16] P. Bamonte and P. G. Gambarova, "Thermal and Mechanical Properties at High Temperature of a Very High-Strength Durable Concrete," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 22, no. 6, pp. 545–555, 2010, doi: [10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0000058](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0000058).
- [17] V. Kodur, S. Banerji, and R. Solhmirzaei, "Effect of Temperature on Thermal Properties of Ultrahigh-Performance Concrete," *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 32, no. 8, 2020, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0003286](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003286).
- [18] J. Yang, B. Chen, J. Su, G. Xu, D. Zhang, and J. Zhou, "Effects of fibers on the mechanical properties of UHPC: A review," *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, vol. 9, no. 3, pp. 363–387, 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2022.05.001>.
- [19] ASTM C39/C39M-21, "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens," *American Society for Testing and Materials*. West Conshohocken, United States, pp. 1–8, 2023.
- [20] ASTM C469/C469M-14, "Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression," *American Society for Testing and Materials*. West Conshohocken, United States, 2021.
- [21] ASTM E1461-13, "Standard Test Method for Thermal Diffusivity by the Flash Method." American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, United States, 2022.
- [22] ISO 834, "Fire-resistance tests — Elements of building construction — Part 1: General requirements," *International Organization for Standardization*. Geneva, 1999.
- [23] C. Laneyrie, A.-L. Beaucour, M. F. Green, R. L. Hebert, B. Ledesert, and A. Noumowe, "Influence of recycled coarse aggregates on normal and high performance concrete subjected to elevated temperatures," *Constr Build Mater*, vol. 111, pp. 368–378, 2016, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.056>.

TEMÁTICA 02

DURABILIDADE DAS

CONSTRUÇÕES



02-001 - Dimensionamento Prático de Anodos Galvânicos para Proteção Catódica de Armaduras de Estruturas de Concreto

LUIZ PAULO GOMES ^{a,*}

^a Diretor Técnico da IEC-Instalações e Engenharia de Corrosão Ltda., Rio de Janeiro, RJ
Vice-Presidente da ABRACO-Associação Brasileira de Corrosão, Rio de Janeiro, RJ

* Lpgomes@iecengenharia.com.br

Resumo

Os anodos galvânicos de proteção catódica são largamente utilizados para a proteção contra a corrosão de armaduras de estruturas de concreto, com eficiência e baixo custo. Considerando que existe dificuldade de muitos técnicos e engenheiros em selecionar corretamente esses anodos, estamos apresentando um resumo teórico para esse dimensionamento importante e um método prático para a escolha do tipo, dimensões, massa e quantidade dos anodos mais indicados para cada situação em particular.

Palavras-chave: Corrosão, Armadura de Aço, Proteção Catódica, Anodo Galvânico.

Practical Design of Galvanic Anodes for Cathodic Protection of Reinforcement of Concrete Structures.

Abstract

Cathodic protection galvanic anodes are widely used for corrosion protection of concrete structures, efficiently and cost-effectively. Considering that there is difficulty for many technicians and engineers to correctly select these anodes, we are presenting a theoretical summary for this important design and a practical method for choosing the type, dimensions, mass and quantity of the most suitable anodes for each particular situation.

Keywords: Corrosion, Cathodic Protection, Reinforcing Steel, Galvanic Anode.



1 Introdução

A finalidade principal desse trabalho é orientar os técnicos e engenheiros envolvidos com o assunto no dimensionamento dos anodos galvânicos de proteção catódica, utilizados para prevenir (para o caso de estruturas novas) ou combater (para o caso de estruturas já existentes) a corrosão de armaduras de aço de obras de concreto.

O texto apresenta, inicialmente, um breve resumo dos problemas de corrosão e da técnica de proteção catódica, mostra os principais tipos de anodos galvânicos que existem e finaliza descrevendo os principais passos para a elaboração do dimensionamento dos anodos.

2 Corrosão das Armaduras

A corrosão das armaduras ocorre devido ao fenômeno conhecido como carbonatação [7], ou devido à ação de cloretos [7], ou ainda devido à interferência de correntes de fuga, geralmente oriundas de estradas de ferro eletrificadas, como os metros e os trens urbanos [1].

O fenômeno da carbonatação, como se sabe, consiste na perda de alcalinidade do concreto causada, principalmente, pela presença de CO₂ (dióxido de carbono).

Já os cloretos, quando absorvidos pelo concreto, podem atingir as armaduras e destruir a passividade causada pelo meio alcalino. Sabemos que os íons cloro (Cl⁻) que destroem a película passivadora não se consomem nas reações eletroquímicas de corrosão e alimentam permanentemente o processo corrosivo. Por outro lado, a presença do cloreto de sódio oriundo dos ambientes marinhos reduz significativamente a resistividade elétrica do concreto, acelerando a corrosão das armaduras [7].

A terceira e também importante causa de corrosão em armaduras de aço é o fenômeno conhecido como corrosão eletrolítica ou corrosão por correntes de fuga (“stray-current corrosion”), que pode acontecer, na prática, quando a estrutura de concreto está construída nas proximidades de uma ou mais linhas férreas eletrificadas com corrente contínua, como os trens urbanos, os metros e os veículos leves sobre trilhos, também conhecidos como VLTs [1].

3 Proteção Catódica

Todos esses tipos de corrosão em armaduras podem ser eliminados, com eficiência e baixo custo, mediante a instalação de anodos galvânicos ou inertes de proteção catódica, sendo que, na grande maioria das situações, a técnica de proteção catódica é a única solução capaz de resolver problemas importantes de corrosão, em definitivo e com alto índice de confiabilidade.

A finalidade dos anodos é modificar suavemente o potencial das armaduras em relação ao concreto, de modo a eliminar as pilhas de corrosão que estão sempre presentes quando o concreto está contaminado por cloretos, gás carbônico, água, gases industriais e outros poluentes, conforme mostrado nos Diagramas de Equilíbrio Termodinâmico para o Sistema Ferro-Água, também conhecidos como Diagramas Potencial x pH ou Diagramas de Pourbaix [14].

A Figura 1 mostra um caso de corrosão em armaduras muito comum de ocorrer. Observe na foto que o concreto já tinha experimentado serviços convencionais de reparos, mas a corrosão voltou com força total porque não foram instalados anodos galvânicos de proteção catódica durante os serviços [10, 11].

Figura 1. Corrosão em armaduras de estrutura de concreto contaminadas por cloretos.



Fonte: O Autor.



4 Principais Tipos de Anodos Galvânicos

Os anodos galvânicos de proteção catódica são fabricados em vários tipos, formatos e dimensões, sendo importante que se conheça as principais indicações de cada um deles. Estamos mostrando abaixo as especificações técnicas dos principais modelos disponíveis e suas recomendações de uso.

4.1 Anodos Galvânicos para instalação nos locais onde as “armaduras estão aparentes”, em estruturas em fase de construção ou durante serviços de reparos

a) **Anodo Galvashield XP:** Anodo galvânico para proteção contra a corrosão de armaduras de estruturas de concreto, próprio para ser instalado em estruturas novas em fase de construção ou durante os serviços de reparo e recuperação de uma determinada região onde as armaduras estejam aparentes.

Figura 2. Instalação de anodos galvânicos Galvashield XP.



Fonte: Vector Corrosion Technologies.

b) **Anodo Galvashield DAS:** Anodo galvânico para proteção contra a corrosão de armaduras de estruturas de concreto, próprio para ser instalado em estruturas novas em fase de construção ou durante os serviços de reparo e recuperação de uma determinada região onde as armaduras estão aparentes.

Figura 3. Instalação de anodos galvânicos Galvashield DAS (peças vermelhas) durante um serviço de reabilitação.



Fonte: Vector Corrosion Technologies.

4.2 Anodos Galvânicos para instalação nos locais onde as “armaduras não estão aparentes”, em estruturas em novas ou durante serviços de reparação

a) **Anodo Galvashield CC:** Anodo galvânico para proteção contra a corrosão de armaduras de estruturas de concreto, próprio para ser instalado nos locais onde a armadura não está aparente, mas já existe corrosão ativa.

Nota: Para a verificação da ocorrência de corrosão ativa, os valores obtidos durante as medições dos potenciais armadura/concreto devem ser interpretados da seguinte maneira [15]:

- Potencial armadura/concreto igual ou mais negativo que -350mV (alto risco de corrosão, 90% de probabilidade da ocorrência de corrosão ativa).
- Potencial armadura/concreto entre -350mV e -200mV (maior ou menor probabilidade de ocorrência de corrosão ativa).
- Potencial armadura/concreto menos negativo que -200mV (baixo risco de corrosão, 90% de probabilidade de não haver corrosão ativa).

Figura 4. Medições dos potenciais das armaduras em relação ao concreto, com o auxílio de um voltímetro de alta impedância e um eletrodo de referência de Cu/CuSO₄.



Fonte: O Autor.

Figura 5. Instalação de anodos galvânicos Galvashield CC em pilar de viaduto com problemas de corrosão nas armaduras.



Fonte: O Autor.

4.3 Anodos Galvânicos para instalação sobre a superfície, sem a necessidade de furar ou quebrar o concreto

a) **Anodo Galvashield SM-DAS:** Anodo galvânico para proteção catódica contra a corrosão de armaduras de estruturas de concreto, próprio para ser instalado sobre a superfície, sem a necessidade de furar ou quebrar o concreto.

Figura 6. Exemplo de anodos galvânicos Galvashield SM-DAS instalados sobre a superfície e sem a necessidade de quebrar ou furar o concreto.



Fonte: Vector Corrosion Technologies.

4.4 Anodos Galvânicos montados em um sistema de jaquetas para os serviços de proteção contra a corrosão de estacas de concreto na zona de variação de marés

a) **Sistema Galvashield DAS Jacket:** Sistema de enjaquetamento de estacas de concreto novas ou durante os serviços de recuperação, para proteção catódica contra a corrosão das armaduras das partes submersas e da zona de variação de marés.

Figura 7. Instalação do sistema de anodos e jaquetas Galvashield DAS Jacket para a proteção das armaduras na zona de variação de marés de estacas de concreto.



Fonte: Vector Corrosion Technologies.

5 Dimensionamento dos Anodos Galvânicos

O dimensionamento e a seleção dos anodos de proteção catódica galvânica podem ser feitos adotando-se o procedimento abaixo [8], lembrando sempre que a experiência do especialista de proteção catódica é muito importante nessa definição e que ele deve ser sempre consultado.

5.1 Primeiro Passo: Cálculo da Corrente Necessária

A corrente de proteção catódica “I”, necessária para modificar suavemente o potencial da armadura e eliminar a corrosão, depende da área superficial “A” da armadura a ser protegida (m^2), da densidade de corrente “DC” (mA/m^2) e de um fator de folga “F”, conforme eq. 1.

$$I = A \cdot DC \cdot F \quad (\text{Equação 1})$$

Nesse dimensionamento a área pode ser calculada mediante consulta aos desenhos de construção, o fator de folga depende da experiência do projetista e a densidade de corrente “DC” (mA/m^2) pode ser calculada conforme a (equação 2), desde que o valor da resistividade elétrica “ ρ ” do concreto na região de instalação dos anodos (ohm.cm) seja conhecida, confiável e inferior a 100.000 ohm.cm.

$$DC = 73,73 - 13,35 \log \rho \quad (\text{Equação 2})$$

Quando a resistividade elétrica não é conhecida e confiável ou quando é superior a 100.000 ohm.cm, a densidade de corrente pode ser obtida da tabela prática (Tab. 2), compilada pela equipe de engenharia da IEC, à partir de informações contidas na Norma BS EN ISO12696 [9], no Standard NACE SP0216-2016 [3] e no Standard NACE SP0290-2019 [4].

Tabela 1. Valores Práticos de Densidade de Corrente

Faixa de Densidade	Aplicação
0,2 mA/m ² a 2,0 mA/m ²	Estruturas Novas em Fase de Construção.
1,2 mA/m ² a 7,0 mA/m ²	Estruturas Existentes. Corrosão em Fase Inicial.
5,0 mA/m ² a 20,0 mA/m ²	Estruturas Existentes. Corrosão Ativa.
15,0 mA/m ² a 30,0 mA/m ²	Estruturas Existentes. Altos Teores de Cloretos. Alta Agressividade.

Fonte: BS EN ISO12696 [9], NACE SP0216-2016 [3]; NACE SP290-2019 [4].

5.2 Segundo Passo: Cálculo da Massa Anódica

A massa anódica “M” necessária (kg) depende da vida útil “V” desejada para os anodos (anos), da corrente necessária “I” (Amperes), do fator de utilização “F” do anodo (F=0,85 a 0,90) e da capacidade de corrente do zinco (C=740 A.hora/kg), de acordo com a equação 3.

$$M = \frac{8760 \cdot V \cdot I}{F \cdot C} \quad (\text{Equação 3})$$

5.3 Terceiro Passo: Escolha do Tipo e Quantidade de Anodos

O modelo e dimensões do anodo a ser utilizado devem ser selecionados mediante consulta ao catálogo do fabricante e o cálculo do número “N” de anodos pode ser feito dividindo-se a massa total “M” calculada no item anterior pela massa unitária “m” do anodo escolhido, conforme (equação 4).

$$N = \frac{M}{m} \quad (\text{Equação 4})$$



De posse do formato e dimensões do anodo e da resistividade elétrica do concreto no local de instalação é possível, também, estimar a corrente injetada por cada anodo ou por um grupo de anodos associados em série [8].

6 Dimensionamento Prático dos Anodos Galvânicos

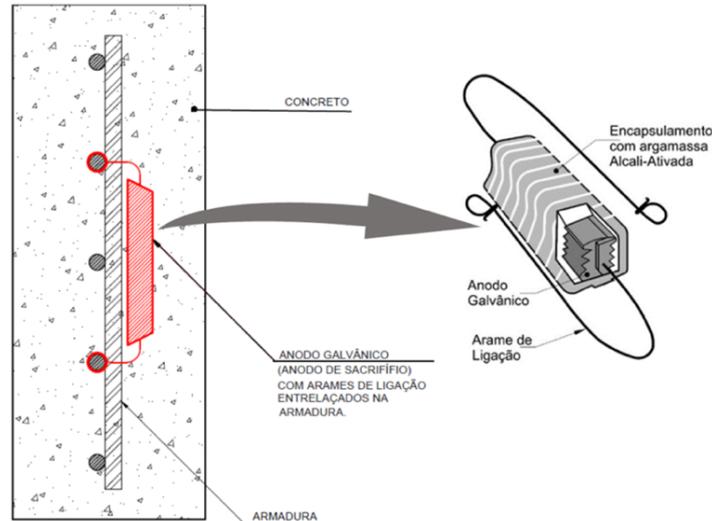
Importante observar que na Tabela 1 os valores de densidade de corrente são mostrados por faixas um pouco amplas e que a escolha do valor ideal de densidade para cada situação em particular depende da experiência do projetista. Para facilitar a seleção dos anodos a Vector Corrosion Technologies [13] fornece tabelas práticas com várias entradas que nos permitem calcular a quantidade de anodos necessária para uma determinada vida e uma determinada área a ser protegida, conforme Tabela 2. Um esquema da disposição dos ânodos é apresentado na Figura 8 e um exemplo de dimensionamento é apresentado na Tabela 3.

Tabela 2. Dimensionamento Prático dos Anodos Galvânicos

Informações de Entrada	Resultado Obtido
Nível de Proteção Desejado 1) Prevenção, para Evitar o Início da Corrosão 2) Controle, para Eliminar a Corrosão já Existente	
Relação de Densidade do Aço (DA) $DA = AA / AC$ (Área Superficial da Armadura / AC (Área da Superfície de Concreto))	
Risco de Corrosão 1) Risco de Corrosão de Baixo a Moderado (Estruturas Carbonatadas ou com Teores de Cloretos Inferiores a 0,8%) 2) Risco de Corrosão Alto (Estruturas com Teores de Cloretos Superiores a 0,8%)	Entrando com as informações da coluna da esquerda as tabelas práticas nos dão o espaçamento entre anodos (mm).
Modelo do Anodo 1) Galvashield XP 2) Galvashield DAS 3) Galvashield CC 4) Galvashield SM-DAS 5) Galvashield DAS Jacket	
Vida Desejada para os Anodos 1) 10 anos 2) 20 anos 3) 30 anos 4) 50 anos 6) Superior a 50 anos	

Fonte: Vector Corrosion Technologies (Compilação das Informações pelo Autor).

Figura 8. Ânodo galvânico encapsulado por argamassa de pH elevado.



Fonte: Os Autores.

Tabela 3. Exemplo de dimensionamento de anodos Galvashield XP, com dimensões 32mm x 34mm x 125mm e massa anódica de 100g, para eliminar a corrosão ativa em um ambiente com risco de corrosão alto, para uma vida superior a 20 anos.

Informações de Entrada	Resultado Obtido
Nível de Proteção Desejado Controle, para eliminar a corrosão já existente	Entrando com as informações da coluna da esquerda chegamos ao valor de 500mm para o espaçamento entre os anodos.
Relação de Densidade do Aço (DA) DA=0,6 (valor calculado dividindo-se a área de aço pela área de concreto)	
Risco de Corrosão Risco de Corrosão Alto (Teores de Cloretos Superiores a 0,8%)	
Modelo do Anodo Escolhido Galvashield XP Dimensões 32mm x 34mm x 125mm Massa anódica de 100g	
Vida Desejada para os Anodos Superior a 20 Anos	

Fonte: Vector Corrosion Technologies.



7 Conclusões

A instalação de anodos galvânicos é a maneira mais segura e econômica para garantir a proteção contra a corrosão de armaduras de estruturas de concreto, qualquer que seja o risco de corrosão, teores de cloretos, nível de carbonatação e vida útil desejada.

O dimensionamento dos anodos pode ser feito corretamente e de forma segura utilizando-se as equações matemáticas existentes na literatura [8] ou adotando-se as tabelas práticas de dimensionamento, que foram elaboradas com base na experiência de cerca de 30 anos com o projeto, fabricação, instalação e acompanhamento operacional dos anodos [13].

8 Referências

- [1] NACE (atual AMPP) - ASSOCIATION FOR MATERIALS PROTECTION AND PERFORMANCE, AMPP SP 21427-2023, Detection and Mitigation of Stray-Current Corrosion on Reinforced and Prestressed Concrete Structures, Set 2023.
- [2] FHWA-FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, Department of Transportation, Research and Development, Long-Term Effectiveness of Cathodic Protection Systems on Highway Structures. Publication No. FHWA-RD-01-096. Georgetown Pike McLean, VA, 96 p, 2001.
- [3] NACE (atual AMPP) - NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS, NACE SP0216, Sacrificial Cathodic Protection of Reinforcing Steel in Atmospherically Exposed Concrete Structures, 2016.
- [4] NACE (atual AMPP) - NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS, NACE SP0290, Impressed Current Cathodic Protection of Reinforcing Steel in Atmospherically Exposed Concrete Structures, 2019.
- [5] ACI-AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI PRC-546-14-E706, Guide do Concrete Repair, Installation of Embedded Galvanic Anodes.
- [6] IPT-INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO, ARAUJO, A.; CARDOSO, J.L.; RIBEIRO, J.L.S.; BRAGA, M.V.S.; PANOSSIAN, Z. Avaliação laboratorial de tecnologias de reparo na reabilitação de estruturas de concreto armado. Conferência de Tecnologia e Equipamentos, COTEQ, Rio de Janeiro, 2019.



- [7] ABRACO - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CORROSÃO. ABRACO RP – CAC 001: Corrosão de Armaduras em Estruturas de Concreto – Causas, Avaliação, Diagnóstico, Prevenção e Controle. Rio de Janeiro, 53 p, 2019.
- [8] IEC-INSTALAÇÕES E ENGENHARIA DE CORROSÃO, Livro Sistemas de Proteção Catódica, Segunda Edição, Rio de Janeiro, Editora Interciência, 376p., 2020.
- [9] BRITISH STANDARDS BS EN ISO 12696, Cathodic Protection of Steel in Concrete, 2016
- [10] GOMES, L.P. Utilização de Anodos Galvânicos para a Proteção Catódica de Armaduras de Reforço de Estruturas de Concreto. Revista ABRACO - Corrosão e Proteção, v.16, n.67, p.39-45, abr.-maio-jun., 2019.
- [11] GOMES, LP., Corrosão e Proteção Catódica de Armaduras de Aço, Revista IBRACON – Concreto e Construções, Edição 100, Out/Dez 2020.
- [12] DUTRA, A.C.; NUNES, L.P. Proteção Catódica: Técnica de Combate a Corrosão. 5. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2011. 344 p.
- [13] VECTOR CORROSION TECHNOLOGIES, Section 03700, Embedded Galvanic Anodos, Part 1, General, 2023.
- [14] POURBAIX, M., Atlas of Electrochemical Equilibrium in Aqueous Solutions, NACE, Houston, Texas, 648p, 1974.
- [15] ASTM C876-15, Standard Test Method for Corrosion Potentials Uncoated Reinforced Steel in Concrete.
- [16] ASTM B418 – Standard Specification for Cast and Wrought Galvanic Zinc Anodes.



02-002 - Durabilidade de estruturas em madeira: uma revisão sistemática da literatura

SANTOS, F. L.^{a,*}; SANTOS, H. F.^a; CUNHA, R. D. A.^a; CESAR, S. F.^a

^a Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, R. Prof. Aristίδes Novis – 2, Salvador, Brasil.

* *filipe.luigi@outlook.com*

Resumo

Apesar do senso comum caracterizar a madeira como um material sustentável por seu caráter renovável, não é evidente sua sustentabilidade a partir dos demais critérios fundamentais apresentados no Relatório Brundtland da Organização das Nações Unidas. Este trabalho tem o objetivo de expor as recentes descobertas empíricas em relação às principais técnicas de tratamento de produtos de madeira industrializada para construção civil. Para atingir este objetivo, o presente trabalho buscou por referências científicas que apontassem resultados empíricos sobre a durabilidade de madeiras, delimitado ao tratamento da madeira contra degradação biológica. Os resultados deste trabalho indicaram que ainda há uma dificuldade em padronizar indicadores de sustentabilidade visando à durabilidade de projetos de estruturas em madeiras. Sugere-se necessidade de catalogar espécies comerciais mais convenientes, associando suas propriedades à limites de durabilidade.

Palavras-chave: *preservativos; resistência biológica; estruturas duráveis.*

Durability of wood structure: a Literature review

Abstract

Despite common sense characterizes timber as a sustainable material due to its renewable nature, its sustainability is not evident based on other fundamental criteria presented in the Brundtland Report by the United Nations. This study aims to present recent empirical findings regarding the main treatment techniques for industrialized timber products used in civil construction. To achieve this objective, the present study sought scientific references that provided empirical results on the durability of timber, specifically focusing on the treatment of timber against biological degradation. The findings of this study indicate that there is still difficulty in standardizing sustainability indicators aimed at the durability of timber structures. It is suggested that there is a need to expand the timber grading to suit commercial species, associating their properties with durability limits.

Keywords: *preservatives; biological resistance; durable structures.*



1 Introdução

A preocupação com a escassez dos recursos naturais utilizados pela cadeia produtiva da construção civil levou a ascensão do conceito de construção sustentável [1]. Durante as últimas três décadas, diversas pesquisas foram desenvolvidas com intenção de introduzir práticas sustentáveis na cadeia de construção e operação dos edifícios. No campo dos materiais de construção, a seleção de materiais sustentáveis ou a tentativa de conferir aspectos sustentáveis à materiais tradicionais têm sido o requisito predominante para viabilizar comercialmente novos produtos.

As construções sustentáveis devem optar por materiais com pouca energia e gás carbônico incorporado, sendo recomendado o uso de materiais naturais renováveis [2]. Diante desse conceito, a madeira se adequa aos requisitos para ser considerado um material sustentável. Além da sustentabilidade, o recente desenvolvimento de materiais industrializados em madeira baseado na colagem de lamelas ou lâminas possibilitou contornar as antigas limitações construtivas da madeira como material estrutural, possibilitando construções mais complexas.

Pomponi e Moncaster [2] mostram que um dos aspectos principais para se analisar a sustentabilidade das construções é a partir da avaliação da durabilidade dos materiais componentes. Em relação a isso, a característica higroscópica e anisotrópica das madeiras pode restringir seu uso para aplicações estruturais, especialmente por permitir a degradação biológica das madeiras ou delaminação da linha de cola das lamelas [3].

Diante da importância de se avaliar a durabilidade dos materiais de madeira industrializada como requisito para a sustentabilidade das construções, este trabalho tem como objetivo identificar as principais técnicas de tratamento de produtos de madeira industrializada.

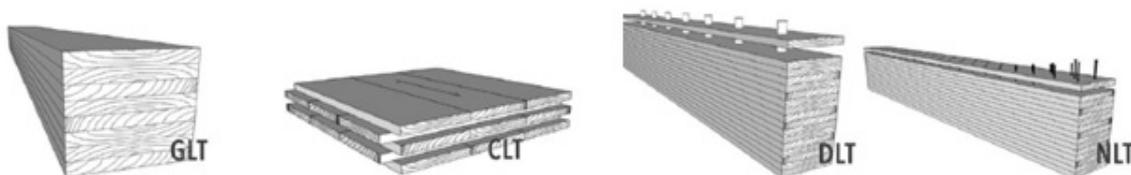
2 Referencial teórico

2.1 Produtos de madeira industrializada

A partir do início do milênio, houve o desenvolvimento intensivo nas técnicas de caracterização dos materiais, de colagem e de industrialização na construção civil que permitiram o surgimento de uma nova geração de produtos de madeira que podem ser utilizados em construções ainda

mais complexas [4]. Para este trabalho, os produtos de madeira industrializadas serão limitados aos que são mais comercializados no território brasileiro, sendo alguns exemplos: a madeira lamelada colada (MLC ou GLT), a madeira lamelada colada cruzada (CLT), o laminated veneer lumber (LVL), o dowel laminated timber (DLT) e a madeira lamelada parafusada (NLT). A **Figura 1** ilustra os principais produtos de madeira industrializada comercializados atualmente.

Figura 1. Principais produtos de madeira industrializadas comercializadas no Brasil.



Fonte: Smith et al. [5].

Como demonstrado na Figura 1, a madeira industrializada é o grupo de produtos à base de madeira produzidos a partir da interligação de elementos menores de madeira, chamados de lamelas [6]. A conexão entre as lamelas pode ser com adesivo, parafusos, pregos, cavilhas ou entalhes. O processo de serragem, caracterização, secagem e colagem é chamado de beneficiamento da madeira. Os produtos de lamelas combinadas possuem propriedades mecânicas superiores quando comparadas as peças de madeira serrada. Adicionalmente, a união de lamelas é a solução para produzir elementos de madeira com grandes dimensões, mesmo que provenientes de árvores com baixo ciclo de cortes, do qual possuem toras com diâmetros e comprimentos inferiores.

Após acompanhar 18 obras na Europa e na América do Norte, foi identificado que os sistemas construtivos em madeira industrializada possuem como vantagem: a maior velocidade de execução, a redução da emissão de carbono, o fato de utilizar elementos pré-fabricados, menor quantidade de mão de obra no canteiro e o fato de resultar em uma edificação mais leve quando comparado aos sistemas convencionais de concreto armado [5]. Por outro lado, os mesmos autores demonstram preocupação com a falta de códigos e a necessidade de profissionais especializados em toda cadeia de projeto, planejamento, produção, construção, utilização e manutenção.



Os produtos de madeira industrializada, como explicado por Dangel [7], devem ter menor impacto ambiental quando comparado a outros materiais não-renováveis (polímeros, concreto ou aço). Por outro lado, fatores como a necessidade de transporte, grau de reciclagem, durabilidade das construções e impactos sociais são negligenciados em estudos sobre o tema.

2.2 *Proteção da madeira*

A durabilidade dos produtos de madeira industrializada está associada com a quantidade de componentes dos grupos hidroxilas (-OH) presentes na madeira, como a celulose e a hemicelulose. Os grupos hidroxilas são responsáveis pela capacidade hidrofílica da madeira que potencializa a anisotropia das peças e torna a madeira um ambiente favorável para a degradação biológica. Existem três formas de proteção da madeira: a proteção natural da madeira, o tratamento preservativo ou a modificação das madeiras. Cada método de proteção das madeiras é aplicado de acordo com as condições de mercado e disposição das espécies na região.

A proteção natural das madeiras é relacionada com os tipos e a quantidade de extrativos presentes nas madeiras, dos quais variam de acordo com cada espécie. Os extrativos das madeiras são principalmente a base de componentes aromáticos como: os taninos, os flavonoides e os quinones. Esses extrativos funcionam como pesticidas naturais contra-ataques de microrganismos [8]. Geralmente, a região do alburno possui maior concentração desses extrativos, portanto, costumam ser mais resistentes à ataques biológicos.

Em segundo lugar, existem os métodos por tratamento preservativos (TP) baseado na impregnação de produtos químicos que sirvam de pesticidas e fungicidas na madeira. O tratamento químico pode ser realizado com diversos produtos e de formas diferentes, porém, de maneira geral, o objetivo principal dos métodos de impregnação são de manter uma retenção uniforme na madeira [8]. O **Quadro 1** mostra os principais produtos preservadores utilizados em madeiras.

Quadro 1. Principais produtos preservadores de madeira comercializadas.

Preservativo	Composição	Pros	Contras
Creosoto	N/A	Alta durabilidade e baixo custo.	Possui compostos poluentes ao meio ambiente;
Pentaclorofenol	C_6HCl_5O	Alta durabilidade e baixo custo.	Possui elevada toxicidade e poder de persistência no meio ambiente;
Arseniato de cobre cromatado (CCA)	CuO , CrO_3 , As_2O_5 .	Fácil aplicação na madeira (vácuo-pressão ou aplicação superficial); baixo custo; resistente a lixiviação;	Pode representar riscos à saúde humana e ao meio ambiente devido a presença de arsênico, cromo e cobre em sua composição;
Ácido de cobre cromatado (ACC)	CuO e CrO_3	Alta durabilidade e baixo custo e menos propenso a lixiviação de arsênio.	Pode ser corrosivo para fixadores metálicos; presença de arsênio, que é um elemento tóxico;
Cobre Amoniacal (ACQ)	Variável	A presença do cobre aumenta a resistência à degradação biológica da madeira; menos propenso a lixiviação de arsênio.	Pode ser corrosivo para fixadores metálicos; suscetível à lixiviação através da exposição à água; custo elevado;
Boratos	Óxidos de Boro	Não são corrosivos para fixadores metálicos e são de baixo custo;	Podem ser facilmente lixiviados pela água;

Fonte: [9-14].

Por último, a proteção da madeira pode ser realizada a partir dos métodos de modificação das madeiras (MM). A modificação da madeira consiste na alteração da estrutura molecular da madeira de maneira que reduza sua higroscopia, interferindo diretamente nos compostos com presença de grupos hidroxilas, como a celulose e a hemicelulose. Alguns métodos de modificação de madeiras são: o aumento da cristalinidade da celulose, a remoção das hidroxilas



(-OH) e a modificação térmica, sendo este último mais conhecido e aplicado de maneira comercial no Brasil [15].

3 Metodologia

Este trabalho teve como metodologia uma revisão sistemática da literatura para coletar dados empíricos que abordassem os métodos preservativos em produtos de madeira industrializadas. Para esta pesquisa, o conceito de produtos de madeiras industrializadas foi delimitado como os produtos baseados na colagem de lamelas, sendo esses: o CLT, o MLC e o LVL. As publicações selecionadas foram artigos acadêmicos publicados em periódicos ou congressos revisados por pares.

O levantamento da literatura foi realizado em duas bases de dados: ScienceDirect e Scopus. Foram escolhidos trabalhos publicados entre 2015 e 2022, por ser o período de ascensão das construções em produtos industrializados de madeira. Para facilitar a pesquisa e tendo em vista que a maior parte dos projetos de aplicação de madeira industrializada encontram-se no hemisfério norte, tomou-se como delimitação os trabalhos escritos em língua inglesa. Para a pesquisa, as palavras-chaves “*durability of timber*”, “*timber treatment*” e “*timber decay*” foram utilizadas alternadamente, sendo necessário que as palavras estivessem presentes no título, no resumo e, ou nas palavras-chave da publicação.

Após o levantamento, foram eliminadas as publicações repetidas. Em seguida, foi realizado o estudo preliminar das publicações, que constava com a leitura do título e do resumo dos trabalhos. Foram desconsiderados os trabalhos que não tratavam do escopo da pesquisa ou não apresentassem as conclusões baseadas em resultados empíricos, totalizando 15 artigos analisados.

4 Resultados e discussão

A relação dos artigos avaliados para este trabalho, assim como as principais conclusões encontradas nas publicações encontra-se no **Quadro 2**. No quadro, os métodos de preservação são: TP para tratamento preservativo e MM para modificação das madeiras.



Quadro 2. Relação de artigos avaliados neste trabalho com suas conclusões (a continuar).

Ref.	Método de preservação	Parâmetro(s)	Principais conclusões
[16]	Hidrotermo-modificação (MM).	Cisalhamento da linha de cola e delaminação.	Redução na resistência da linha de cola das placas de CLT. Redução da delaminação, devido redução das tensões internas.
[17]	Termo-modificação (MM)	Estabilidade dimensional à longo prazo	Melhoria da estabilidade dimensional, redução das tensões internas do CLT, consequentemente, reduzindo a delaminação.
[18]	TP por pincelamento.	Resistência à degradação.	TP com boro-glicol melhorou a resistência a degradação do CLT de <i>Pinus radiata</i> .
[19]	TP por vácuo-pressão	Cisalhamento da linha de cola e delaminação	TP por ACQ não influencia na resistência da linha de cola do CLT.
[20]	TP por vácuo-pressão	<i>Rolling shear</i> , cisalhamento da linha de cola e delaminação	TP por acetato de cobre tipo C reduziu a resistência ao <i>rolling shear</i> , porém aumentou a rigidez. Quanto menor a retenção de preservativo de acetato micronizado de cobre tipo C , menor a resistência na linha de cola do produto preservador.
[21]	TP por vácuo-pressão	Cisalhamento da linha de cola e delaminação	A retenção de cobre amoniaco (ACQ) influencia na resistência da linha de cola, aumentando a delaminação.
[22]	TP por vácuo-pressão	Flexão	A resistência e a rigidez na flexão reduziram com o aumento da taxa de retenção do preservativo ACQ .
[23]	TP por vácuo-pressão	Cisalhamento da linha de cola e delaminação	Não houve relação entre o tratamento com creosoto e a resistência na linha de cola, assim como na delaminação.
[24]	Hidrotermo-modificação (MM)	Umidade, densidade, flexão e delaminação.	Redução significativa das tensões induzidas por umidade das lamelas, consequentemente, reduzindo a delaminação.
[25]	Hidrotermo-modificação (MM)	Umidade, densidade, capacidade hidrofílica, perda de massa e flexão	Redução da absorção de água pelas lamelas e melhoria na estabilidade dimensional. Redução dos módulos de resistência e elasticidade na flexão.
[26]	Termo-modificação (MM)	Umidade de equilíbrio, densidade, flexão	O tratamento reduz a resistência da peça, porém aumenta os valores de rigidez.

Fonte: Os autores.

**Quadro 2.** Relação de artigos avaliados neste trabalho com suas conclusões (continuação).

Ref.	Método de preservação	Parâmetro(s)	Principais conclusões
[27]	Termo-modificação (MM)	Perda de massa, tração, flexão, absorção da água, DRX e degradação	O tratamento térmico reduziu a degradação por ataque de fungos, porém não foi identificado melhorias acerca do ataque por térmitas.
[28]	TP por Imersão	Resistência à degradação	A resistência a degradação aumentou com a taxa de retenção do CCA nos LVL de álamo.
[29]	Termo-modificação (MM)	Propriedades físicas e mecânicas.	Redução da umidade de equilíbrio e da taxa de empenamento. Redução das propriedades mecânicas.
[30]	TP por vácuo-pressão e imersão	Delaminação	Não houve evidências entre a delaminação e o tratamento de LVL com acetado de cobre tipo B, acetato micronizado de cobre e quaternário de cobre alcalino.

Fonte: Os autores.

A quantidade de publicações demonstra que a durabilidade de madeiras é de extrema importância para a disseminação dos produtos industrializados, tendo em vista que a durabilidade é um dos principais aspectos para se atingir sustentabilidade. De modo geral, as publicações são focadas em relacionar as melhorias em propriedades físicas e mecânicas dos produtos de madeira industrializada após receberem tratamento.

Das publicações avaliadas, não houve frequência em se relacionar a durabilidade dos materiais à teste de longo prazo, da mesma maneira que nenhum dos artigos apresentou um estudo de uma estrutura corrente. Tais características estão associadas a limitação da quantidade de estruturas correntes em madeira industrializada, também, há uma limitação de normas para avaliação da degradação das madeiras. Tais limitações também justificam a ausência de abordagem probabilística no estudo da durabilidade de estruturas em madeiras.

Em relação ao tratamento preservativo (TP), as publicações indicam três métodos principais de aplicação, sendo eles: o pincelamento, a imersão ou por vácuo-pressão. Em todos os casos, foi identificado uma melhoria da durabilidade das madeiras, entretanto, para peças tratadas por vácuo-pressão foi obtido maior retenção do produto preservativo, se demonstrando um método



mais eficaz. No caso de tratamento por pincelamento, constatou-se que a técnica pode apresentar falhas de aplicação, resultando em pontos de falha.

Em sua maioria, as publicações relacionavam a influência do tratamento preservativo (TP) e alguma propriedade mecânica do produto industrializado. A partir dos ensaios realizados, pode-se constatar que o tratamento preservativo pode ter impacto na resistência ao cisalhamento na linha de cola e na delaminação do material. As principais variáveis identificadas nos trabalhos foram: o tipo de produto preservador e a espécie da madeira. Embora os estudos tenham indicado a influência do TP nas propriedades mecânicas de alguns produtos industrializados, essa relação ainda é uma lacuna a ser aprofundada na bibliografia.

Quanto às questões ambientais relacionadas aos produtos de tratamento preservativo, os autores ressaltam a necessidade de se buscar materiais mais amigáveis ao meio ambiente, por exemplo: o acetato micronizado de cobre e o quartenário de cobre alcalino. No entanto, de forma geral, a presença de metais pesados nesses compostos segue impactando negativamente na pegada sustentável desses produtos.

Por outro lado, os processos de modificação de madeira (MM) se mostraram mais ambientalmente amigáveis, destacando as técnicas de alteração das cadeias de hemicelulose por modificação térmica (MT) seca ou úmida. Tais técnicas possibilitam a redução das características de anisotropia e higroscopia das madeiras, sem adição de componentes poluentes. Contudo, não foi possível constatar melhoria na resistência contra-ataque biológico por térmitas em madeiras termo tratadas.

Ao relacionar os métodos de MT das madeiras e suas propriedades mecânicas, não foi demonstrado consenso na bibliografia do impacto do tratamento na resistência e na rigidez das madeiras. Algumas variáveis principais podem ser destacadas, como: a espécie da madeira e tipo de tratamento térmico (úmido ou seco). Poucos trabalhos avaliaram a influência do tratamento térmico a partir da perspectiva de análises químicas.

5 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo identificar as principais técnicas de tratamento de produtos de madeira industrializada a partir de uma revisão sistemática da literatura. Após a realização desta pesquisa, foi possível traçar as seguintes considerações:

- a) A bibliografia tem direcionado suas análises predominantemente para as técnicas de proteção da madeira por tratamento preservativo (TP) e modificação térmica (MT);
- b) Devido a fatores ambientais, a técnica de modificação térmica tem recebido maior destaque nos últimos anos;
- c) Os possíveis impactos negativos na resistência mecânica tratadas por MT se demonstra uma limitação da técnica;
- d) Outras técnicas de modificação da madeira são inviabilizadas pelo alto custo;
- e) O controle de umidade dos elementos é a maneira mais eficiente de evitar patologias nas estruturas de madeira.

Agradecimentos

O autores agradecem a CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior e a FAPESB – Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado da Bahia pelo apoio financeiro à alguns autores deste trabalho.

6 Referências

- [1] YILMAZA, M.; BAKIS, A. Sustainability in construction sector. *Procedia Social and Behavioral Sciences*, v. 195, 2015; 2253–2262.
- [2] POMPONI, F.; MONCASTER, A.. Circular economy for the built environment: a research framework. *Journal of Cleaner Production*, v. 143, 2017; 710-718.
- [3] SHIRMOHAMMADI, M., LEGGATE, W. REDMAN, A. Effects of moisture ingress and egress on the performance and service life of mass timber products in buildings: a review. *Construction and Building Materials*, v. 290, 2021; 123176.
- [4] WOODARD, A., MILNER, H. Sustainability of timber and wood in construction. In: Khatib, J. *Sustainability of Construction Materials*. Woodhead Publishing, 2016, 2ª ed, 28 p.

- [5] SMITH, R. et al. Mass timber: evaluating construction performance. *Architectural Engineering and Design Management*, v. 14, n. 2, 2018; 127-138.
- [6] CAMPBELL, A. Mass timber in the circular economy: paradigm in practice?. *Engineering Sustainability*, v. 172, n. 3, 2018; 141-152.
- [7] DANGEL, U. *Turning point in timber Construction: a new economy*. Birkhäuser, Basileia, Suíça, 2017, 176 p.
- [8] SINGH, T., SINGH, A. A review on natural products as wood protectant. *Wood Sci Technol.*, v. 46, 2012; 851–870.
- [9] AYANLEYE et al. Durability and protection of mass timber structures: A review. *Journal of Building Engineering*, v. 46, 2022; 104731.
- [10] LEBOW, S. et al. Long-Term Durability of Pressure-Treated Wood in a Severe Test Site. *Advances in Civil Engineering Materials*, v. 2, n. 1, 2013; 20120054.
- [11] SCHULTZ, T.; NICHOLAS, D.; PRESTON, A. A brief review of the past, present and future of wood preservation. *Pest Management Science*, v. 63, n.8, 2007; 784–788.
- [12] VACONDIO, B. Biodegradação do pesticida pentaclorofenol por uma linhagem de fungo marinho isolado da ascídia didemnum ligulum. São Carlos, 2014, Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de São Carlos.
- [13] PANG, S. et al. Service Life Estimation of ACQ-treated Wood Based on Biodeterioration Resistance. *Jornal da Ciência e Tecnologia da Madeira Coreana*, v. 43, n. 5, 2015; 641-651.
- [14] SCHIMDT, E. et al. Environmental response of a CLT floor panel: Lessons for moisture management and monitoring of mass timber buildings. *Building and Environment*, v. 148, 2019; 609-622.
- [15] ROWELL, R. et al. Understanding decay resistance, dimensional stability and strength changes in heat-treated and acetylated wood. *Wood Material Science & Engineering*, 2009, v. 4, n. 1-2; 14-22.
- [16] HAN, Y. et al. Improvement of shear strength, wood failure percentage and wet delamination of cross-laminated timber (CLT) panels made with superheated steam treated (SHST) layers of larch wood. *Holzforschung*, v. 71, n. 11, 2017; 873-879.
- [17] OLARESCU, M., CAMPEAN, M., COSEREANU, C. Shape- and dimensional stability of solid wood panels made from heat-treated lime wood strips. *Eur. J. Wood Prod.*, v. 75, 2017, 467–471.
- [18] SINGH, T., PAGE, D., SIMPSON, I. Manufactured structural timber building materials and their durability. *Construct. Build. Mater.*, v. 217, 2019;84–92.
- [19] ADNAN, N. et al. Effect of ACQ treatment on surface quality and bonding performance of four Malaysian hardwoods and cross laminated timber (CLT). *Eur. J. Wood Wood Prod.*, v. 79, n. 2, 2021; 285–299.
- [20] LIM, H.; TRIPATHI, S.; LI, M. Rolling shear modulus and strength of cross-laminated timber treated with micronized copper azole type C (MCA-C). *Construct. Build. Mater.*, v. 259, 2020; 120419.
- [21] GASPAR, F. et al. Production of glued laminated timber with copper azole treated maritime pine. *European Journal of Wood and Wood Products*. v. 68, n. 2, 2009; 207-218.
- [22] YANG, T. et al. Effects of ACQ preservative treatment on the mechanical properties of hardwood glulam. *European Journal of Wood and Wood Products*, v. 70, 2011.

- [23] SILVA, A. et al. Feasibility of creosote treatment for glued-laminated pine-timber railway sleepers. *J. Mater. Civ. Eng.*, v. 27, n. 3, 2015; 04014134.
- [24] MIRZAEI, G., MOHEBBY, B., EBRAHIMI, G. Glulam beam made from hydrothermally treated poplar wood with reduced moisture induced stresses, *Construct. Build. Mater.*, v. 135, 2017; 386–393.
- [25] MIRZAEI, G., MOHEBBY, B., EBRAHIMI, G. Technological properties of glulam beams made from hydrothermally treated poplar wood. *Wood Material Science & Engineering*, v. 13, n. 1, 2018; 36-44.
- [26] KONG, Y. et al. An experimental study on flexural behavior of glulam beams made out of thermally treated fast-growing poplar laminae. *Wood and fiber science: journal of the Society of Wood Science and Technology*, v. 52, 2020; 152-164.
- [27] CHEN, N. et al. Preparation and properties of heat-treated Masson pine (*Pinus massoniana*) veneer. *BioRes.*, v. 10, n. 2, 2015; 3451-3461.
- [28] JIN, J. et al. Effects of Veneer Treatment with Copper-Based Preservatives on the Decay Resistance and Mechanical Properties of Poplar LVL, *Journal of Wood Chemistry and Technology*, v. 36, n. 5, 2016; 329-338.
- [29] PERCIN, O.; ALTUNOK, M. Some physical and mechanical properties of laminated veneer lumber reinforced with carbon fiber using heat-treated beech veneer. *Eur. J. Wood Wood Prod.*, v. 75, n. 2, 2017; 193–201.
- [30] SHUKLA, S., KAMDEM, D. Effect of copper-based preservatives treatment of the properties of southern pine LVL. *Construct. Build. Mater.*, v. 34, 2012; 593–601.



02-003 - Indicadores de durabilidade e análise probabilística no contexto de projetos de durabilidade baseados em desempenho

MAGALHÃES, F.C.^{a,b*}; WALLY, G.B.^c; REAL, M.V.^b

^a Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil, Instituto Federal do Rio Grande do Sul, 96201-460, Rio Grande, Brasil;

^b Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, 96203-900, Rio Grande, Brasil.

^c Universidade Católica de Pelotas, 96015-560, Pelotas, Brasil.

* fabiocmagalbaes@gmail.com

Resumo

Aspectos relacionados à durabilidade e à previsão de vida útil têm ganhado importância cada vez maior no projeto de estruturas de concreto armado. Isso ocorre porque as abordagens prescritivas, tradicionalmente adotadas em textos normativos, têm se mostrado insuficientes. Esse artigo discute os mecanismos envolvidos na elaboração de projetos de durabilidade baseados em desempenho. Resultados obtidos através de um método de migração de cloretos são apresentados como indicadores de durabilidade e uma avaliação probabilística da estimativa de vida útil de elementos de concreto sujeitos à penetração de cloretos é realizada. Os resultados demonstram a importância do estabelecimento de procedimentos padronizados de projetos de durabilidade baseados em desempenho, sobretudo quanto à caracterização da agressividade ambiental e dos indicadores de durabilidade do concreto.

Palavras-chave: *penetração de cloretos; abordagem baseada em desempenho; análise probabilística.*

Durability indicators and probabilistic assessment in the context of performance-based durability design

Abstract

Aspects related to durability and service life prediction have gained increasing importance in the design of reinforced concrete structures. This is because prescriptive approaches, traditionally adopted in normative codes, have proven to be insufficient. This paper discusses the mechanisms involved in developing performance-based durability design. Results obtained through a chloride migration test are presented as durability indicators, and a probabilistic service life prediction of concrete under chloride penetration is carried out. The results demonstrate the importance of establishing standardized procedures for performance-based durability design, especially regarding the characterization of environmental aggressiveness and concrete durability indicators.

Keywords: *chloride penetration; performance-based approach; probabilistic assessment.*



1 Introdução

Nos projetos de estruturas de concreto armado, nos últimos anos tem havido um aumento significativo na importância atribuída às análises de durabilidade e às estimativas de vida útil. Isso ocorre devido ao desempenho inadequado de muitas estruturas construídas nas últimas décadas, gerando preocupações relacionadas a aspectos econômicos, sociais e de segurança [1,2]. Em muitos casos, além da agressividade do ambiente ao qual a estrutura está exposta, fatores relacionados à produção do concreto e à execução da estrutura também contribuem para a ocorrência de processos de degradação, o surgimento de manifestações patológicas e a consequente redução da vida útil de elementos estruturais.

A ampla gama de ambiente nos quais as estruturas de concreto armado são utilizadas constitui um dos maiores desafios frente à padronização de modelos de estimativa de vida útil, podendo uma mesma estrutura apresentar diferentes desempenhos de acordo com o ambiente no qual está inserida [3,4]. A durabilidade das estruturas de concreto, portanto, deve ser entendida como uma característica resultante das interações entre a própria estrutura, o ambiente de exposição e as condições de utilização.

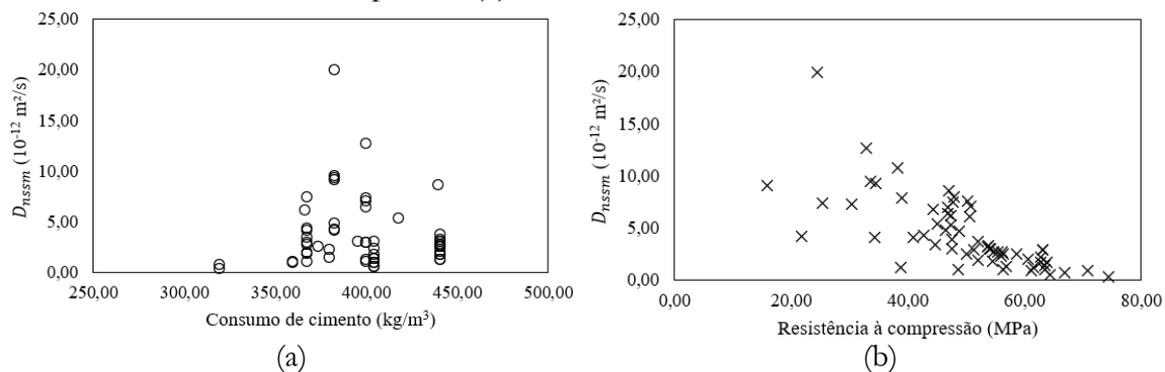
No que se refere às características do concreto, as abordagens relacionadas à durabilidade de estruturas de concreto armado tradicionalmente apresentadas em textos normativos estão, em sua maioria, voltadas à estipulação de valores limite para parâmetros como relação água/cimento, consumo de cimento e resistência à compressão. Em especificações prescritivas, portanto, assume-se que a adequada durabilidade do concreto é assegurada indiretamente ao garantir a atendimento de valores limite relacionados à composição do concreto.

A corrosão desencadeada pela ação de íons cloreto se apresenta como uma das principais causas da deterioração precoce de estruturas de concreto armado. Os cloretos ingressam na estrutura de poros do concreto principalmente por difusão e absorção capilar. Em condições normais, porém, esses íons não geram danos ao concreto, mas dão início ao processo de corrosão das armaduras ao atingirem a concentração crítica de cloretos (C_{cr}).

A prescrição de parâmetros de dosagem do concreto, porém, tem se mostrado insuficiente na caracterização do comportamento do concreto frente à penetração de cloretos [5,6]. Isso ocorre, por exemplo, porque em abordagens prescritivas são ignoradas as diferentes conformações

microestruturais que concretos produzidos com diferentes sistemas ligantes podem apresentar. Ademais, não são levadas em consideração as influências que o processo de execução da estrutura exerce sobre o desempenho do concreto quanto à durabilidade. Tais fatos são evidenciados ao avaliar as relações entre a difusividade de cloretos e o consumo de cimento do concreto (Figura 1a) e entre a difusividade de cloretos e a resistência à compressão do concreto (Figura 1b). Cabe salientar que os dados apresentados na Figura 1 foram obtidos experimentalmente pelos autores em estudos prévios, utilizando concretos com diferentes tipos e teores de cimento, diferentes tipos e teores de adições minerais e variadas relações água/cimento.

Figura 1. Relações entre a difusividade de cloretos e consumo de cimento do concreto (a) e resistência do concreto à compressão (b).



Fonte: Os autores.

A imposição de valores mínimos para o consumo de cimento do concreto, que busca aumentar a alcalinidade do material e a quantidade de produtos de hidratação do cimento capazes de se ligar quimicamente aos cloretos, mostra-se insuficiente quando avaliada sob a perspectiva da difusividade. Os dados apresentados na Figura 1a evidenciam que a variação do consumo de cimento não afeta significativamente essa importante propriedade relacionada à durabilidade do concreto armado. Adicionalmente, a exigência do teor de cimento a ser utilizado impede o uso de ligantes que podem apresentar melhor desempenho frente à penetração de cloretos ainda que utilizados em menor quantidade.



Nota-se também que há uma tendência de redução do coeficiente de migração de cloretos à medida que a resistência à compressão aumenta (Figura 1b). No entanto, se analisados, por exemplo, concretos que apresentam resistência à compressão entre 20 e 40 MPa, são observados coeficientes de migração de cloretos que variam entre $0,93 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ e $8,51 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. Considerações similares são apresentadas no *fib* Model Code 2020 [7], que afirma que a resistência à compressão não é uma medida definitiva acerca da durabilidade do concreto, especialmente devido ao fato de que a penetração de agentes externos na estrutura está especialmente ligada às características da camada de cobrimento, que exerce limitada influência na resistência do material como um todo.

Neste artigo são discutidos aspectos relacionados ao projeto de durabilidade de estruturas de concreto armado expostas a ambientes ricos em cloretos. São evidenciadas as limitações decorrentes do uso das metodologias prescritivas, bem como demonstrada a importância de se mensurar a agressividade ambiental e a capacidade do concreto impedir a penetração de agentes agressivos.

2 Abordagens baseadas em desempenho para durabilidade do concreto

Diferente do que ocorre na metodologia prescritiva, quando abordagens baseadas em desempenho são adotadas, os requisitos de projeto são transformados em especificações e critérios através de propriedades diretamente ligadas aos aspectos de desempenho estabelecidos. Tem-se, portanto, um conjunto de parâmetros mensuráveis que descrevem os requisitos funcionais do concreto em seu estado endurecido. Em outras palavras, em abordagens com base no desempenho importa que um determinado valor seja atingido, e não a forma como será atingido.

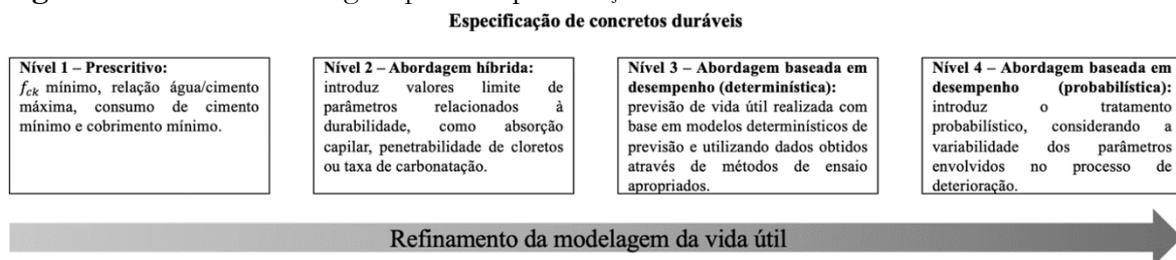
A adoção de abordagens baseadas em desempenho no projeto de estruturas de concreto armado não está limitada aos aspectos de durabilidade. Um exemplo de abordagem com base no desempenho é a resistência à compressão do concreto no contexto do projeto da estrutura quanto às solicitações mecânicas: um valor inicial é tomado como parâmetro para a realização do projeto e, quando da execução da estrutura, tal valor é aferido para atestar a conformidade do material executado.



A avaliação do comportamento do concreto frente às solicitações mecânicas só passou a ser baseada em desempenho no início do século XX [8]. Antes disso, a resistência mecânica era controlada através da imposição de limites para a relação água/cimento, de maneira similar ao que ainda é comum para as especificações de durabilidade. Atualmente, a forma de verificação da conformidade da resistência mecânica apresenta relativa facilidade de execução e uma forma consolidada de interpretação dos resultados. Para que esse processo se estenda à análise de requisitos de desempenho ligados à durabilidade, faz-se necessário que sejam estabelecidas metodologias de ensaio viáveis, tanto do ponto de vista técnico quanto em termos de tempo e custos de execução, bem como sejam capazes de fornecer resultados de fácil interpretação.

Nesse sentido, Andrade [9] propôs a consideração de quatro diferentes níveis de abordagem acerca da especificação de concretos duráveis. Essa metodologia, ilustrada na Figura 2, é similar à apresentada no *fib* Model Code 2020 [7] e tem sido discutida por diversos autores – por exemplo, Alexander e Thomas [10] e Ribeiro e Cascudo [11].

Figura 2. Níveis de abordagem para a especificação de concretos duráveis.



Fonte: Baseado em Andrade [9].

Em geral, nota-se que à medida que se avança para além da especificação puramente prescritiva, um maior refinamento do projeto de durabilidade é obtido, seja pela inclusão de indicadores de durabilidade (Nível 2) ou pela adoção de modelos de previsão de vida útil (Níveis 3 e 4). É necessário, porém, perceber que o aumento do refinamento e da precisão da modelagem e previsão da vida útil carrega consigo maiores demandas técnicas e financeiras, aumentando a complexidade do processo. Assim, a metodologia prescritiva continuará a ser utilizada na especificação de concretos que não serão expostos a ambientes de severa agressividade e dos



quais não são requeridas longas vidas úteis. No entanto, para o caso de concretos adotados em obras especiais, de grande impacto econômico e social, e que tipicamente estão sujeitas a elevada agressividade ambiental, como pontes e infraestrutura portuária, as abordagens baseadas em desempenho se apresentam como ferramenta fundamental no projeto de estruturas duráveis.

Cabe também destacar a chamada abordagem de desempenho equivalente, adotada pela recomendação portuguesa LNEC E 464 [12] e pela EN 206 [13]. Essa abordagem permite que sejam produzidos concretos que atendam a critérios de desempenho equivalentes àqueles atingidos por concretos que cumprem os parâmetros prescritivos, mas sem a necessidade de obedecer a esses parâmetros. Nesse caso, indicadores de durabilidade correspondentes à classe de exposição devem ser adotados [14]. O conceito da abordagem de desempenho equivalente tem sido utilizado especialmente na busca por indicadores de durabilidade confiáveis [15], bem como na avaliação do potencial de durabilidade de concretos produzidos com novos materiais.

3 Modelagem probabilística

Estimar o tempo durante o qual uma determinada estrutura de concreto armado pode desempenhar suas funções sem deterioração significativa é de grande importância técnica e econômica. Em um cenário de abordagens de durabilidade baseadas em desempenho, portanto, a modelagem da vida útil tem fundamental importância na garantia do desempenho de estruturas de concreto armado – sobretudo em ambientes de severa agressividade.

Neste trabalho, o modelo de penetração de cloretos apresentado por Gjorv [16] foi adotado para estimar a vida útil de estruturas de concreto expostas a ambientes marinhos. Esse modelo foi desenvolvido a partir da solução analítica da 2ª Lei de Difusão de Fick e vem sendo adotado em diferentes projetos baseados no desempenho [6,17]. O modelo é apresentado na Equação 1.

$$C(x, t) = C_S \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x_c}{2 \sqrt{D(t)t}} \right) \right] \quad (1)$$

Na Equação 1, $C(x, t)$ é a concentração de cloretos (%) na profundidade x_c após um tempo t , C_S é a concentração superficial de cloretos (%), erf é a função erro de Gauss e $D(t)$ é o coeficiente de difusão de cloretos (Equação 2).



$$D(t) = \frac{D_0}{1 - \alpha} \left[\left(1 + \frac{t'}{t}\right)^{1-\alpha} - \left(\frac{t'}{t}\right)^{1-\alpha} \right] \left(\frac{t_0}{t}\right)^\alpha k_e \quad (2)$$

Sendo D_0 o coeficiente de difusão tomado como referência na idade t_0 (m^2/s), t' a idade a partir da qual o concreto passa a ser exposto aos cloretos (anos), α o fator de envelhecimento do concreto e k_e o parâmetro relacionado à temperatura ambiente, determinado pela Equação 3.

$$k_e = \exp \left[\frac{E_A}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T} \right) \right] \quad (3)$$

Onde \exp é a função exponencial, E_A é a energia de ativação para a difusão de cloretos (kJ/mol), R é a constante universal dos gases ($\text{J}/(\text{mol}\cdot\text{K})$) e T é a temperatura ($^\circ\text{C}$).

Tomando a despassivação das armaduras como estado limite de durabilidade, a função estado limite ($g(X)$) pode ser escrita em função de C_{cr} e $C(x, t)$, conforme a Equação 4.

$$g(X) = C_{cr} - C_{(x,t)} \quad (4)$$

Onde C_{cr} é o teor crítico de cloretos (%), isto é, a quantidade de cloretos considerada capaz de desencadear o mecanismo de corrosão das armaduras no interior do concreto.

Consequentemente, a probabilidade de falha (P_f) pode ser calculada a partir da Equação 5.

$$P_f = P(g(X) \leq 0) \quad (5)$$

A determinação da probabilidade de falha foi realizada utilizando o método de Simulação de Monte Carlo. Os cálculos foram realizados através de uma classe Python chamada Realpy (*Reliability Analysis Library in Python*), desenvolvida por Real [18] para a solução de problemas de confiabilidade estrutural.

Os parâmetros de entrada considerados na análise são apresentados na Tabela 1. Adotou-se C_S com valores médios de 1,5 % e 2,07 %. O valor de $C_S = 1,5$ % é sugerido pelo *fib* Bulletin 76 [19] para estruturas sujeitas à classe de agressividade ambiental (CAA) XS1, similar à CAA III apresentada na NBR 6118 [20]. O valor de $C_S = 2,07$ % foi obtido experimentalmente [21]. Tomou-se 50 mm como valor médio da espessura da camada de cobrimento da armadura. Os valores de D_0 foram obtidos experimentalmente pelos autores, utilizando o método de migração de cloretos normatizado pela NT Build 492 [22] e são apresentados em detalhes em



Wally et al. [23]. Avaliou-se também a influência da idade da determinação da difusividade de cloretos no concreto sobre as estimativas de vida útil. Assim, foram tomados como D_0 valores de D_{nssm} medidos às idades de 28 (D_{28}) e 91 dias (D_{91}). Adotou-se $\alpha = 0,4$. Embora o valor de α esteja intimamente ligado a parâmetros de dosagem do concreto, como sistema ligante e relação água/cimento, a escolha pelo valor de 0,4 se deu por ser um dos valores sugeridos por GjØrv [16] para concretos produzidos com cimento Portland, bem como por ser um valor próximo aos observados experimentalmente por Wally et al. [23].

Tabela 1. Parâmetros de entrada utilizados na análise probabilística

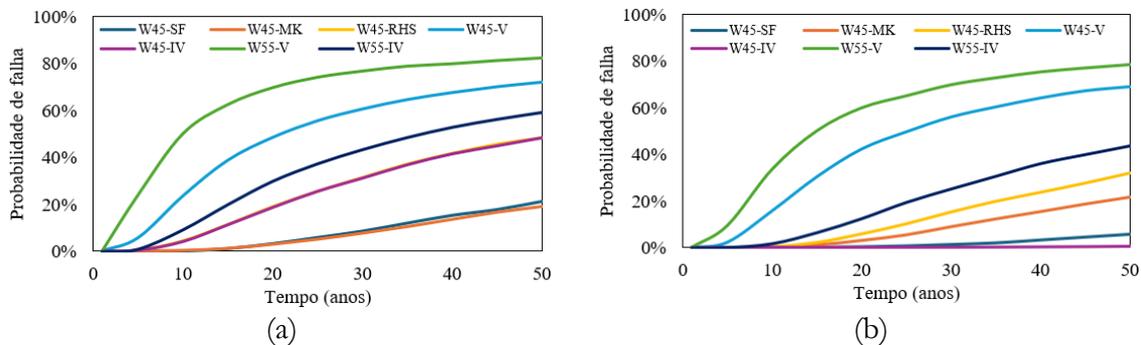
Parâmetro	Unidade	Distribuição	Média	Coef. Variação
D_0	10^{-12} m ² /s	Normal	D_{nssm}	0,10
C_S	%	LogNormal	1,50	0,44
C_{cr}	%	Normal	2,07	0,23
x_c	mm	Normal	0,40	0,10
α	-	Normal	50,00	0,10
T	°C	Determinística	0,40	0,20
			18,00	-

Fonte: Os Autores.

2 Resultados e discussões

As probabilidades de falha obtidas através das simulações numéricas são apresentadas na Figura 3 e Figura 4. Observa-se que, conforme esperado, a variação da agressividade ambiental, representada pela concentração superficial de cloretos, exerce forte influência na expectativa de vida útil das estruturas de concreto armado. Como exemplo, a utilização do concreto W45-MK em um ambiente com $C_S = 1,5$ %, conduz a uma P_f de cerca de 19 % aos 50 anos. Esse mesmo concreto, quando inserido em um ambiente de maior agressividade ($C_S = 2,07$ %), teria sua probabilidade de falha elevada para aproximadamente 33 % à mesma idade. Esse fato demonstra a importância da quantificação da agressividade ambiental com base em parâmetros mensuráveis em detrimento às generalizações inerentes às CAA apresentadas nos textos normativos.

Figura 3. Resultados obtidos na análise probabilística: (a) $C_s = 1,5 \%$, $D_0 = D_{28}$; (b) $C_s = 1,5 \%$, $D_0 = D_{91}$.

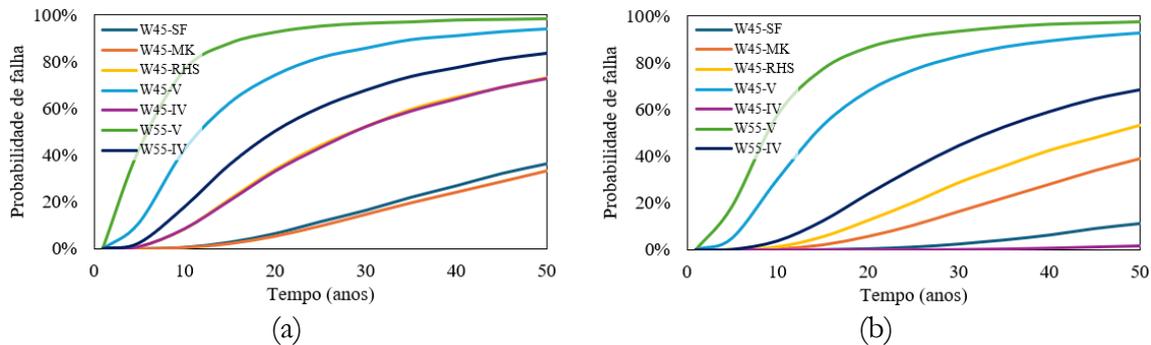


Fonte: Os autores.

Verifica-se também como a idade adotada como parâmetro de controle do concreto executado pode influenciar significativamente nas estimativas de vida útil. Pode-se tomar como exemplo o caso do concreto W45-SF exposto a um ambiente com $C_s = 1,5 \%$: se $D_0 = D_{28}$, tem-se P_f de aproximadamente 21 % aos 50 anos; à mesma idade, tem-se P_f de cerca 6 % se $D_0 = D_{91}$. Dessa forma, evidencia-se a importância, ainda na fase de projeto, da definição da idade na qual a difusividade do concreto executado será avaliada. Há, portanto, a necessidade de se definir entre a avaliação da difusividade do concreto em uma idade mais avançada, que possibilita a análise do concreto com sua microestrutura mais consolidada, ou a avaliação aos 28 dias, que facilita o controle do material executado e a tomada de decisões em casos de não conformidades.

De forma geral, os resultados evidenciam a já esperada influência do tipo de aglomerante e da relação água/aglomerante sobre o desempenho dos concretos. No entanto, cabe destacar que o uso de adições minerais conduz a difusividades significativamente menores, embora seguindo os mesmos parâmetros prescritivos de concretos sem adições. Tomando como exemplo os dados apresentados na Figura 3a, observa-se que o concreto W45-SF, que tem relação água/aglomerante = 0,45 e substituição de 8 % de cimento por sílica ativa, apresenta probabilidades de falha bastante inferiores às do concreto W45-V, produzido com a mesma quantidade de água, mesmo tipo de cimento, mas sem o uso da adição mineral.

Figura 4. Resultados obtidos na análise probabilística: (a) $C_s = 2,07 \%$, $D_0 = D_{28}$; (b) $C_s = 2,07 \%$, $D_0 = D_{91}$.



Fonte: Os autores.

4 Considerações finais

O presente trabalho apresentou uma análise probabilística da estimativa de vida útil de elementos de concreto armado sujeitos ao ataque por cloretos. As caracterizações baseadas no desempenho do concreto demonstraram a variabilidade do comportamento dos concretos, mesmo estando dentro das especificações prescritivas descritas nas normas brasileiras. O modelo utilizado para estimar o comportamento do ingresso de íons cloreto ao longo do tempo demonstra simplicidade de aplicação e apresenta baixo custo computacional.

Com base nos resultados da análise numérica realizada, verificou-se a forte influência da agressividade ambiental sobre o desempenho de estruturas de concreto armado. Portanto, é necessário que sejam estabelecidos procedimentos experimentais com vistas à quantificação das características do ambiente. Embora os textos normativos atuais apresentem diferentes critérios para estruturas expostas a diferentes classes de agressividade ambiental, essas classes carregam consigo simplificações e generalizações, desconsiderando, por exemplo, as diferentes agressividades e condições às quais uma mesma estrutura pode estar exposta.

Evidenciou-se também a importância da definição da idade de avaliação do coeficiente de migração de cloretos do concreto na estimativa de vida útil. A análise aos 28 dias, que contribui em um cenário de controle de qualidade, conduz a valores de D_0 maiores e, conseqüentemente, maiores probabilidades de falha quando comparado a análises realizadas considerando D_{91} . A introdução do fator de envelhecimento (α), que visa descrever a redução da difusividade do



concreto ao longo do tempo, busca mitigar tais divergências. Esse parâmetro, porém, é fortemente influenciado pelas características do aglomerante utilizado e pela relação água/aglomerante empregada, além de sua calibração demandar análises de longo prazo.

Deve-se atentar que não há hoje uma metodologia formada por análises experimentais e modelos numéricos capaz de representar de forma perfeita os mecanismos envolvidos. O uso de modelos numéricos na estimativa do ingresso de agentes agressivos ao longo do tempo traz consigo muitas incertezas, sobretudo no que diz respeito à capacidade dessas expressões representarem condições futuras de exposição. Da mesma forma, a adoção de ensaios acelerados de indução do ingresso de cloretos no concreto, embora, obviamente, não seja a forma mais precisa de avaliar o fenômeno, se caracteriza como a forma mais viável de se estabelecer um parâmetro de desempenho do material.

A introdução de indicadores de durabilidade, de modelos de previsão de vida útil e do conceito de vida útil característica apresenta-se como aspectos fundamentais na avaliação da durabilidade de elementos estruturais sujeitos a ambientes agressivos. Portanto, para que se estabeleça a transição de metodologias prescritivas em direção às abordagens da durabilidade do concreto com base em seu desempenho, faz-se fundamental que seja estabelecido um modelo de estimativa de vida útil que seja de fácil interpretação dentro do contexto da engenharia, bem como seja baseado em parâmetros de entrada de fácil mensuração a partir de análises experimentais. Adicionalmente, é necessário que sejam adotados métodos experimentais sensíveis a aspectos de produção do concreto e de rápida execução, podendo ser utilizados tanto na fase de projeto quanto na avaliação da conformidade na fase pós-execução.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Rio Grande do Sul (FAPERGS) pelo auxílio financeiro (Edital PqG 07/2021). M.V. Real agradece ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo auxílio através de bolsa de Produtividade em Pesquisa (Processo 302548/2021-1).



5 Referências

- [1] ANGST, U.M. Challenges and opportunities in corrosion of steel in concrete. *Materials and Structures*, v. 51, 2018; p. 4.
- [2] BEUSHAUSEN, H., TORRENT, R., ALEXANDER, M. Performance-based approaches for concrete durability: State of the art and future research needs. *Cement and Concrete Research*, v. 199, 2019; p. 11-20.
- [3] HELENE, P.R.L. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. São Paulo, 1993, Tese (Livre Docência) - Universidade de São Paulo.
- [4] WALLY, G.B., MAGALHÃES, F.C., SILVA FILHO, L.C.P. From prescriptive to performance-based: An overview of international trends in specifying durable concretes. *Journal of Building Engineering*, v. 52, p. 104359, 2022.
- [5] BAROGHEL-BOUNY, V., NGUYEN, T.Q., DANGLA, P. Assessment and prediction of RC structure service life by means of durability indicators and physical/chemical models. *Cement and Concrete Composites*, v. 31, n. 8, 2009; p. 522-534.
- [6] WALLY, G. B., MAGALHÃES, F. C., SELL JUNIOR, F. K., TEIXEIRA, F. R., REAL, M. V. Estimating service life of reinforced concrete structures with binders containing silica fume and metakaolin under chloride environment: durability indicators and probabilistic assessment. *Materials and Structures*, v. 54, 2021; p. 98.
- [7] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. *fib Model Code for Concrete Structures 2020*, 2023.
- [8] BEUSHAUSEN, H. et al. Principles of the Performance-Based approach for Concrete Durability. In: *Performance-based Specifications and Control of Concrete Durability*. New York: Springer, 2016. p. 107-131.
- [9] ANDRADE, C. Multilevel (four) methodology for durability design. In: *International RILEM workshop on performance based evaluation and indicators for concrete durability, 2006, Madrid*. Anais... Madrid: RILEM, 2006. p. 101-108.
- [10] ALEXANDER, M., THOMAS, M. Service life prediction and performance testing — Current developments and practical applications. *Cement and Concrete Research*, v. 78 (A), 2015; p. 155-164.
- [11] RIBEIRO, D. V., CASCUADO, O. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. In: *Corrosão e Degradação em Estruturas de Concreto – Teoria, controle e técnicas de análise e intervenção*. Rio de Janeiro: Elsevier, 2018. p. 33-50.
- [12] LNEC - LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL. *Concrete. Prescriptive Methodology for a Design Working Life of 50 Years under the Environmental Exposure*. – LNEC E 464, Lisboa, 2007.
- [13] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *Concrete: Specification, Performance, Production and Conformity*. EN 206, Brussels, 2013.
- [14] ROZIÈRE, E., CUSSIGH, F. *Méthodologie d'application du concept de performance équivalente des bétons, Recommandations professionnelles provisoires - Guidelines for the application of the equivalent performance concept (in French)*. Report of the French concrete industry. 2009.



-
- [15] ROZIÈRE, E., LOUKILI, A., CUSSIGH, F. A performance based approach for durability of concrete exposed to carbonation. *Construction and Building Materials*, v. 23, n. 1, 2009; p. 190-199.
- [16] GJØRV, O.E. Projeto de durabilidade de estruturas de concreto em ambientes de severa agressividade. Trad.: Leda Maria Marques Dias Beck. São Paulo: Oficina de Textos, 2015, 238 p.
- [17] LI, Q., LI, K., ZHOU, X., ZHANG, Q., FAN, Z. Model-based durability design of concrete structures in Hong Kong–Zhuhai–Macau sea link project. *Structural Safety*, v. 53, 2014; p. 1-12
- [18] REAL, M.V. Reliability - A Python class for Reliability analysis including Monte Carlo and FORM methods. Disponível em <https://github.com/mvreal/Reliability>.
- [19] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards – Durability of reinforced concrete structures exposed to chlorides. *fib bulletin* 76, Ostfildern, 2015.
- [20] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2023.
- [21] GUIMARÃES, A.T.C. Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marinhos. São Paulo, 2000, Tese (doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- [22] NORDTEST. Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments. NT Build 492, Espoo, 1999.
- [23] WALLY, G.B., LARROSSA, M.C., PINHEIRO, L.C.L., REAL, M.V., MAGALHÃES, F.C. 6-month evaluation of concrete aging factor using chloride migration test: Effects of binder type and w/b ratio. *Materialia*, v. 30, 2023; p. 101841.

02-005 - Efeitos das características do cimento e do concreto na migração de cloretos.

JESUS, W.S.^{a*}; ALMEIDA, T.M.S.^a; SILVA, S.F.M.^a; ALLAMAN, I.B.^a; PESSÔA, J.R.C.^a.

^a Universidade Estadual de Santa Cruz - UESC, DEC, Rodovia Jorge Amado - Km 16, Ilhéus-BA, Brasil;

* wandersonsantosdejesus@outlook.com

Resumo

As características do tipo de cimento Portland influenciam na durabilidade do concreto em ambientes agressivos onde a penetração de cloretos pode comprometer a integridade do concreto armado e protendido. Esta pesquisa estuda a influência do teor de alumina, sílica, absorção de água, índice de vazios e resistência à compressão na carga passante e classificação de risco do concreto à penetrabilidade de cloretos. Produziu-se 96 amostras de classe C40 com oito tipos de cimento, realizaram-se ensaios de absorção de água e índice de vazios (NBR 9778/2009) e de migração de cloretos (ASTM C1202/2022). A resistência à compressão apresentou baixa correlação com a carga passante, entretanto, as demais variáveis mostraram alta correlação. Os concretos CP II F e CP II F – RS demonstraram alta penetrabilidade, enquanto os CP – IV, CP III – RS e CP IV -RS exibiram penetrabilidade muito baixa.

Palavras-chave: *Carga passante; Classe de agressividade IV; Composição cimentícia; Durabilidade; Íons cloreto.*

Effects of cement and concrete characteristics on chloride migration

Abstract

The characteristics of the type of Portland cement influence the durability of concrete in aggressive environments where chloride penetration can compromise the integrity of reinforced and prestressed concrete. This research studies the influence of alumina and silica content, water absorption, void ratio and compressive strength on the passing load and risk classification of concrete to chloride penetration. Ninety-six class C40 samples were produced with eight types of cement, and water absorption, void ratio (NBR 9778/2009) and chloride migration (ASTM C1202/2022) tests were carried out. The compressive strength showed a low correlation with the passing load; however, the other variables showed a high correlation. CP II F and CP II F - RS concrete showed high penetrability, while CP - IV, CP III - RS and CP IV -RS showed very low penetrability.

Keywords: *Passing load; Aggressiveness class IV; Cementitious composition; Durability; Chloride ions.*



1 Introdução

A durabilidade das estruturas de concreto é uma preocupação primordial na engenharia civil, especialmente em ambientes agressivos onde a penetração de cloretos pode comprometer a integridade do material [1]. A carga passante, medida da quantidade de corrente elétrica que atravessa uma amostra de concreto, é uma técnica amplamente utilizada para avaliar a migração de cloretos. Este método indica a capacidade do concreto em resistir à penetração de cloretos, que é um dos principais agentes causadores da corrosão das armaduras de aço [2].

Um fator crucial que influencia a penetração de cloretos no concreto é a composição química do cimento presente na mistura. A presença de sílica e alumina ao concreto tem sido associada à redução da permeabilidade do material, devido à sua capacidade de refinar a microestrutura do concreto e preencher vazios capilares, resultando em uma matriz mais densa e menos permeável [3;4]. Isso, por sua vez, afeta diretamente a carga passante, uma vez que a presença de sílica tende a diminuir a passagem de corrente elétrica, indicando uma menor facilidade de penetração de cloretos.

O objetivo desta pesquisa é estudar a influência das variáveis mencionadas - teor de alumina, teor de sílica, absorção de água, índice de vazios e resistência à compressão - na carga passante no concreto. Através desta investigação, busca-se compreender melhor como cada uma dessas variáveis afeta a permeabilidade do concreto aos cloretos e, assim, contribuir para o desenvolvimento de concretos mais duráveis e resistentes à corrosão.

2 Materiais e Métodos

Este estudo utilizou uma abordagem combinando métodos quantitativos e qualitativos, com enfoque exploratório e experimental.

2.1 *Materiais*

Os materiais empregados na fabricação dos corpos de prova incluíram diferentes tipos de cimento Portland com resistência característica de 32 MPa (CP II E, CP II E - RS, CP II F, CP II F - RS, CP II Z, CP III - RS, CP IV e CP IV - RS), além de areia quartzosa como agregado miúdo, brita granítica como agregado graúdo e o aditivo superplastificante MC-PowerFlow 1180 da Bauchemie®. As especificações técnicas dos cimentos podem ser encontradas na norma

NBR 16697 [5]. O Quadro 1 descreve os limites percentuais das composições dos cimentos Portland, enquanto a Tabela 1 fornece detalhes sobre as características físicas e químicas desses materiais.

Quadro 1. Limites de composição do cimento Portland.

Designação normalizada	Sigla	Clínquer + sulfatos de cálcio	Escória granulada de alto-forno	Material pozolânico	Material carbonático
Cimento Portland composto com escória granulada de alto-forno	CP II - E - 32	51 - 94	6 - 34	0	0 - 15
	CP II - E - 32 - RS*				
Cimento Portland composto com material carbonático	CP II - F	75 - 89	0	0	11 - 25
	CP II - F - 32 - RS*				
Cimento Portland composto com material pozolânico	CP II - Z	71 - 94	0	6 - 14	0 - 15
Cimento Portland de alto forno	CP III - 32 - RS*	25 - 65	35 - 75	0	0 - 10
Cimento Portland pozolânico	CP IV - 32	45 - 85	0	15 - 50	0 - 10
	CP IV - 32 - RS*				

* Cimentos resistentes a sulfatos possuem teor de aluminato tricálcico (C3A) inferior que 8%.

Fonte: Adaptada da NBR 16697 [5].

Tabela 1. Propriedades físicas e químicas dos cimentos.

Tipo de cimento	Massa específica (Kg/m³)*	Al ₂ O ₃ (%)	SiO ₂ (%)
CP II - E - 32	3000	5,97	13,69
CP II - E - 32 - RS	2990	3,47	9,37
CP II - F	2980	4,08	9,76
CP II - F - 32 - RS	3000	3,28	7,12
CP II - Z	3030	3,91	11,53
CP III - 32 - RS	2950	7,63	19,76
CP IV - 32	3100	7,36	19,90
CP IV - 32 - RS	2960	5,88	13,79

* As massas específicas foram fornecidas pelos fabricantes de acordo os lotes dos produtos.

Fonte: Os Autores.

A distribuição granulométrica dos agregados foi determinada de acordo com as diretrizes da NBR 7211 [6]. Com base nos resultados obtidos do processo de peneiramento e através da realização de ensaios complementares descritos na NBR 16916 [7] e NBR 16917 [8] foram obtidas as propriedades físicas dos agregados, que estão apresentadas na Tabela 2.



Tabela 2. Propriedades físicas dos agregados.

Propriedade	Agregado miúdo	Agregado graúdo
Massa específica real (Kg/m ³)	2844,71	2719,36
Massa unitária solta (Kg/m ³)	1639,29	1366,61
Massa unitária compactada (Kg/m ³)	1768,74	1553,35
Módulo de finura	1,71	2,46
Diâmetro máximo (mm)	1,18	12,5
Umidade (%)	2,94	0,32

Fonte: Os Autores.

2.2 Métodos

2.2.1 Dosagem dos concretos

A dosagem do concreto foi realizada utilizando o método da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), utilizando areia com granulometria de 2,36 mm e fração passante pela peneira de 0,15 mm, brita com diâmetro entre 2,36 mm e 12,5 mm, e uma relação água/cimento de 0,33. A resistência característica do concreto (f_{ck}) foi selecionada com base na norma NBR 6118 [9], para ambientes classificados como muito agressivos (Classe IV). Dessa forma, os concretos foram dosados para atingir uma resistência à compressão de 40 MPa, com relação a/c inferior a 0,45, e moldados conforme a norma NBR 5738 [10].

Para distinguir e identificar os diferentes tipos de concretos, cada um foi denominado de acordo com o tipo de cimento utilizado. A Tabela 3 apresenta as misturas das amostras.

Tabela 3. Dosagem por m³ de concreto.

Tipo de cimento	Cimento (Kg/m ³)	Areia (Kg/m ³)	Brita (Kg/m ³)	Água (L/m ³)	Relação água/cimento	Aditivo (L/m ³)	Slump (cm)
CP II - E - 32	420,30	330,44	704,20	137,12	0,33	0,77	20,00
CP II - E - 32 - RS	420,44	329,21	704,43	137,21	0,33	0,96	20,00
CP II - F	420,58	327,98	704,66	137,29	0,33	1,16	20,00
CP II - F - 32 - RS	420,30	330,44	704,20	137,12	0,33	0,58	20,00
CP II - Z	419,89	334,06	703,51	136,87	0,33	0,39	20,00
CP III - 32 - RS	421,00	324,22	705,37	137,55	0,33	0,48	20,00
CP IV - 32	418,97	342,21	701,98	136,30	0,33	0,77	20,00
CP IV - 32 - RS	420,86	325,48	705,13	137,47	0,33	0,58	20,00

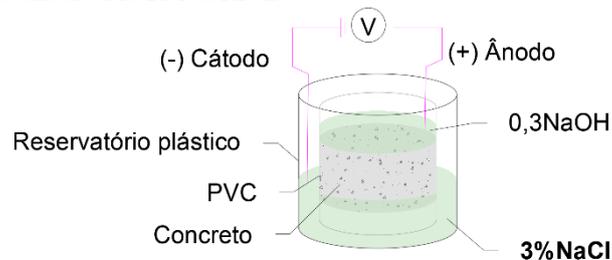
Fonte: Os autores.

2.2.2 Ensaio de migração iônica de cloretos

Para avaliar a migração de cloretos nos concretos, utilizou-se o método ASTM C1202 [2], o qual mede a penetração de cloretos através da carga passante. A preparação das amostras envolve o

corte de corpos de prova cilíndrico (10x20cm) em quatro fatias de 5cm de altura, utilizando-se as fatias centrais para o ensaio. A Figura 1 apresenta o esquema de montagem do ensaio conforme as diretrizes da ASTM C1202 [2].

Figura 1. Esquema de ensaio ASTM C1202.



Fonte: Os autores.

A fonte de alimentação foi mantida com uma tensão constante de $60,0 \pm 0,1$ V durante todo o ensaio, que teve uma duração de 6 horas. A corrente passante pelos corpos de prova foi registrada a cada 30 minutos por meio de um multímetro. Ao final do ensaio, a carga total passante foi calculada através da Equação 1:

$$Q = 900.(I_0 + 2.I_{30} + 2.I_{60} + \dots + 2.I_{330} + I_{360}) \quad (\text{Equação 1})$$

Onde,

Q: Carga total passante (Coulombs);

I_0 : Corrente medida imediatamente após a tensão aplicada (em Ampères)

I_t : Corrente medida nos tempos t (t em minutos) (Ampères).

Com a carga total passante (Q), classificou-se o concreto quanto ao risco de penetração dos íons cloreto, de acordo com Tabela 4.

Tabela 4. Penetração de íons cloreto com base na carga passante.

Carga total passante (Coulomb)	Risco de penetração de íons cloreto
> 4000	Alto
2000 - 4000	Moderado
1000 - 2000	Baixo
100 - 1000	Muito baixo
< 100	Desprezível

Fonte: ASTM C 1202 [2].

2.2.3 Ensaio de resistência à compressão



Para determinar a resistência mecânica à compressão axial aos 28 dias, utilizou-se cinco corpos de prova cilíndricos (10x20 cm) de cada tipo de concreto, totalizando 40 corpos de prova. O ensaio de compressão seguiu a norma NBR 5739 [11]. O teste foi realizado com uma prensa hidráulica EMIC, modelo PC 200C, que possui uma capacidade de carga de até 2000 kN.

2.2.4 Ensaio de absorção de água, índice de vazios e massa específica

Para a realização do ensaio, selecionou-se aleatoriamente 4 corpos de prova por traço aos 28 dias, totalizando 32 corpos de prova. Seguiu-se as diretrizes da NBR 9778 [12]. As absorções de água e os índices de vazios foram calculadas utilizando as Equações 2 e 3, respectivamente.

$$A = \frac{m_{sat} - m_s}{m_s} \times 100 \quad (\text{Equação 2})$$

$$I_v = \frac{m_{sat} - m_s}{m_{sat} - m_i} \times 100 \quad (\text{Equação 3})$$

Onde,

A : Absorção de água, expresso em porcentagem (%).

I_v : Índice de vazios, expresso em porcentagem (%).

m_{sat} : Massa saturada em água após imersão e fervura, expressa em gramas (g).

m_s : Massa seca em estufa, expressa em gramas (g).

m_i : Massa da amostra saturada imersa em água após fervura, expressa em gramas (g).

2.2.5 Fluorescência de raios X (XRF)

O teor de alumina e sílica nos oito tipos de cimento foi determinado utilizando-se a técnica de Fluorescência de Raios X (XRF) por meio do equipamento Epsilon 1, com tensão de 50kV, corrente 100 μ A e filtro de prata com tempo de medição de 600s. Essa técnica permite realizar análises quantitativas e qualitativas. Na XRF, os elétrons da amostra são excitados por radiação, provocando a emissão de raios X característicos. As energias desses raios X são precisamente determinadas e cada elemento químico emite raios X específicos que permitem sua identificação na amostra.

2.3 *Análise estatística*

Analisou-se os dados segundo um delineamento experimental inteiramente ao acaso. Foi utilizado uma análise de variância para averiguar a existência de diferenças significativas entre tratamentos e, quando detectado tais diferenças adotou-se o teste de comparações múltiplas de média de Scott-Knott. Checou-se os pressupostos da análise de variância como normalidade e homocedasticidade de resíduos. O nível de significância da pesquisa foi de 5%. Utilizou-se o software R [13] com o pacote ScottKnott, versão 1.3-0 [14] para a análise dos dados. Letras minúsculas distintas significa diferença entre tratamentos de acordo com o teste de Scott-Knott à 5% de significância. Tratamento refere-se a variável que está sendo analisada. Nessa pesquisa pode referir-se apenas a: absorção de água, índice de vazios e carga total passante.

3 Resultados e discussões

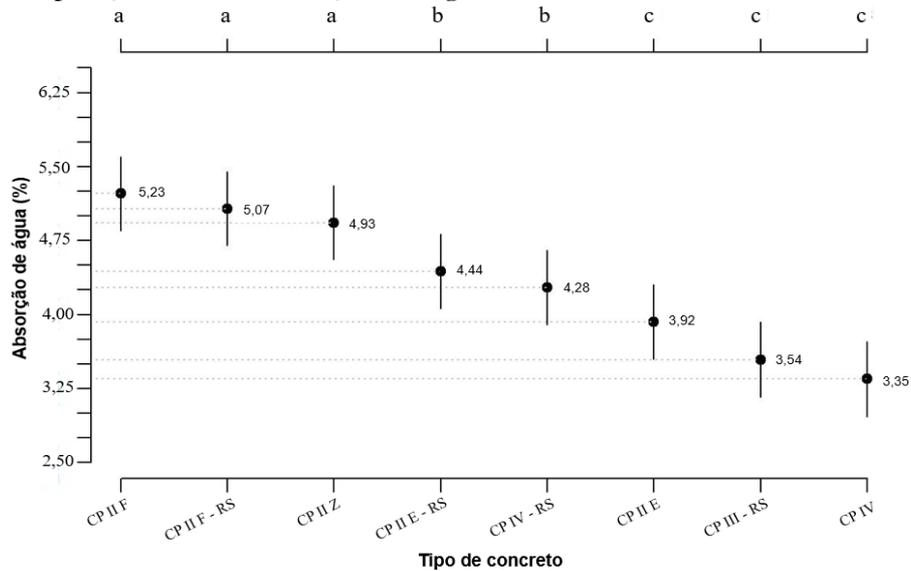
3.1 *Propriedades dos concretos*

A Tabela 5 apresenta o teor de alumina e sílica e as resistências à compressão dos concretos. Figuras 2 e 3 exibem comparações e intervalo de confiança para a média de cada tratamento.

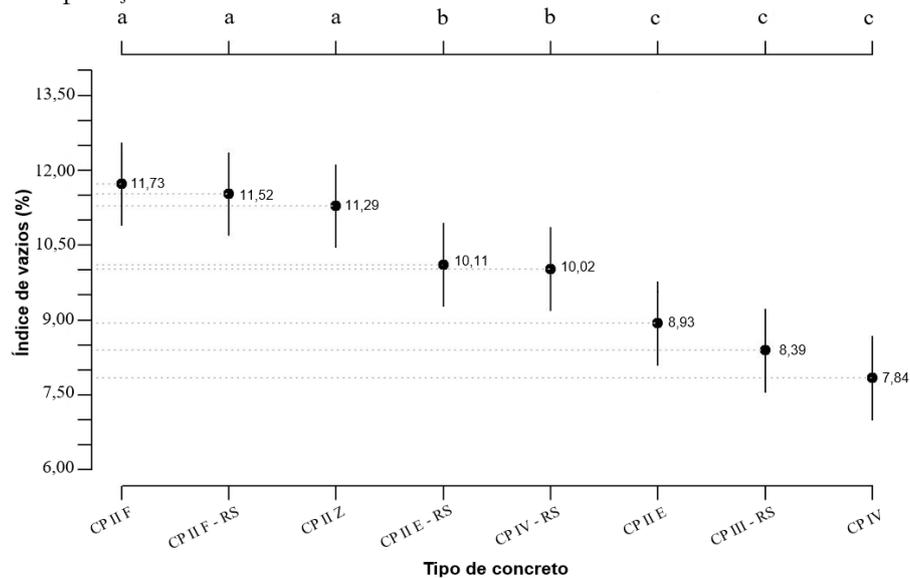
Tabela 5. Propriedades dos concretos.

Tipo de concreto	Teor de óxidos no concreto (Kg/m ³)		Resistência à compressão axial (MPa)
	Al ₂ O ₃	SiO ₂	
CP II - E - 32	25,09	57,54	59,12 ± 0,64
CP II - E - 32 - RS	14,59	39,40	68,77 ± 0,64
CP II - F	17,16	41,05	48,97 ± 0,64
CP II - F - 32 - RS	13,79	29,93	52,90 ± 0,64
CP II - Z	16,42	48,41	49,45 ± 0,64
CP III - 32 - RS	32,12	83,19	49,46 ± 0,64
CP IV - 32	30,84	83,38	59,14 ± 0,64
CP IV - 32 - RS	24,75	58,04	50,38 ± 0,64

Fonte: Os autores.

Figura 2. Comparação entre as absorções de água.

Fonte: Os autores.

Figura 3. Comparação entre os índices de vazios.

Fonte: Os autores.

Conforme mostram as Figuras 2 e 3, os concretos CP II F, CP II F - RS e CP II Z exibem médias tanto de absorções de água como de índices de vazios semelhantes (indicados pela letra a), com percentuais médios de aproximadamente 5,08% e 11,51%, respectivamente, classificando-os como os mais elevados.



Em contraste, os concretos CP IV, CP III - RS e CP II E apresentam médias tanto de absorções de água como de índices de vazios também semelhantes (indicados pela letra c), com percentuais médios de 3,60% e 8,39%, respectivamente, colocando-os entre os menores percentuais. Os concretos CP IV - RS e CP II E - RS demonstraram médias intermediárias de absorções de água e índices de vazios semelhantes, com 4,36% e 10,07%, respectivamente.

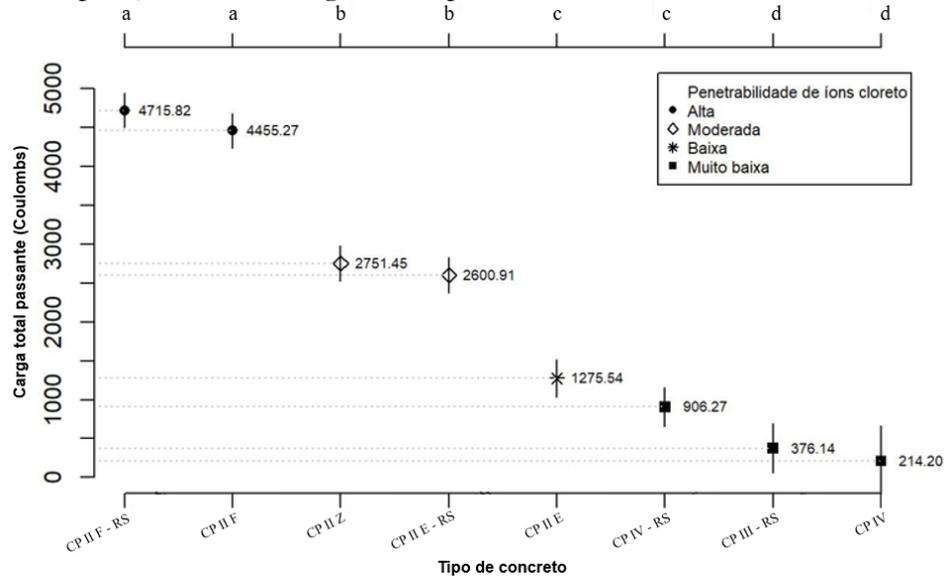
A permeabilidade do concreto à água é uma das propriedades fundamentais que determinam sua durabilidade, já que a migração e movimentação de agentes deletérios no concreto ocorrem somente quando seus poros capilares estão saturados [15]. Ao comparar as médias das absorções de água e dos índices de vazios entre os concretos indicados pela letra (a) e os indicados pela letra (c), nota-se uma variação percentual de 41,11% e 37,19%, respectivamente.

Neste estudo, observou-se que os concretos produzidos com cimentos contendo adição obrigatória de materiais carbonáticos (CP II F e CP II F - RS) e baixo teor obrigatório de material pozzolânico (CP II Z) apresentaram, aos 28 dias, absorções de água e índices de vazios superiores aos outros tipos de concretos, cujos cimentos incluem adição de escória e altos teores de pozzolana, para a mesma relação água/cimento. As reações pozzolânicas tiveram maior impacto positivo nos valores de absorção de água e índice de vazios do que o efeito filler [16].

3.2 Resistência à penetração de cloretos

Os concretos exibiram resistência à compressão superior a 40 MPa. Análises estatísticas indicaram influência significativa da composição do cimento, absorção de água e do índice de vazios na resistência à penetração de cloretos. As correntes registradas imediatamente após a aplicação da tensão de 60 V variaram de 6,94 mA a 187,30 mA. Os resultados das cargas totais passantes (Q) estão apresentados na Figura 4.

Da Figura 4, os concretos CP II F - RS e CP II F são semelhantes (indicados pela letra a), com cargas totais passantes superiores a 4000 Coulombs, indicando baixa resistência à penetração de cloretos. Logo, não se recomenda uso dos concretos CP II F e CP II F - RS em ambientes de classe de agressividade IV, onde a exposição a agentes agressivos é muito alta. Em estudos de [17], utilizou-se cimento CP II F - 32 para produzir concreto de classe C40, classificando-o como de alta penetrabilidade de cloretos, com uma carga total passante de 4930 coulombs.

Figura 4. Comparação entre as cargas totais passantes.

Fonte: Os autores.

O alto risco de penetrabilidade de cloretos nos concretos com cimentos contendo obrigatoriamente filler calcário (CP II F e CP II F - RS) pode ser explicado pela reação com os aluminatos do cimento Portland anidro (C3A e C4AF), bem como pela formação de compostos com fase de monocarboaluminato, que têm menor capacidade de ligação com cloretos. A disponibilidade reduzida de aluminatos, devido ao consumo, compromete a reação com cloretos para formação de cloroaluminatos [18;19].

A microestrutura formada por sistemas cimentícios com e sem filler calcário foi investigada por [20], observando-se aumento na porosidade e no tamanho dos poros nas amostras com filler calcário, notando-se uma mudança principal dos hemicarboaluminatos para monocarboaluminatos, o que resulta em um pequeno aumento no volume dos poros.

A desidratação da portlandita pode ocorrer devido ao aumento dos carbonatos provenientes do filler calcário, reduzindo-se as possibilidades de reações pozolânicas e consequente refinamento dos poros. Isso tornaria a matriz cimentícia mais densa e benéfica para aumentar a resistência à penetração dos íons cloreto [19;21;22;23]. O aumento do CaCO_3 nas misturas, seja devido o tipo de cimento ou não, indica que a cinética da reação é limitada pela disponibilidade de alumina e pela taxa de formação de carboaluminatos [24].

Nos estudos de [25], os concretos de classe C45 com cimentos CP II Z - 32 obteve carga total passante de 3658,5 C, sendo classificados como moderadamente penetráveis, assim como nessa pesquisa, juntamente com o CP II E - RS.

Os resultados de absorção de água e índices de vazios desta pesquisa corroboram esses achados. Concretos com cimentos contendo adição obrigatória de filler calcário/material carbonático (CP II F e CP II F - RS) e baixo teor de materiais pozolânicos (CP II Z) mostraram maiores absorções de água e índices de vazios. Além disso, esses concretos têm baixos consumos de alumina e sílica, tornando-os mais suscetíveis à penetração de cloretos.

Por outro lado, os concretos CP IV, CP III - RS e CP IV - RS mostraram risco muito baixo de penetração de cloretos, com cargas passantes entre 100 e 1000 coulombs, demonstrando maior resistência aos íons cloreto. Apesar de terem a mesma classificação de risco, os concretos com CP IV e CP III - RS apresentaram cargas passantes menores e diferiram-se estatisticamente do concreto CP IV - RS. Portanto, CP IV e CP III - RS são os mais recomendados.

A classificação dos concretos CP IV, CP III - RS e CP IV - RS é influenciada pelo alto teor de escória e pozolana, o que está diretamente relacionado com maiores taxas de alumina e sílica e consequentemente menores taxas de penetrabilidade de íons cloreto, resultando em concretos mais resistentes a esse tipo de ataque.

Resultados similares foram observados por [26] em concretos feitos com cimento CP III - RS, com relações a/c variando de 0,45 a 0,65, onde o risco de penetração de cloretos foi classificado como muito baixo. Percebeu-se mais uma vez compatibilidade de resultados nesta pesquisa, conforme os concretos CP IV e CP III - RS apresentaram as menores absorções de água e índices de vazios. Ademais, exibiram os maiores teores de alumina e sílica, ultrapassando 30 Kg/m³ e 83 Kg/m³, respectivamente.

Os concretos CP IV e CP III - RS tiveram em média cargas totais passantes 15,5 vezes menores que a média dos concretos CP II F - RS e CP II F, indicando um risco de penetração de cloretos muito menor. O concreto CP II E foi classificado como de baixo risco. Nenhum dos concretos estudados foi classificado como tendo um risco desprezível de penetrabilidade de íons cloreto. Utilizando o valor de carga passante fornecido pela Tabela 4, a corrente média necessária para um concreto ser classificado como tendo penetrabilidade de cloretos desprezível deve ser inferior a 4,63 mA, o que torna muito difícil alcançar essa classificação.



A quantidade de fases aluminatos (C3A e C4AF) influencia a capacidade de fixação de cloretos na matriz cimentícia, atuando como reserva que contribui para a resistência à entrada de cloretos. As fases C3A e C4AF se combinam com cloretos formando cloroaluminatos, enquanto as fases C3S e C2S, contribuem para a resistência à compressão através da formação de silicato de cálcio hidratado (CSH) e portlandita (CH). Portanto, a capacidade do cimento de se combinar com cloretos é mais influenciada pelos compostos químicos do que pela resistência à compressão [27]. Além disso, a absorção de água e o índice de vazios são fatores cruciais, pois um concreto mais poroso é mais vulnerável ao ataque de agentes agressivos [19].

O teor de sílica ajuda a refinar os poros através da conversão de CH em CSH ou outros compostos. Embora essa conversão auxilie no aumento da resistência à compressão, concretos com maior resistência à compressão não são necessariamente os mais duráveis [28;29].

A baixa relação água/cimento e a composição química dos aglomerantes hidráulicos estão intimamente ligadas à porosidade do concreto, logo, era esperado que concretos com maiores percentuais de sílica e alumina apresentassem menor absorção de água e índice de vazios. Do mesmo modo, a carga passante/resistência à penetração de cloretos reflete a microestrutura e a estrutura dos poros do concreto, sugerindo uma boa correlação entre essas propriedades.

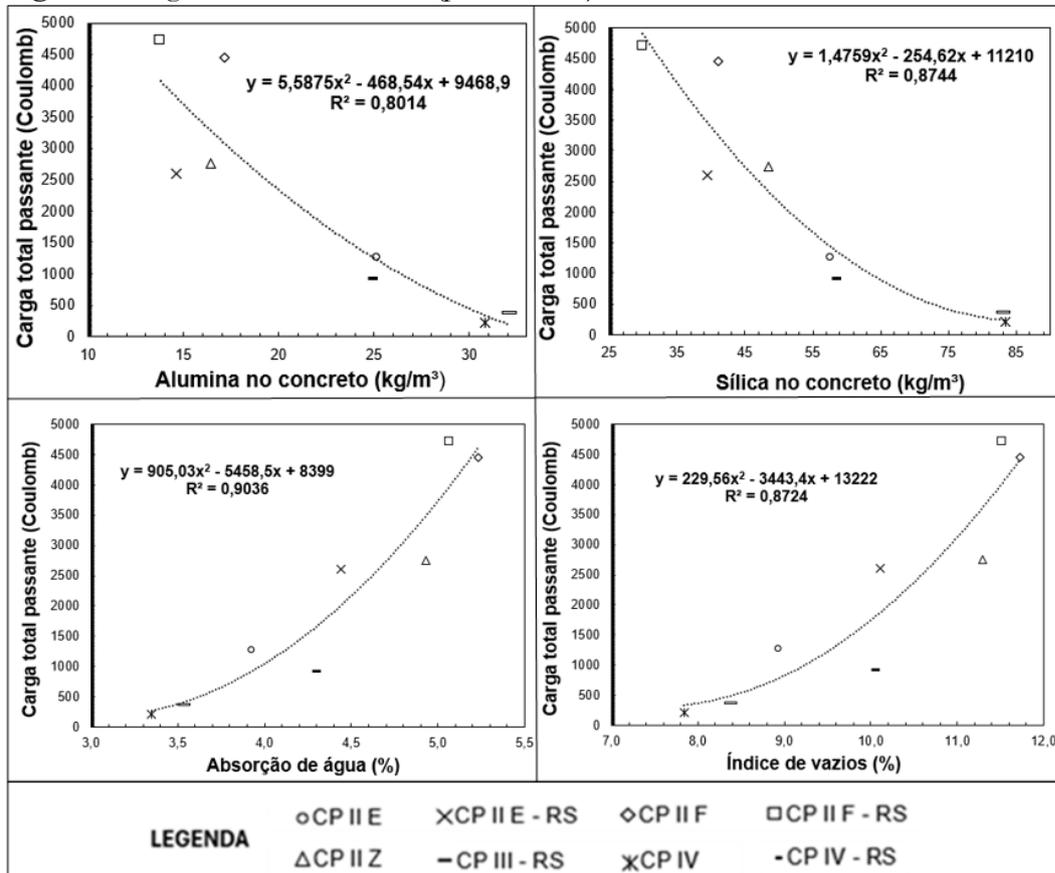
A Figura 5 exibe as regressões não lineares (polinomiais) entre a carga total passante e o teor de alumina (Kg/m^3), teor de sílica (Kg/m^3), absorção de água (%), índice de vazios (%).

Da Figura 5, observa-se uma forte correlação entre a absorção de água, o índice de vazios, o teor de alumina, o teor de sílica e a propriedade de durabilidade analisada (carga total passante). O coeficiente de determinação R^2 para o consumo de alumina, sílica, absorção de água e índice de vazios superou 0,80, indicando que essas variáveis têm um impacto significativo na carga total passante e conseqüentemente na resistência à penetração de íons cloreto. Isso significa que, quanto maior o consumo de alumina e sílica e menor a absorção de água e índice de vazios, menor será a carga total passante e, conseqüentemente, maior será a resistência do concreto aos cloretos. As equações das curvas para predição da carga passante limitam-se aos valores de mínimos e máximos das variáveis correlacionadas.

Por outro lado, a curva de regressão entre resistência à compressão axial e carga passante apresentou R^2 de aproximadamente 0,10, indicando uma baixa correlação e por isso não foi apresentada. Isso sugere que, quando a resistência à compressão se encontra no intervalo de

48,97 a 68,77 MPa, ela tem pouca influência na carga total passante. Sugere-se então, para uma análise mais detalhada dos poros do concreto, realizar ensaios complementares que forneçam informações diretas ou indiretas sobre o tamanho, a distribuição e a conectividade dos poros.

Figura 5. Regressões não lineares (polinomiais).



Fonte: Os autores.

4 Conclusões

Neste trabalho, produziu-se concretos com oito diferentes tipos de cimento, sendo estes estudados aos 28 dias. Os concretos de classe C40 foram produzidos para atender as exigências de uma classe de agressividade IV, com cimentos de resistência característica à compressão de 32 MPa, sendo eles: CP II E, CP II E - RS, CP II F, CP II F - RS, CP II Z, CP III - RS, CP IV e CP IV - RS. As seguintes conclusões foram obtidas a partir desse trabalho:



- Os concretos produzidos com cimentos CP II F - RS e CP II F apresentaram baixa resistência à penetração de cloretos, enquanto os concretos CP IV, CP III - RS e CP IV - RS exibiram alta resistência. Todavia, nenhum tipo de concreto, dentre os oito tipos produzidos obteve risco de penetrabilidade classificado como desprezível.
- CP IV e CP III - RS apresentaram-se estatisticamente iguais, com menores cargas totais passantes e conseqüentemente melhor resistência aos íons cloreto.
- Todos os concretos produzidos com cimentos resistentes a sulfatos, apresentaram menor capacidade de retenção de cloretos quando comparados com concretos de mesma categoria fabricados com cimentos sem resistência a sulfatos.
- O teor de alumina, sílica, absorção de água e índice de vazios apresentaram forte correlação com a carga passante, com R^2 superiores a 0,80. Enquanto, resistência à compressão no intervalo de 48,97 a 68,77 MPa tem pouca influência na carga total passante, pois, obteve R^2 de aproximadamente 0,10.
- Recomenda-se para classe de agressividade IV concretos produzidos com altos teores de alumina e sílica e baixos percentuais de absorção de água e índice de vazios para dificultar a entrada de cloretos, favorecer a formação de cloroaluminatos, além de converter portlandita em compostos que refinem poros.

Agradecimentos

Agradecemos o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), da AXIS – Engenharia e Tecnologia, bem como do Programa de Pós-graduação em Ciência, Inovação e Modelagem em Materiais (PROCIMM), do Laboratório de Resistência dos Materiais (LEMER), do Laboratório de Física III, do Laboratório de Estatística Computacional (LEC), do Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da Universidade Estadual de Santa Cruz (UESC).

5 Referências

- [1] KIM, Y. J.; BUMADIAN, I. Chemicoelectrical response of concrete bonded with carbon fiber-reinforced polymer sheets in a corrosive environment. *ACI Materials Journal*, v. 114, n. 4, p. 549-558, ago. 2017.

- [2] ASTM, A. S. F. T. A. M. Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration: ASTM C1202. West Conshohocken, 2022.
- [3] SILVEIRA, R. G. Estudo de concretos com pozolanas submetidos à carbonatação em ensaios acelerados e natural monitorado por 20 anos. 2019. 304 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2019.
- [4] CHEN, L. et al. Compressive strength, pore structure, and hydration products of slag foam concrete under sulfate and chloride environment. *Construction and Building Materials*, v. 394, n. May, p. 132141, 2023.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 16697: Cimento Portland – requisitos. Rio de Janeiro, 2018.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, (ABNT). NBR 7211: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, (ABNT). NBR 16916: Agregado miúdo - Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021a.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, (ABNT). NBR 16917: Agregado graúdo - Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021b.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro. 2023.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 5738: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 5739: Concreto — Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2018.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão - Índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2009.
- [13] R Core Team. 2023. R: A Language and Environment for Statistical Computing. Vienna, Austria: R Foundation for Statistical Computing. <http://www.R-project.org/>.
- [14] JELIHOVSCHI, J. C. AND ALLAMAN, E. G. AND Faria. 2014. “ScottKnott: a package for performing the Scott-Knott clustering algorithm in R.” *TEMA (SÃO CARLOS)* 15 (April): 3–17.
- [15] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo: IBRACON - Instituto Brasileiro de Concreto, 2014.
- [16] NOAMAN, M. A.; KARIM, M. R.; ISLAM, M. N. Comparative study of pozzolanic and filler effect of rice husk ash on the mechanical properties and microstructure of brick aggregate concrete. *Heliyon*, v. 5, n. 6, p. e01926, 2019.
- [17] FEDUMENTI, M. B. Avaliação da Influência da Cinza da Casca de Arroz no Comportamento de Concretos com Agregado Reciclado de Concreto em Relação a Propriedades Mecânicas e de Durabilidade, com Ênfase no Transportes de Íons de Cloreto. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Curso de Pós- graduação, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2013.
- [18] FAGERLUND, G. Imaginable effects of limestone filler on chloride transport. (Report TVBM (Intern 7000 rapport); Vol. 7187). Division of Building Materials, LTH, Lund University, 2005.

- [19] SILVA, S.S. Microestrutura, absorção de água e resistência à penetração de cloretos em concretos com substituição de cimento Portland por altos teores de filer calcário e cinza volante. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2023.
- [20] YONG, Z.; GUANG, Y. Effect of Limestone Powder on Microstructure of Ternary Cementitious System. New York University, 2015.
- [21] SANTOS, H. C. Influência de nanopartículas de carbonato de cálcio na formação de Etringita tardia em pastas de cimento submetidas à cura térmica. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Sergipe, Aracajú, 2020.
- [22] WU, B.; YE, G. Development of porosity of cement paste blended with supplementary cementitious materials after carbonation. Construction and Buildings Materials, n. 145, p. 52-61, 2017.
- [23] SOLDADO, E.; ANTUNES, A.; COSTA, H.; CARMO, R.; JÚLIO, E. Durability of mortar matrices of low-cement concrete with specific additions, Construction and Building Materials, Volume 309, 125060, ISSN 0950-0618, 2021.
- [24] ADU-AMANKWAH, S. et al. Effect of sulfate additions on hydration and performance of ternary slag-limestone composite cements. Construction and Building Materials, v. 164, p. 451-462, 2018.
- [25] HINO JUNIOR, J. R.; BALESTRA, C. E. T.; MEDEIROS - JUNIOR, R. A. M. Comparison of test methods to determine resistance to chloride penetration in concrete: Sensitivity to the effect of fly ash. Construction and Building Materials, v. 277, 2021.
- [26] HELENE, P. R. L.; GUIGNONE, G.; VIEIRA, G.; RONCETTI, L.; MORONI, F. Avaliação da Penetração de Cloretos e da Vida Útil de Concretos Autocicatrizantes Ativados por Aditivo Cristalino. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, n. 11, p. 544-563, 2018.
- [27] BERENGUER, R; PASSOS, A; MONTEIRO, E. C. B; HELENE, P; JUST, Â; OLIVEIRA, R; MEDEIROS, M; CARNEIRO, A. Verificação de penetração de cloretos em corpos de prova parcialmente imersos em água do mar em Recife, Pernambuco, Revista ALCONPAT, 8 (2), pp. 108 - 122, 2018.
- [28] NEVILLE, A. M.: Propriedades do concreto. 5ª ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.
- [29] PALOU, M. et al. The effect of metakaolin upon the formation of ettringite in metakaolinlime-gypsum ternary systems. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, v. 133, n.1, p. 77-86, jul. 2018.



02-006 - Interação do coeficiente de migração de cloretos no estado não estacionário com propriedades físicas do concreto.

ALMEIDA, T.M.S.^{a,*}; JESUS, W.S.^a; AZEVEDO, F. A.^a; SANTOS, C.R.S.^a; PESSÔA, J. R.C.^a

^aPrograma de Pós-graduação em Ciência, Inovação e Modelagem de Materiais, Departamento de Engenharia e Computação, Universidade Estadual de Santa Cruz, Rodovia Ilhéus/Itabuna, Km 16, Ilhéus, Brasil.

* *talmeida.egc@gmail.com*

Resumo

Os íons cloreto são um dos agentes agressores do concreto, cuja penetração ocorre através poros e pode provocar corrosão das armaduras. Essa pesquisa analisa a interação entre a velocidade de pulso ultrassônico (VPU), índice de vazios e resistência à compressão com o coeficiente de migração de cloretos no estado não estacionário (Dns). Produziu-se concretos com diferentes relações a/c com cimento CP V - ARI - RS, onde realizou-se ensaios de resistência à compressão, índice de vazios, VPU e migração de cloretos prescrito pelo método colorimétrico. As regressões lineares dos índices de vazios, resistência à compressão e VPU com Dns exibiram coeficiente de determinação (R^2) de 0,5575, 0,6935 e 0,6279, respectivamente. Os R^2 indicam correlação moderada a boa. Constatou-se que o índice de vazios é fator preponderante para penetração de cloretos e que R^2 é parâmetro do quão o modelo é capaz de estimar a variável Dns.

Palavras-chave: Durabilidade, Concreto, Cloreto, modelo de regressão, índice de vazios.

Interaction of the non-steady chloride migration coefficient with physical properties of concrete

Abstract

Chloride ions are one of the aggressive agents of concrete, whose penetration occurs through pores and can cause corrosion of reinforcement. This research analyzes the interaction between ultrasonic pulse velocity (VPU), void ratio and compressive strength with the non-steady chloride migration coefficient (Dns). Concrete with different w/c ratios was produced with CP V - ARI - RS cement, where compressive strength, void index, VPU and chloride migration tests prescribed by the colorimetric method were carried out. The linear regressions of void indices, compressive strength and VPU with Dns showed a coefficient of determination (R^2) of 0.5575, 0.6935 and 0.6279, respectively. The R^2 indicate moderate to good correlation. It was found that the void index is a preponderant factor for chloride penetration and that R^2 is a parameter of how well the model is able to estimate the Dns variable.

Keywords: Durability, Concrete, Chloride, regression model, void index.



1 Introdução

A durabilidade das estruturas de concreto armado é um tema de grande relevância na engenharia civil. A integridade dessas estruturas pode ser comprometida por diversos fatores ambientais e de utilização[1]. Entre os principais agentes de deterioração do concreto armado, a corrosão das armaduras por cloretos destaca-se como um dos mais agressivos e prejudiciais. Este fenômeno patológico ocorre quando íons cloreto, provenientes de fontes externas (como a água do mar e sais de degelo) ou internas (misturas e aditivos contaminados), penetram no concreto e atingem as armaduras, desencadeando processos eletroquímicos que resultam na corrosão do aço[2,3,4]. A corrosão das armaduras é particularmente crítica porque não apenas reduz a seção transversal do aço, comprometendo a capacidade de carga da estrutura, mas também gera produtos de corrosão expansivos que podem provocar fissuras e destacamento da capa de cobrimento[5]. Esses efeitos combinados aceleram a degradação da estrutura, aumentando os custos de manutenção e reparo e, em casos extremos, podendo levar a falhas catastróficas[5,6,7].

Uma técnica amplamente utilizada na inspeção de estruturas de concreto é a medição da velocidade de pulso ultrassônico (VPU). Este método não destrutivo envolve a emissão de ondas ultrassônicas através do concreto e a medição do tempo que essas ondas levam para percorrer uma determinada distância. A VPU é uma ferramenta valiosa para a avaliação da qualidade e integridade do concreto, permitindo detectar anomalias internas, como vazios, fissuras e áreas de alta porosidade, que podem indicar a presença de danos ou degradação [9].

A velocidade de pulso ultrassônico no concreto é influenciada por diversos fatores, incluindo a densidade, a homogeneidade e a presença de microfissuras no material. Além disso, as condições ambientais, como a temperatura e a umidade, também podem afetar as medições. No contexto da corrosão por cloretos, a presença de produtos de corrosão e a progressão das fissuras decorrentes do processo corrosivo podem alterar significativamente a VPU, fornecendo indicadores valiosos sobre o estado de deterioração das armaduras [9].

Outro aspecto crucial na análise da durabilidade das estruturas de concreto é o coeficiente de difusão de cloretos, que mede a capacidade dos íons cloreto de penetrar e se difundir no concreto. Este coeficiente é influenciado por fatores como a porosidade do concreto, a qualidade da pasta de cimento, a presença de aditivos e as condições ambientais a que a estrutura



está exposta. Um coeficiente de difusão elevado indica uma maior vulnerabilidade à penetração de cloretos e, conseqüentemente, um risco mais elevado de corrosão das armaduras [10].

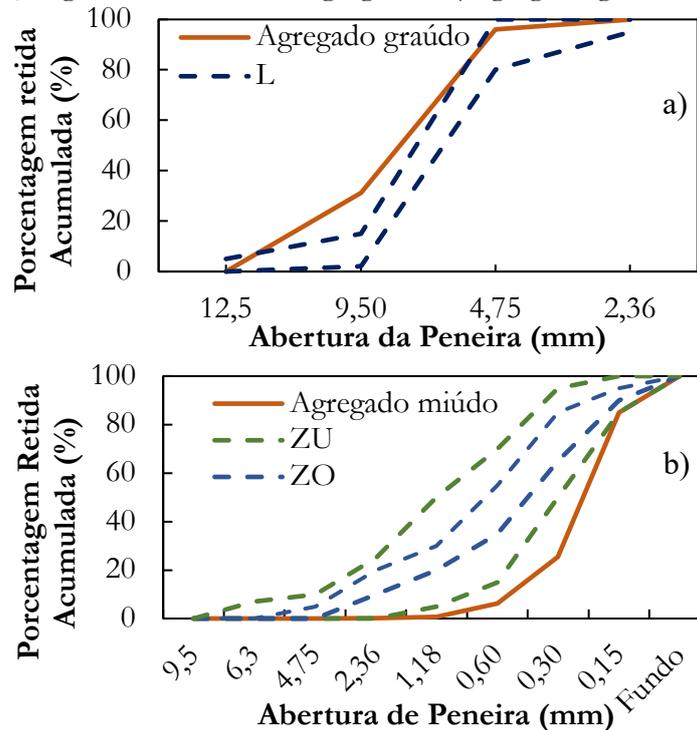
Dada a importância de ambas as técnicas na avaliação da durabilidade das estruturas de concreto, o objetivo deste trabalho é analisar a interação entre a velocidade de pulso ultrassônico, índice de vazios e resistência à compressão com o coeficiente de difusão de cloretos. Essa análise permitirá uma compreensão mais aprofundada de como esses parâmetros se correlacionam e como podem ser utilizados de forma complementar na inspeção e monitoramento de estruturas de concreto expostas a ambientes agressivos.

2 Materiais e Métodos

2.1 *Materiais*

Os materiais utilizados na produção dos corpos de prova de concreto incluem Cimento Portland CP V ARI - RS com uma massa específica de 3070 kg/m³. A escolha do cimento tem o propósito de avaliar o desempenho do mesmo, dado que é um cimento bastante utilizado na região. Agregado miúdo (areia natural quartzosa) e agregado graúdo (granito) foram utilizados na pesquisa. Para ajuste de adensamento o aditivo superplastificante MC-PowerFlow 1180 da Bauchemie foi incorporado. A distribuição granulométrica dos agregados foi determinada conforme as diretrizes da NBR 7211 [11]. A **Figura 4** apresenta as curvas granulométricas dos agregados. O agregado graúdo (**Figura 4a**) mostrou uma faixa granulométrica de 12,5 mm a 2,26 mm. Na figura, L representa os limites indicados na NBR 7211 [11]. O agregado miúdo (**Figura 4b**) exibiu uma distribuição granulométrica que varia de 1,18 mm até partículas que passam pela peneira de 0,15 mm. Observa-se que a granulometria da areia natural apresenta-se fora dos limites ZU (Zona Utilizável) e ZO (Zona Ótima). A NBR 7211 [11] indica que agregados miúdos fora dos limites podem ser usado desde que haja estudo de dosagem. Da **Figura 4b**, tem-se que a areia é de granulometria fina.

Figura 4. Distribuição granulométrica dos agregados: a) agregado graúdo; b) agregado miúdo



Fonte: Os Autores.

A **Tabela 12** mostra as propriedades físicas dos agregados, as quais foram determinadas por meio dos ensaios especificados na NBR 16916 [12] e NBR 16917 [13].

Tabela 12. Propriedades físicas dos agregados.

Propriedade	Agregado miúdo	Agregado graúdo
Massa específica real (kg/m ³)	1850	2750
Massa unitária solta (kg/m ³)	1490	1380
Massa específica compactada (kg/m ³)	1630	1470
Módulo de finura	1,17	6,27
Diâmetro máximo (mm)	1,18	12,5
Absorção de água (%)	2,21	0,51

Fonte: Os autores.

2.2 *Investigação experimental*

2.2.1 Determinação da velocidade de pulso ultrassônico.

Cinco corpos de prova cilíndricos de dimensão 10x20 cm de cada composição foram previamente retificados utilizando uma serra diamantada. Em seguida, submeteu-se as cinco amostras de cada mistura ao ensaio de Velocidade de Pulso Ultrassônico (VPU). Foram



empregados transdutores de 54 kHz, conforme especificado na NBR 8802 [15]. Para este ensaio, utilizou-se um dispositivo emissor/receptor de pulso de onda ultrassônica, modelo PunditLab(+) da Proceq. Uso de gel acoplante foi necessário na superfície dos transdutores para permitir a transmissão de energia ultrassônica. O cálculo da VPU foi efetuado utilizando a equação 1, onde L representa a distância entre os transdutores, correspondente ao comprimento da amostra, e t é o tempo medido para a primeira onda que atinge o receptor. Assume-se, neste estudo, que a onda percorre um caminho retilíneo.

$$VPU = \frac{L}{t} \quad (1)$$

2.2.2 Ensaio de resistência à compressão

As mesmas amostras utilizadas para ensaio de VPU foram submetidas ao ensaio destrutivo mecânico de compressão axial aos 28 dias, conforme a NBR 5739 [14]. A carga foi aplicada com uma taxa constante de $0,45 \pm 0,15$ MPa/s. Para a realização deste teste, foi utilizada uma prensa hidráulica EMIC, modelo PC 200C, com capacidade de carga de até 2000 kN.

2.2.3 Determinação do índice de vazios

Aos 28 dias, três amostras de cada composição foram selecionadas aleatoriamente para a realização do ensaio, conforme as diretrizes estabelecidas pela NBR 9778 [16]. O índice de vazios (I_v) foi determinado utilizando-se a Equação 2 e foi expresso em porcentagem.

$$I_v = \frac{m_{sat} - m_s}{m_{sat} - m_i} \times 100 \quad (2)$$

I_v : Índice de vazios, expresso em porcentagem (%).

m_{sat} : Massa saturada em água após imersão e fervura, expressa em gramas (g).

m_s : Massa seca em estufa, expressa em gramas (g).

m_i : Massa saturada imersa em água após fervura, expressa em gramas (g).

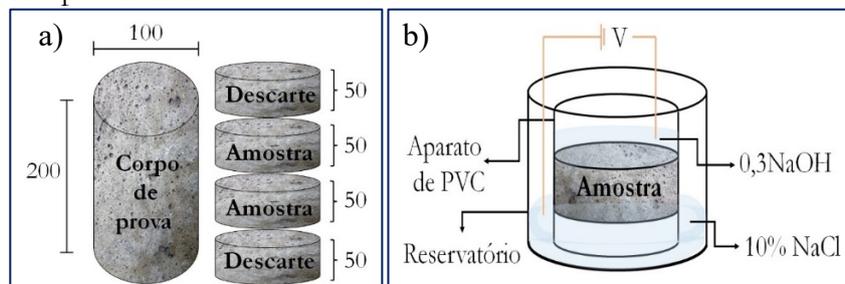
2.2.4 Ensaio acelerado de migração de cloretos

A penetração dos íons cloreto no concreto foi medida através de perfis de concentração de cloreto na amostra. Para preparar as amostras, cortou-se o corpo de prova cilíndrico de 10x20

cm em quatro fatias de 5 cm de altura. As fatias das extremidades foram descartadas e utilizou-se as amostras centrais para o ensaio. Este procedimento seguiu as recomendações do guia de boas práticas de Ribeiro et al. (2021). A **Figura 5a** ilustra as amostras padrão selecionadas para ensaio.

As amostras foram imersas em solução de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ até a saturação completa, verificada pela constância de massa. Esse pré-condicionamento garantiu a não absorção dos cloretos por capilaridade. Um aparato alternativo foi montado para a realização do ensaio. As amostras foram inseridas em tubos de PVC de 100 mm e seladas com silicone. Foi feito um teste de estanqueidade para verificar a presença de vazamentos. Na parte superior do aparato, colocou-se uma solução de hidróxido de sódio e água destilada (NaOH , concentração de 0,3mol/L). O reservatório em contato com a parte inferior da amostra foi preenchido com uma solução de cloreto de sódio (NaCl) a 10%. Hastes de aço inoxidável foram utilizadas como ânodo e cátodo. O ânodo foi conectado ao polo positivo da fonte de alimentação e posicionado na solução anódica. O cátodo foi conectado ao polo negativo da fonte de alimentação e posicionado na solução catódica. A **Figura 5b** ilustra o modelo esquemático de montagem do ensaio.

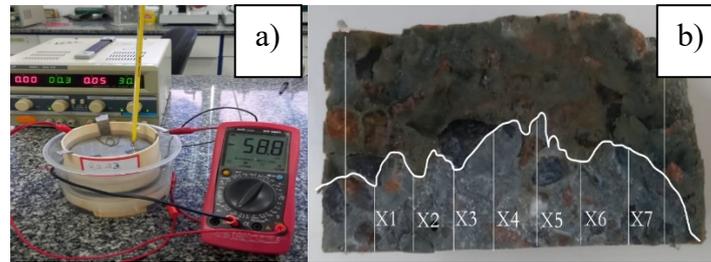
Figura 5. Ensaio de migração de cloreto: a) amostra padrão; b) modelo esquemático do ensaio. Unidades de comprimento em mm.



Fonte: Os Autores.

Uma fonte de alimentação foi ajustada para fornecer uma tensão de 30V. A corrente passante foi medida com um multímetro e a tensão foi ajustada. Determinou-se a duração mais adequada do ensaio (em horas) com base na corrente inicial conforme método constante em Ribeiro et al. (2021). A Figura 6a apresenta o ensaio de migração e a Figura 6b método de medição através de ensaio colorimétrico.

Figura 6. Aparato para ensaio de migração de íons cloreto: a) ensaio de migração; b) ensaio colorimétrico.



Fonte: Os Autores.

Ao fim do ensaio as correntes foram medidas novamente. As amostras foram retiradas do aparato, secas superficialmente e submetidas a um teste de compressão diametral. Utilizou-se uma prensa hidráulica manual EMIC - PCM 100C. Após a ruptura, aplicou-se uma solução de nitrato de prata (AgNO_3 , concentração de 0,1 mol/L) na superfície interna das amostras. Quinze minutos após a aplicação de AgNO_3 , mediu-se a profundidade de precipitação de cloreto de prata (AgCl) com um paquímetro de precisão de 0,1 mm. As medições foram feitas em intervalos de 10 mm, correspondendo à penetração de íons cloreto (X_i , $i = 1, 2, \dots, 7$). Para evitar interferências de agregados e efeitos de borda, as medições de X_i foram realizadas em áreas a 10 mm da borda do corpo de prova. Sete medidas foram registradas. Com os valores de penetração (X_i), foi calculada a média (X_d) para cada amostra. O coeficiente de migração em regime não-estacionário (D_{ns}) foi determinado da Equação 3.

$$D_{ns} = \frac{0,0239 \times (273+T) L}{(U-2) \times t} \times \left(X_d - 0,0238 \sqrt{\frac{(273+T) \times L \times X_d}{U-2}} \right) \quad (3)$$

Onde,

D_{ns} : Coeficiente de migração no estado não estacionário ($\times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$);

T: Média das temperaturas absolutas inicial e final do anólito ($^\circ\text{C}$);

U: Diferença de potencial elétrico (V);

t: Tempo de exposição (h);

X_d : Valor médio da profundidade de penetração (mm);

L: Espessura do corpo de prova (mm).

2.2.5 Análise estatística.

Os modelos de regressão foram modelados com software Excel e foram testados quanto aos pressupostos de regressão linear. Dessa forma, foi atendida a suposição de linearidade. Foi

atendida suposição de que as variáveis obedecem distribuição normal. A premissa de igualdade das variâncias (homocedasticidade) foi satisfeita. Foi analisada a independência dos resíduos conforme teste d de Durbin-Watson não houve violação de suposição de independência dos resíduos. Foi realizada inferência estatística sobre os coeficientes angulares em um grau de significância de 5%. Ou seja, em um intervalo de confiança de 95%.

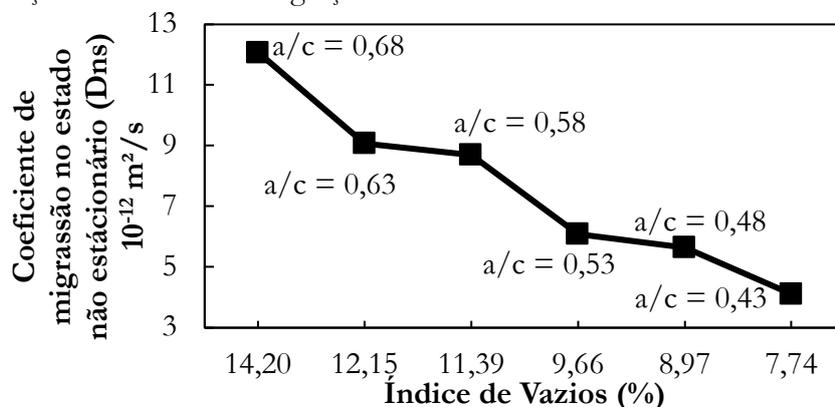
3 Resultados e discussões

3.1 Relação entre coeficiente de migração e índice de vazios

A Figura 7 apresenta a relação entre o coeficiente de migração de cloretos no estado não estacionário com os índices de vazios. Pode-se observar que com a queda da relação água-cimento, tem-se que os índices de vazios diminuem. Em concomitância, observa-se o coeficiente de migração de cloretos aumenta.

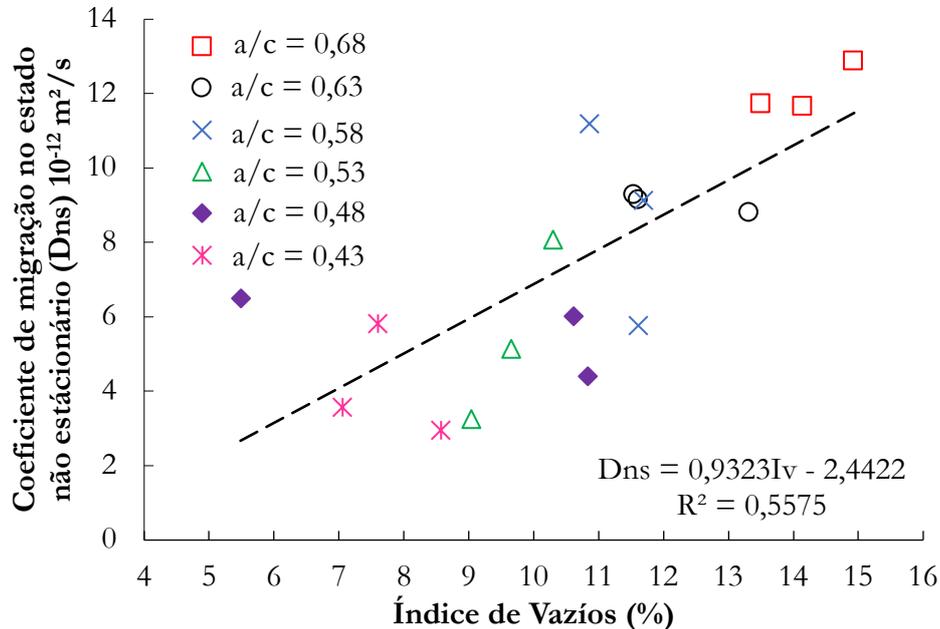
Na Figura 8, tem-se o modelo de regressão linear simples de previsão de D_{ns} por meio dos índices de vazios. O coeficiente de determinação do modelo é $R^2 = 0,5575$. Dessa maneira, somente 55,75% da variação observada do coeficiente de migração no estado estacionário é atribuída à relação linear aproximada entre D_{ns} e o índice de vazios. Ou seja, a relação linear é capaz de explicar a variação de D_{ns} em pouco mais de metade. O desvio padrão dos pontos em relação a reta de regressão é $\sigma = 2,14 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. O desvio padrão indica a variabilidade dos pontos em relação à reta. Nota-se que os pontos indicados na Figura 8 mostram-se dispersos em relação a reta de regressão.

Figura 7. Relação coeficiente de migração de cloretos e índice de vazios do concreto.



Fonte: Os Autores.

Figura 8. Modelo de regressão linear simples entre o coeficiente de migração no estado não estacionário e índice de vazios.



Fonte: Os autores.

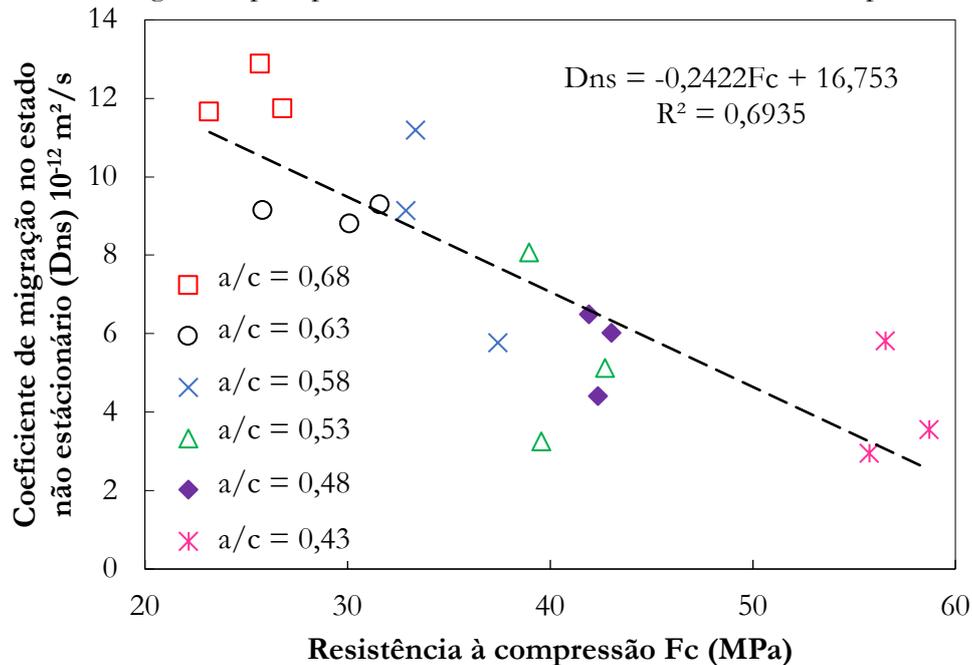
3.2 Modelo de predição de coeficiente de migração através da resistência à compressão

A Figura 9 apresenta modelo de previsão de D_{ns} por meio da resistência mecânica à compressão (F_c). O coeficiente de determinação da curva de regressão foi $R^2=0,6935$. Logo, 69,35% da variação observada do coeficiente de migração no estado não estacionário pode ser atribuída à relação linear aproximada entre D_{ns} e resistência à compressão axial. O desvio padrão da reta que representa o modelo de regressão em relação aos pontos foi $\sigma = 1,73 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. Apesar da magnitude do desvio padrão apresentar-se da ordem de pico (10^{-12}), deve-se observar também que o D_{ns} apresenta-se na mesma ordem de grandeza. Dessa maneira, interpreta-se que o desvio padrão é alto, pois a soma dos quadrados dos resíduos para o modelo foi alto. O que indica grande variabilidade dos pontos em relação a reta de regressão. Pois o modelo de regressão é capaz de prever o D_{ns} em apenas 69,35%.

O intervalo de confiança da inferência estatística sobre o coeficiente angular da reta é (-0,2425; -0,2204). Em um grau de confiança de 95%, estima-se que uma diminuição do coeficiente de migração no estado não estacionário, entre 0,2204 e $0,2425 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, está associada com um aumento de 1 MPa da resistência à compressão axial. Uma vez que o intervalo de confiança se

apresenta estreito, mostra-se que o coeficiente angular foi estimado com precisão. Ademais, o intervalo de confiança é negativo. Isso corrobora para o fato que o D_{ns} aumenta quando a resistência mecânica diminui.

Figura 9. Retas de regressão para previsão de D_{ns} através da resistência à compressão.



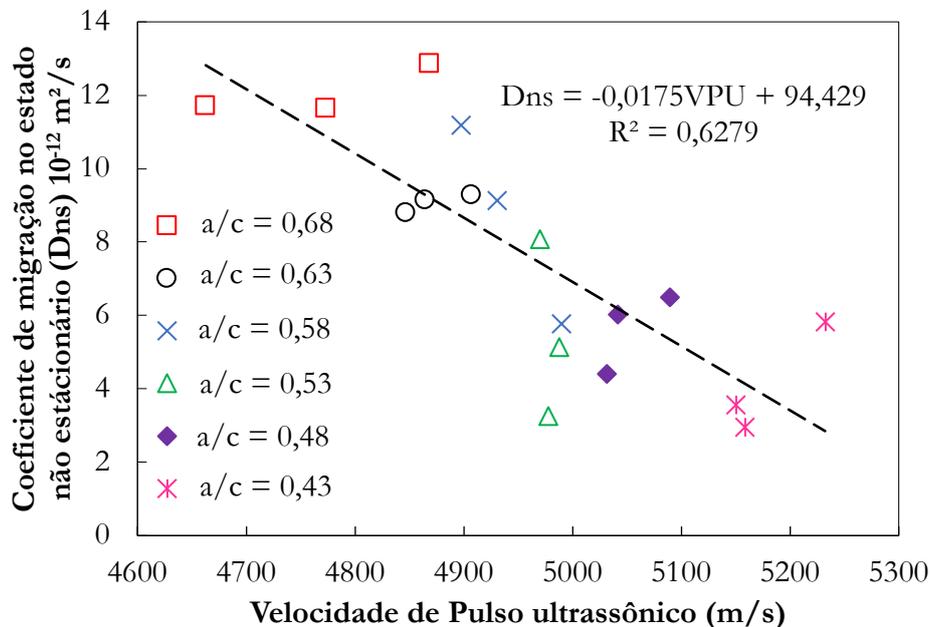
Fonte: Os Autores.

A NBR 6118 [17] recomenda valores de resistência à compressão conforme classe de agressividade ambiental. Interpreta-se que a resistência mecânica é um fator de durabilidade das estruturas de concreto. A resistência mecânica é um fator secundário à durabilidade quando comparado com a porosidade [18]. Os autores consideram uma moderada correlação entre D_{ns} x F_c para $R^2 = 0,51$. No entanto, o modelo de regressão considerado foi exponencial. Vale ressaltar que o modelo dos autores foi elaborado a partir de amostras de diferentes concretos e adições minerais. Esse trabalho, por outro lado, leva em consideração a mudança da porosidade em função da relação a/c .

3.3 Modelo de predição do coeficiente de migração no estado não estacionário através da VPU.

A Figura 10 apresenta modelo de regressão linear para previsão de coeficiente de migração no estado não estacionário por meio da velocidade de pulso ultrassônico. Nota-se que o coeficiente de determinação foi $R^2 = 0,6279$. Naturalmente, 62,79% da variação observada do coeficiente de migração no estado não estacionário pode ser atribuída à relação linear aproximada entre D_{ns} e a velocidade de pulso ultrassônico. Para esse modelo, o desvio padrão da reta em relação aos pontos foi $\sigma = 1,97 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. Mostra grande dispersão dos pontos em relação a reta em observância a ordem de grandeza de D_{ns} . A inferência estatística sobre o coeficiente angular da reta mostra um intervalo de confiança de $(-0,177; -0,0173)$, em um grau de confiança de 95%.

Figura 10. Correlação entre o coeficiente de migração de cloretos no estado não estacionário com a VPU.



Fonte: Os Autores.

3.4 Análise de durabilidade quanto à penetração de cloretos

Do observado na pesquisa, entende-se que o índice de vazios tem fator preponderante na penetração dos cloretos nas estruturas de concreto armado. Através da curva de regressão, observou-se grande variabilidade dos pontos em relação a reta. Implica que um modelo de regressão linear é pouco representativo para relacionar a difusão de cloretos aos índices de vazios. O coeficiente de difusão de cloretos é bastante influenciada pela porosidade e isso é



observado na literatura [2,3,4]. Dado que a representatividade é baixa, outros modelos devem ser considerados para relacionar as variáveis.

A relação entre o D_{ns} e o F_c mostrou-se com um coeficiente de determinação maior comparado com o modelo que relacionou o I_v . Como aproximação, a resistência mecânica e a durabilidade estão relacionadas através da porosidade. No entanto, devido a heterogeneidade do material, nem sempre isso acontece [22]. Do intervalo de confiança, observou-se que quando a resistência a compressão diminui, o coeficiente de migração de cloretos aumenta. Logo, a resistência a compressão é inversamente proporcional a migração de cloretos. Isso também é observado na pesquisa de Khongpermgoson *et al* [23].

A correlação entre o coeficiente de migração e a VPU também apresentou variabilidade dos dados em relação à reta. Isso foi observado de acordo com o coeficiente de determinação e o desvio padrão. A partir do intervalo de confiança, observa-se que o D_{ns} cai quando a VPU aumenta. As duas propriedades estão relacionadas através da porosidade do material [17-18]. No entanto, é necessário trabalhar com outros modelos representativos para modelagem da durabilidade por meio das propriedades apresentadas.

4 Conclusões

A presente pesquisa fez análise da influência do índice de vazios, resistência mecânica à compressão e velocidade de pulso ultrassônico no coeficiente de migração de cloretos em misturas de concretos. Do observado na pesquisa, conclui-se que:

- ✓ Observa-se que o coeficiente de migração aumenta quando o índice de vazios aumenta. A curva de regressão que relacionou coeficiente de migração e o índice de vazios apresentou coeficiente de determinação $R^2 = 0,5575$. A modelagem indicou elevada variabilidade como pôde ser observado do desvio padrão populacional $\sigma = 2,14 \times 10^{-12}$ m²/s;
- ✓ A correlação entre o coeficiente de migração de cloretos com a resistência mecânica à compressão apresentou coeficiente de determinação de $R^2 = 0,6935$. A variabilidade dos pontos em relação a reta de regressão foi observada através do $\sigma = 1,73 \times 10^{-12}$ m²/s;



- ✓ A curva de regressão proposta para o coeficiente de migração e a velocidade de pulso ultrassônico apresentou coeficiente de determinação $R^2 = 0,6279$. Foi observado grande dispersão dos pontos em relação à reta com $\sigma = 1,97 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$;
- ✓ Em um alto grau de confiança, IC de 95%, observou-se que o coeficiente de migração de cloretos aumenta quando a resistência à compressão diminui. O mesmo infere quando compara-se o coeficiente de migração com a velocidade de pulso ultrassônico;
- ✓ Os coeficientes angulares dos modelos apresentaram elevada precisão;

Do observado na pesquisa, a regressão D_{ns} x F_c apresentou boa correlação. A regressão D_{ns} x VPU apresentou correlação de moderada a boa. A regressão D_{ns} x índice de vazios apresentou correlação moderada. No entanto, o índice de vazios tem fator importante sobre as propriedades estudadas. Verifica-se que as variáveis F_c e VPU são inversamente proporcionais ao D_{ns} . Percebe-se que há um comportamento contrário para a variável índice de vazios quando comparada as curvas de regressões da VPU e F_c relacionadas ao D_{ns} .

Dessa forma, com a alteração da relação a/c , tem-se então a variação dos índices de vazios. Isso implicou na mudança das outras propriedades estudadas que estão a essa relacionadas. Assim, conclui-se que apesar do observado nos coeficientes de determinação das curvas de regressões, o índice de vazios é um fator primordial à durabilidade. De modo que, como o coeficiente de determinação é o indicativo de quanto o modelo consegue estimar a variável dependente D_{ns} , é necessário buscar outros modelos para melhorar estimativa do D_{ns} e, assim, ser possível prever a penetração de cloretos.

Agradecimentos

Agradecemos o apoio do Programa PROBOL, do Programa de Pós-graduação em Ciência, Inovação e Modelagem em Materiais (PROCIMM), do Programa De Pós-Graduação Em Modelagem Computacional (PPGMC), do Laboratório de Resistência dos Materiais (LEMER), do Laboratório de Física III, do Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da Universidade Estadual de Santa Cruz (UESC), bem como da empresa AXIS - Engenharia e Tecnologia.

5 Referências

- [1] D. V. Ribeiro, *Procedimento de ensaio de difusão e migração de cloretos, visando a estimativa de VUP em concretos: Prática recomendada IBRACON*, 1st ed. São Paulo, 2021.
- [2] O. CASCUDO, R. C. LOPES, and A. M. de OLIVEIRA, “Métodos de transporte de cloretos em concreto uma análise crítica e comparativa,” *CONCRETO & Construções*, vol. L, no. 108, pp. 53–59, 2022, doi: 10.4322/1809-7197.2022.108.0002.
- [3] H. R. Leite, R. Girardi, and D. Hastenpflug, “Durabilidade do Concreto : Análise dos Requisitos dos Materiais Constituintes,” *Rev. Eng. da Fac. Sales.*, vol. 8, pp. 14–25, 2018.
- [4] A. M. Neville, *Propriedades do Concreto - 5ª Edição*, 5th ed. Porto Alegre, 2016. [Online]. Available: <https://books.google.com.br/books?id=dYOPCgAAQBAJ>
- [5] L. C. R. Castro, “Confiabilidade de pilares existentes de concreto armado sujeitos a perda de área da armadura longitudinal,” Universidade Federal de Minas Gerais, 2018.
- [6] F. Du, Z. Jin, W. She, C. Xiong, G. Feng, and J. Fan, “Chloride ions migration and induced reinforcement corrosion in concrete with cracks: A comparative study of current acceleration and natural marine exposure,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 263, p. 120099, 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120099.
- [7] H. T. Bui and K. H. Tan, “Time-dependent nonuniform numerical model of corrosion process and consequent corrosion-induced concrete cracking under chloride attack,” *Structures*, vol. 52, no. April, pp. 332–347, 2023, doi: 10.1016/j.istruc.2023.03.113.
- [8] X. Zhang, Y. Zhang, B. Liu, B. Liu, W. Wu, and C. Yang, “Corrosion-induced spalling of concrete cover and its effects on shear strength of RC beams,” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 127, no. June, p. 105538, 2021, doi: 10.1016/j.engfailanal.2021.105538.
- [9] A. Lorenzi, L. A. Reginato, L. S. Lorenzi, and L. C. P. Silva Filho, “Emprego de Ensaios Não Destrutivos para Inspeção de Estruturas de Concreto,” *Rev. Eng. Civ. IMED*, vol. 3, no. 1, pp. 3–13, 2016, doi: 10.18256/2358-6508/rec-imed.v3n1p3-13.
- [10] M. Tramontin Souza *et al.*, “Role of temperature in 3D printed geopolymers: Evaluating rheology and buildability,” *Mater. Lett.*, vol. 293, p. 129680, 2021, doi: 10.1016/j.matlet.2021.129680.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 7211: "Agregados para concreto - Especificação"*. Rio de Janeiro. ABNT, 2009.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, (ABNT). *NBR 16916: "Agregado miúdo - Determinação da densidade e da absorção de água"*. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, (ABNT). *NBR 16917: "Agregado graúdo - Determinação da densidade e da absorção de água"*. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, (ABNT). *NBR 5738: "Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova"*. Rio de Janeiro. ABNT, 2015.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, (ABNT). *NBR 8802: "Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica"*. Rio de Janeiro. ABNT, 2019.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, (ABNT). *NBR 9778: "Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão - Índice de vazios e massa específica"*. Rio de Janeiro. ABNT, 2009.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, (ABNT). *NBR 6118: "Projetos de*



- Estruturas de concreto” . Rio de Janeiro. ABNT, 2023.
- [18] D. V. Ribeiro *et al.*, “Effects of binders characteristics and concrete dosing parameters on the chloride diffusion coefficient,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 122, no. May, 2021, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2021.104114.
- [19] C. Ruixing, M. Song, and L. Jiaping, “Relationship between chloride migration coefficient and pore structures of long-term water curing concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 341, no. May, p. 127741, 2022, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.127741.
- [20] J. Ying, C. Deng, S. Qian, and B. Chen, “Effect of water-to-binder ratio on chloride ion diffusion in concrete under continuous biaxial compression,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 416, no. February, p. 135308, 2024, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2024.135308.
- [21] T. A. Magalhães, “ANÁLISE DA PENETRAÇÃO DE ÍONS CLORETO EM COMPÓSITOS CIMENTÍCIOS CONTENDO DIFERENTES TEORES DE ESCÓRIA DE ALTO-FORNO,” p. 221, 2019.
- [22] F. K. de Medeiros, M. A. S. dos Anjos, M. das V. V. A. de Sá, E. C. de Farias, and R. F. do Nascimento, “Concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento e incorporação da casca do arroz e metacaulim,” *Matéria*, vol. 27, no. 1, p. 16, 2022, doi: 10.1590/s1517-707620220001.1336.
- [23] P. Khongpermgonon, A. Abdulmatin, W. Tangchirapat, and C. Jaturapitakkul, “Evaluation of compressive strength and resistance of chloride ingress of concrete using a novel binder from ground coal bottom ash and ground calcium carbide residue,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 214, pp. 631–640, 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.04.145.
- [24] S. T. MARTINS FILHO, E. M. BOSQUESI, J. R. FABRO, and R. PIERALISI, “Characterization of pervious concrete focusing on non-destructive testing,” *Rev. IBRACON Estruturas e Mater.*, vol. 13, no. 3, pp. 483–500, 2020, doi: 10.1590/s1983-41952020000300003.
- [25] J. de J. A. Baldovino, R. L. dos S. Izzo, W. Teixeira, and M. D. Pereira, “Variáveis que influenciam na resistência à tração e à compressão simples de dois solos sedimentares estabilizados com cimento,” *Matéria (Rio Janeiro)*, vol. 25, no. 2, 2020, doi: 10.1590/s1517-707620200002.1015.



02-007 - Monitoramento da Temperatura do Processo de Hidratação do Concreto de Bloco de Fundação

FILHO, A.S.F.^{a,b,c,*}; SANTOS, G.J.B.^a; ALMEIDA, M.A.^c; SANTOS, W.S.^a

^a Universidade Estadual de Feira de Santana, Departamento de Tecnologia, Feira de Santana, BA, Brasil;

^b Universidade Federal da Bahia, Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais, Salvador, BA, Brasil;

^c Lacrose Engenharia e Consultoria, Salvador, BA, Brasil;

*freitaseng2@gmail.com

Resumo

Neste trabalho apresenta-se um estudo detalhado sobre o monitoramento da temperatura durante o processo de hidratação do concreto de bloco de fundação de 500 m³. A concretagem foi realizada em três camadas distintas, com temperaturas máximas registradas de 67,7°C, 68,7°C e 70°C, respectivamente. Para mitigar o efeito das tensões térmicas e a formação de etringita tardia, foi utilizado o cimento Portland composto (CP II), a adição de 70% de água na forma de gelo e o emprego de sílica ativa. Os resultados demonstraram a importância do monitoramento térmico do concreto massa para a execução das estratégias adequadas de controle térmico, visando assegurar a qualidade e a durabilidade da estrutura, prevenindo fissuras e garantindo a integridade do concreto em ambientes tropicais.

Palavras-chave: bloco de fundação, controle térmico, hidratação do concreto, monitoramento de temperatura.

Temperature Monitoring in Foundation Blocks During Concrete Hydration

Abstract

In this work we present a detailed investigation on temperature monitoring during the concrete hydration process of a foundation block of 500 m³. The concreting process was done in three distinct layers, with maximum temperatures recorded as 67.7°C, 68.7°C, and 70°C, respectively. To mitigate the thermal stresses effect and the delayed ettringite formation, Portland cement (Type CP II) was used, along with adding 70% of water in the form of ice and incorporating silica fume. The results show the significance of thermal monitoring of mass concrete to implement appropriate thermal control strategies, ensuring structure quality and durability, preventing cracks, and safeguarding concrete integrity in tropical environments.

Keywords: foundation block, thermal control, concrete hydration, temperature monitoring.



1 Introdução

É conhecido da ciência dos materiais que o processo de endurecimento (ou cura) do concreto, gerado pelas complexas reações entre o cimento Portland e água, libera calor de hidratação, que pode gerar elevados gradientes temperatura, a depender do volume do concreto, cimento usado, condições de concretagem e do meio circunvizinho. À medida que o concreto endurece, o calor liberado internamente não se dissipa uniformemente, criando diferentes temperaturas entre o interior e a superfície da massa. Essas variações de temperatura podem produzir fissuras induzidas por tensões térmicas, as quais comprometem a durabilidade e a integridade estrutural do concreto nas primeiras idades, principalmente, em ambientes tropicais. Esse problema se agrava nos casos em que se têm grandes volumes de concreto em elementos com grandes dimensões – os chamados concreto massa -, a exemplo das barragens e blocos de fundação (COUTO, HELENE e ALMEIDA [1]). Nesses casos, deve-se adotar medidas específicas para controlar a geração de calor durante a hidratação do cimento, bem como o gradiente de temperatura, a fim de minimizar o aparecimento de fissuras. Segundo o guia de concreto massa do ACI [2], a característica distintiva do concreto massa em relação a outros tipos de concreto é o elevado aumento de temperatura no seu interior devido à grande geração de calor, que pode induzir fissuras devido a tensão térmica.

A hidratação do concreto é um processo exotérmico que pode causar um aumento significativo na temperatura interna da estrutura de concreto, especialmente em grandes volumes. Por isso, o monitoramento da temperatura de hidratação do concreto é essencial para evitar problemas como fissuras de origem térmica e a formação da etringita tardia (Delayed Ettringite Formation – DEF). A DEF é um fenômeno específico de ataque por sulfato interno que ocorre em estruturas de concreto. A formação da etringita tardia ocorre quando o concreto é submetido a altas temperaturas de cura, acima de 65°C (LCPC) e está exposto a alta umidade. A fonte de sulfatos para esse processo é o próprio cimento. A formação tardia de etringita pode ocorrer sob determinadas circunstâncias específicas durante a produção e cura do concreto. Altas temperaturas de cura são um fator crítico, pois aumentam a probabilidade de formação posterior da etringita, o que pode levar a problemas estruturais. A alta umidade do ambiente também favorece esse processo, uma vez que a presença de água é essencial para a reação química que forma a etringita. Além disso, o pH alcalino típico do concreto influencia a formação tardia de



tringita, potencializando seus efeitos. Fissuras iniciais no concreto podem facilitar o ataque, permitindo a entrada de água e outros elementos que aceleram a formação da etringita. A composição do cimento é outro fator determinante, pois cimentos com altos teores de sulfatos e aluminatos são mais suscetíveis à formação tardia de etringita. Por fim, alguns aditivos utilizados na mistura do concreto podem afetar esse processo, favorecendo ou inibindo a formação da etringita ao longo do tempo (SCHOVANZ et al [3]; META e MONTEIRO [4]). Nos casos do concreto massa, o calor de hidratação faz com que a temperatura no interior do concreto seja significativamente maior do que na superfície, especialmente quando a dissipação do calor é lenta, o que depende dos materiais que compõem o concreto, do consumo de cimento, das condições de concretagem, das condições ambientais e das restrições da estrutura na superfície. A probabilidade de fissuras térmicas é maior quanto maior for o gradiente térmico no interior do concreto. O uso de concretos com agregados que possuem menor módulo de elasticidade e menor coeficiente de dilatação térmica, por exemplo, pode reduzir as tensões internas, diminuindo o risco de fissuras desse tipo. Após a identificação e avaliação pelo projetista, geralmente é possível reparar essas fissuras através de injeções com resinas estruturais, restabelecendo a monoliticidade da estrutura sem comprometer sua durabilidade e segurança ao longo da vida útil. Compreender e controlar esses parâmetros é essencial para prevenir a DEF e garantir a durabilidade e integridade das estruturas de concreto ([5], [7], [8] e [10]).

Salvador, a capital da Bahia, com seu clima tropical, caracterizado por altas temperaturas e alta umidade, apresenta desafios adicionais para o controle térmico durante a hidratação do concreto. Altas temperaturas ambientais podem acelerar a taxa de hidratação, enquanto a alta umidade pode influenciar a cura do concreto. Portanto, é essencial estudar como essas condições climáticas específicas afetam a hidratação do concreto em grandes volumes nesse ambiente.

O objetivo desse artigo é fornecer uma análise detalhada do monitoramento da temperatura durante a hidratação do concreto em um bloco de fundação de grande volume, destacando a importância do controle térmico para a qualidade e a durabilidade da estrutura. Além disso, o artigo visa compartilhar as melhores práticas e estratégias de mitigação para gerenciar a temperatura do concreto em climas tropicais, contribuindo assim para o avanço das técnicas de

construção e a segurança das obras de infraestrutura e de edificações prediais em regiões com condições climáticas similares.

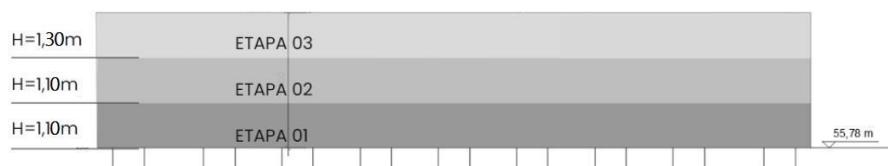
O monitoramento contínuo das temperaturas e a análise das variações térmicas entre as camadas de concreto confeccionadas em diferentes momentos e condições permitem uma compreensão mais aprofundada dos desafios envolvidos. Este conhecimento é crucial para engenheiros civis, construtores e outros profissionais da construção que buscam implementar medidas eficazes de controle térmico e garantir a integridade estrutural de grandes blocos de fundação em ambientes tropicais.

Ao documentar e compartilhar os resultados deste estudo, espera-se contribuir para a melhoria das práticas de concretagem, promovendo a durabilidade e a segurança das construções em Salvador e em outras regiões com condições climáticas semelhantes.

2 Materiais e Métodos

O projeto em questão envolveu a concretagem de um bloco de fundação com volume total de 500 metros cúbicos, sendo executado em três camadas distintas para garantir a homogeneidade e a qualidade do concreto. As temperaturas máximas atingidas por cada camada foram monitoradas em 2 ou 3 pontos do interior e registradas, fornecendo dados essenciais para análise e controle do processo. Na Figura 1, é ilustrado um corte longitudinal A-A do bloco de fundação, mostrando as etapas de concretagem.

Figura 1 - Corte longitudinal A-A - (Autoria própria, 2024)



O projeto foi executado em Salvador, Bahia, uma cidade com clima tropical, caracterizado por altas temperaturas e alta umidade ao longo do ano. Essas condições climáticas podem influenciar significativamente o comportamento térmico do concreto durante o processo de hidratação. Altas temperaturas ambientais podem acelerar a taxa de hidratação do cimento, resultando em um aumento mais rápido da temperatura interna do concreto. A alta umidade, por outro lado,

pode atenuar a perda de água por evaporação, influenciando, de maneira positiva, a cura do concreto e a retração. Na Figura 2, são mostradas a escavação e as armaduras para o bloco de fundação.

Figura 2 – Escavação e armadura do bloco de fundação - (Autoria própria, 2024)



2.1 Materiais

Nas Tabelas 1 e 2, apresenta-se o traço de concreto, classe de resistência C45, fornecido pela Central dosadora da obra, além de algumas características do traço.

Tabela 1 - Traço do concreto

Material (traço 1m ³)	kg/m ³
Cimento - CII	400
Brita 1	155
Brita 0	700
Areia artificial	155
Areia natural	620
Água	57,0
Gelo	130
Aditivo polifuncional	3,75
Sílica	40
Aditivo superplastificante	2

Tabela 2 - Características do traço

Propriedade	Valor
fck	45,0 MPa
Relação a/a (água/aglomerante)	0,43
Flow (mm)	650±50
Britas	0 e 1

O traço em questão considera o emprego de cimento Portland composto (CP II), a adição de 70% de água na forma de gelo e o emprego de sílica ativa. O volume de argamassa do referido concreto é da ordem de 700L.

2.2 Métodos de Monitoramento

Para o monitoramento da temperatura foram utilizados cabos termopares de tipo K, 2 x 24 AWG, com junta a quente protegida com tubo de 20 mm e conector mini macho, estrategicamente posicionados em diferentes profundidades e pontos do bloco de fundação. Esses sensores registraram continuamente a temperatura interna do concreto durante o processo de hidratação. O monitoramento foi efetuado por um período de 72h, 64h e 54h, nas etapas 01, 02 e 03, respectivamente. A partir do término da concretagem de uma etapa, procedeu-se à leitura das temperaturas de hora em hora. Os termopares (T1, T2 e T3) foram dispostos no bloco de acordo com o ilustrado nas Figuras 4, 5 e 6, para cada camada. O termopar T1 está centralizado no bloco, o termopar T2 está logo abaixo do termopar T1, próximo da superfície inferior da camada, enquanto o termopar T3 está na mesma altura do termopar T1, mas posicionado próximo do menor lado. O comprimento do bloco (L) equivale a 18,24 m.

Figura 3 – Corte longitudinal do bloco de fundação - Etapa 01

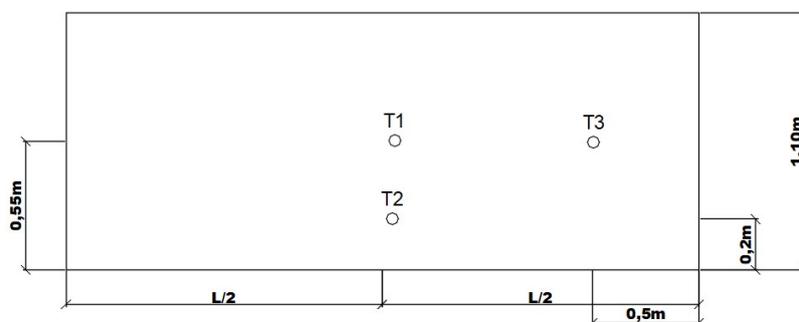


Figura 4 – Corte longitudinal do bloco de fundação - Etapa 02

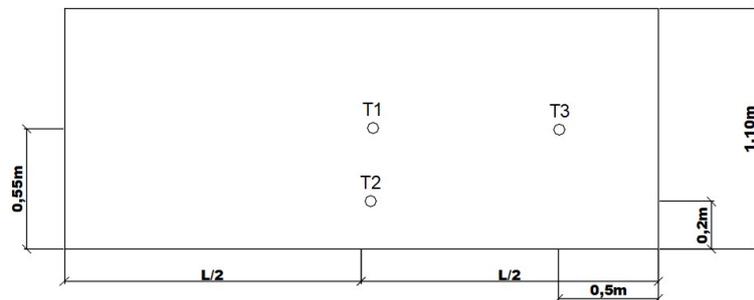
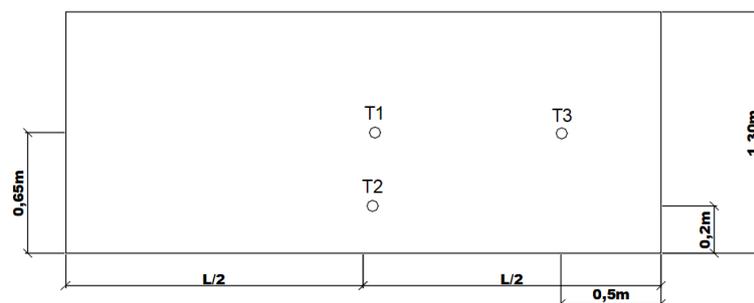


Figura 5 – Corte longitudinal do bloco de fundação - Etapa 03



2.3 Medidas Preventivas

Para mitigar as expansões deletérias causadas pela formação de etringita tardia (DEF), foram adotadas as seguintes medidas:

- I. Evitou-se o emprego de cimento Portland de alta resistência inicial (CPV ARI);
- II. Verificação dos teores de SO_3 , a relação SO_3 / Al_2O_3 , teor de C_3A e álcalis do cimento;
- III. Controle da finura do cimento;
- IV. Redução, dentro do possível, do consumo de cimento do traço a ser empregado;
- V. Resfriamento da água de amassamento do concreto, adicionando pelo menos 70% da água na forma de gelo. A temperatura do concreto no estado fresco, imediatamente antes do lançamento, foi menor ou igual a 24 °C;
- VI. A água de amassamento, eventualmente adicionada na obra, estava na forma de gelo.



Tais considerações objetivaram minimizar a possibilidade de ocorrência de fissuras de origem térmica, em função do calor de hidratação do cimento, bem como expansão devido a DEF.

3 Resultados e discussões

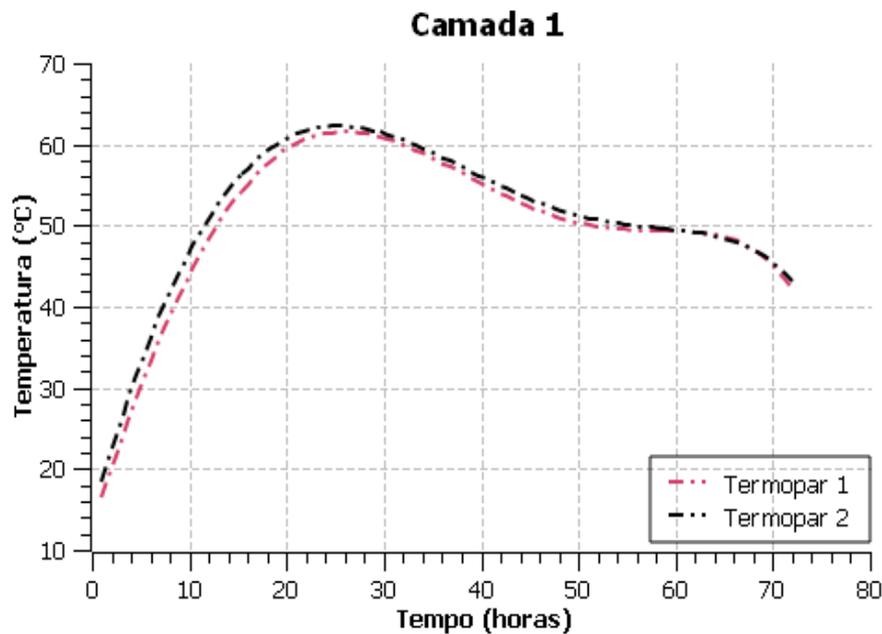
As temperaturas máximas registradas nas três camadas foram as seguintes:

- I. Primeira camada (etapa 01): 67,7°C
- II. Segunda camada (etapa 02): 68,7°C
- III. Terceira camada (etapa 03): 70,0°C

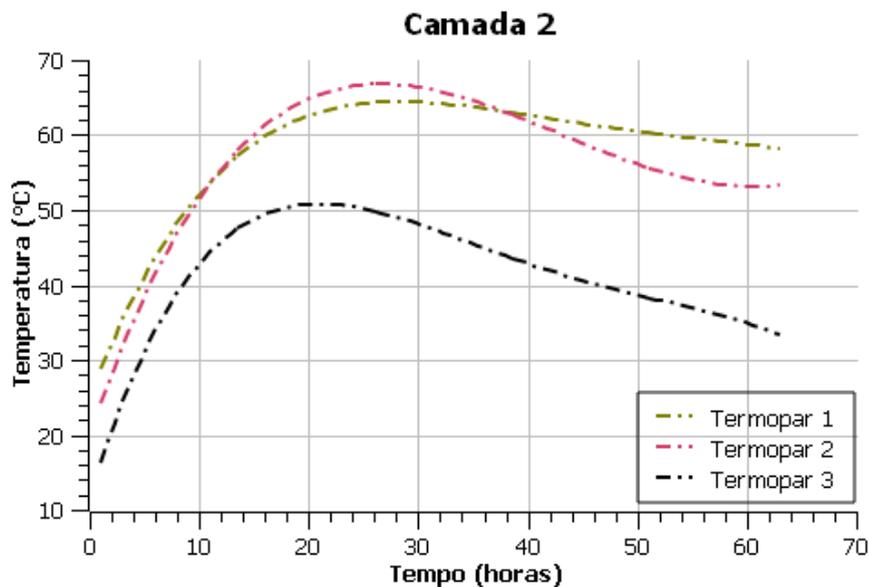
Tais valores estão dentro do limite de temperatura máxima, conforme preconizado pela ACI 301 [9], a qual recomenda que o valor máximo de temperatura não exceda 70°C, assim como a diferença máxima de temperatura entre o interior e a superfície do concreto massa não deve ultrapassar 35°C.

Além disso, a variação de temperatura entre as camadas pode ser atribuída a vários fatores, incluindo a taxa de hidratação, a dissipação de calor para o ambiente, a temperatura inicial da camada adjacente e as propriedades térmicas do concreto e dos materiais adjacentes.

- I. Primeira Camada (67,7°C):
 - A. A temperatura mais baixa registrada entre as três camadas pode indicar uma maior eficiência na dissipação do calor para a base da fundação e para as camadas de solo adjacentes. O termopar T3 falhou e por isso não houve monitoramento nesse ponto. Na Figura 6 é visto a temperatura do concreto ao decorrer do tempo para a camada 1:

Figura 6 - Temperatura (°C) x tempo (horas)**II. Segunda Camada (68,7°C):**

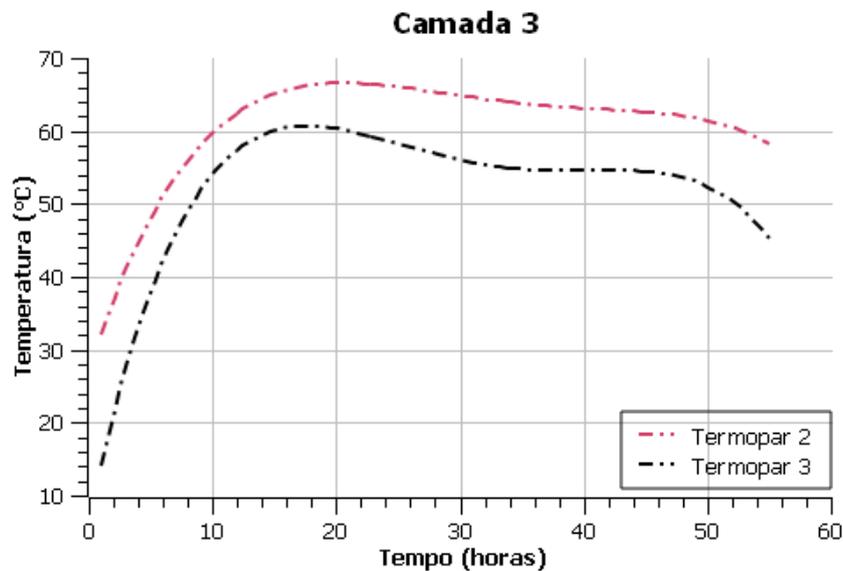
- A. A temperatura intermediária sugere que a dissipação de calor foi menos eficiente que na primeira camada, possivelmente devido à barreira térmica formada pela primeira camada de concreto já endurecido, a qual possui temperatura inicial superior à temperatura do solo em contato com a primeira camada. Pode-se perceber que a temperatura no termopar T3 atinge um pico máximo bem inferior aos T1 e T2, certamente por estar mais afastado do centro do bloco e próximo do solo que funciona como dissipador de calor. Na Figura 7 são mostradas as temperaturas do concreto, no interior e próximo à superfície, ao decorrer do tempo para a camada 2.

Figura 7 - Temperatura (°C) x tempo (horas)

III. Terceira Camada (70°C):

- A. A temperatura mais alta registrada indica que a dissipação de calor foi menos eficiente, possivelmente, mais uma vez, devido ao isolamento proporcionado pelas camadas inferiores e à maior quantidade de material em hidratação simultânea. Além disso, a temperatura da camada 2, parte inferior da camada 3, é maior nas camadas 1 e 2, elevando a temperatura inicial e, por conseguinte, a final. A temperatura do termopar 1 falhou e por isso os resultados não foram coletados. Na Figura 8, são mostradas as temperaturas do concreto ao decorrer do tempo para a camada 3.

Os dados obtidos mostram que as temperaturas registradas pelos termopares 1 e 2 são bastante similares, enquanto as temperaturas registradas pelo termopar 3, localizado próximo à extremidade mais afastada do centro, são consideravelmente abaixo dos valores dos termopares 1 e 2. Esta observação pode ser explicada por vários fatores inter-relacionados: Dissipação de calor; influência do ambiente externo; condutividade térmica do concreto e gradientes de temperatura; temperatura na superfície inferior de cada camada devido à camada inferior.

Figura 8 - Temperatura (°C) x tempo (horas)

Considerando a dissipação de calor, os pontos de medição localizados próximos ao centro do bloco apresentam temperaturas similares devido à maior massa de concreto ao redor, que concentra o calor gerado pela hidratação. Como resultado, o calor gerado tende a se acumular, mantendo temperaturas internas mais altas e homogêneas. A dissipação de calor é mais eficiente nas regiões das bordas mais afastadas do centro. Com isso, o termopar próximo à extremidade registra temperaturas menores devido à proximidade com a superfície externa do bloco. Nesta região, o calor gerado pela hidratação do concreto pode se dissipar mais rapidamente para o ambiente externo, gerando uma maior eficiência na dissipação de calor que leva a temperaturas mais baixas comparadas às do centro.

A influência do ambiente externo é minimizada no centro do bloco devido à maior distância da superfície. A geração de calor é predominantemente interna, resultando em uma temperatura mais uniforme e alta. Já a proximidade da superfície expõe a região das extremidades a variações ambientais, como temperatura e umidade do ar, que podem acelerar ou retardar a dissipação de calor. A troca de calor com o ambiente externo é mais intensa, resultando em temperaturas internas, próximas da superfície, mais baixas.



A ausência de gradiente de temperatura significativo no centro do bloco resulta em leituras de temperatura semelhantes entre os termopares 1 e 2. A distribuição de calor é relativamente uniforme devido à grande massa de concreto. Nas extremidades, a presença de gradientes de temperatura mais acentuados próximos à superfície do bloco, onde o termopar 3 está localizado, resulta em variações de temperatura mais pronunciadas. A dissipação de calor cria um gradiente térmico mais acentuado à medida que se aproxima da superfície.

4 Considerações finais

O monitoramento contínuo das temperaturas durante a hidratação do concreto permitiu identificar a tendência de aumento da temperatura máxima em cada camada subsequente. Este comportamento é típico em grandes volumes de concreto, onde a capacidade de dissipação de calor diminui à medida que a espessura do material aumenta e quando a temperatura da camada inferior não é reduzida até a temperatura ambiente, considerando os prazos de execução. A hidratação do concreto é um fenômeno complexo, especialmente em grandes volumes, onde a geração de calor e a dissipação do calor se tornam fatores críticos para a integridade estrutural, considerando ainda a DEF, retração e fluência. A análise dos dados de temperatura máxima alcançada em cada camada do bloco de fundação de 500 m³ revela padrões de comportamento importantes que necessitam de uma abordagem cuidadosa para o controle térmico.

A primeira camada, registrando a menor temperatura máxima de 67,7°C, sugere que a dissipação inicial de calor foi mais eficaz, possivelmente devido ao contato direto com a base e o solo circundante que podem ter facilitado a transferência térmica, por estarem à temperatura ambiente. Já na segunda camada, a temperatura máxima aumentou para 68,7°C, indicando uma barreira térmica imposta pela primeira camada já curada, o que reduziu a eficiência da dissipação de calor. A temperatura da camada inferior possuía uma temperatura superior à do ambiente.

A terceira camada, atingiu a temperatura máxima de 70°C. Esse valor, o mais alto entre as três camadas, destaca a acumulação progressiva de calor interno, um fenômeno intensificado pelo maior volume de concreto em hidratação simultânea, a maior espessura da camada e pela barreira térmica proporcionada pela camada inferior. Este comportamento térmico reforça a necessidade de estratégias específicas para cada fase de concretagem em grandes volumes.

Além dos fatores estruturais e térmicos, as condições climáticas de Salvador, Bahia, desempenham um papel significativo. As altas temperaturas e a elevada umidade da região podem acelerar a taxa de hidratação do concreto, aumentando o risco de fissuração térmica. A implementação das medidas preventivas, como a utilização de cimento Portland composto (CP II), a adição de sílica ativa, e o resfriamento da água de amassamento, mostrou-se essencial para controlar a temperatura interna do concreto.

Particularmente, a prática de resfriar a água de amassamento, adicionando 70% dela na forma de gelo, foi essencial. Esta abordagem não só diminuiu a temperatura inicial do concreto fresco, garantindo que esta permanecesse abaixo de 24°C, mas também retardou a taxa de reação exotérmica, mitigando os picos de temperatura que poderiam comprometer a integridade do material.

A análise detalhada dos parâmetros químicos do cimento, como os teores de SO_3 e C_3A , e a relação SO_3 / Al_2O_3 , foi fundamental para entender e controlar a formação da Etringita Tardia (DEF). Controlar a finura do cimento e reduzir o consumo de cimento no traço também foram medidas críticas que contribuíram para a minimização dos efeitos térmicos adversos.

Em suma, a gestão eficaz da temperatura durante a hidratação do concreto em grandes volumes exige uma abordagem complexa multifatorial. A interação entre os fatores climáticos, a composição do concreto e as técnicas de resfriamento precisam ser cuidadosamente coordenadas para garantir a durabilidade e a integridade estrutural das construções. Este estudo fornece uma visão valiosa para futuras obras em ambientes tropicais, destacando a importância do monitoramento e controle contínuo da temperatura e das estratégias de mitigação adaptadas às condições específicas de cada projeto.

5 Referências

- [1] COUTO, D.; HELENE, P.; ALMEIDA, L. C. Temperature monitoring in large volume spread footing foundations: case study "Parque da Cidade"-São Paulo. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 9, p. 953-968, 2016.
- [2] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI-207.1-21: Mass Concrete - Guide. ACI Committee 207, 34p., ISBN: 9781641951715, 2021.
- [3] SCHOVANZ, D. et al. Evaluation of Delayed Etringite Formation through Physical, Mechanical, and Microstructural Assays. ACI Materials Journal, v. 118, n. 1, 2021.



-
- [4] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. Concreto. Microestrutura, propriedades e materiais, v. 2, 2014.
- [5] GAMBALE, E. A., Funahashi Jr., E. I., Vicente, G. R., Hasparik, N. P., & Kuperman, S. C. Recomendações Técnicas para a Prevenção da DEF e da Fissuração Térmica no Concreto. Primeira Edição, São Paulo, Editora Arte interativa, 2023.
- [6] LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES (LCPC), Guide technique - Recommendations for preventing disorders due to Delayed Ettringite Formation, Paris, 2009 (French version published in 2007).
- [7] LEAL, P. R. M., et al. “Estudo do comportamento de formação da etringita tardia (DEF) frente à variação dos arranjos entre matriz cimentícia e agregados.” Anais do IBRACON, 2020.
- [8] SILVA, D. L., et al. “Considerações sobre a formação de etringita tardia (DEF).” Revista Construindo, Universidade FUMEC, 2017.
- [9] INSTITUTE. ACI 301-20: Specifications for Concrete Construction. ACI Committee 301. 69 p., 2020.
- [10] NEVILLE, Adam M. Propriedades do concreto-5ª Edição. Bookman Editora, 2015.



02-008 - Análise da Durabilidade de Barras de Matriz Polimérica Reforçadas com Fibra de Vidro

PITA, A.A.^{a,*}; MENDES, A.C.S.^a; SILVA, M.S.^a; MOURA, R.C.A.^{a, b}

^a Departamento de Engenharias e Computação (DEC), Colegiado de Engenharia Civil (COLEC), Universidade Estadual de Santa Cruz (UESC), Rodovia Ilhéus-Itabuna, km 16, CEP 45662-900, Salobrinho, Ilhéus – BA, Brasil;

^b Programa de Pós-Graduação em Ciência Inovação e Modelagem em Materiais (PROCIMM), Rodovia Ilhéus-Itabuna, km 16, CEP 45662-900, Salobrinho, Ilhéus – BA, Brasil.

* aapita.egc@uesc.br

Resumo

A utilização de barras poliméricas reforçadas com fibra de vidro (GFRP) minimiza os danos causados pela corrosão das barras de aço em concreto armado, especialmente em locais de elevada agressividade ambiental. Contudo, a barra de GFRP pode ter sua vida útil alterada por modificações físicas, químicas e mecânicas em ambientes alcalinos. Por isso, é preciso compreender a degradação das barras de GFRP em soluções alcalinas similares ao concreto. Portanto, foram estudadas barras de matriz éster vinílica e epóxi, com diâmetro de 12,7 mm, em envelhecimento acelerado em soluções de pH 12,6 e 13,5, a 23 e 60 °C, em períodos de 500, 1000 e 3000h. As amostras foram analisadas antes e após envelhecimento, usando Espectroscopia no Infravermelho com Transformada de Fourier (FTIR) e cisalhamento interlaminar. Os resultados mostraram que barras de GFRP com matriz epóxi tiveram menor degradação comparadas às barras com matriz éster vinílica.

Palavras-chave: Barra de GFRP, Solução Alcalina, Envelhecimento Acelerado, Degradação.

Analysis of Durability of Polymeric Matrix Bars Reinforced with Glass Fiber

Abstract

The use of glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars minimizes the damage caused by the corrosion of steel bars in reinforced concrete, especially in highly aggressive environmental conditions. However, the service life of GFRP bars can be affected by physical, chemical, and mechanical changes in alkaline environments. Therefore, it is necessary to understand the degradation of GFRP bars in alkaline solutions similar to concrete. Hence, vinyl ester and epoxy matrix bars, with a diameter of 12.7 mm, were studied under accelerated aging in solutions with pH levels of 12.6 and 13.5, at 23 and 60 °C, for periods of 500, 1000, and 3000 hours. The samples were analyzed before and after aging, using Fourier Transform Infrared Spectroscopy (FTIR) and interlaminar shear tests. The results showed that GFRP bars with an epoxy matrix had less degradation compared to bars with a vinyl ester matrix.

Keywords: GFRP Bar, Alkalinity Solution, Accelerated Aging, Degradation.



1 Introdução

A barra de aço é o material mais comumente utilizado em estruturas, especialmente em concreto armado. Entretanto, as armaduras podem sofrer danos estruturais causados pela corrosão, especialmente em ambientes de alta degradação ambiental. A exemplo, têm-se os ambientes marinhos, onde as estruturas de concreto estão sujeitas à corrosão pela penetração extrema de íons cloreto no concreto de cobertura [1].

A preocupação com as questões de corrosão e degradação das estruturas, no Brasil, surgiu por volta de 2003 com a revisão da NBR 6118 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento). Nesta, foram definidas as classes de agressividade ambiental, separando o ambiente circundante das estruturas em quatro categorias, classificadas de acordo com seu potencial de agressividade contra estruturas de concreto armado [2].

A degradação das estruturas de concreto armado ocorre, principalmente, devido à corrosão sofrida pelo ferro presente nas armaduras de aço, por meio da carbonatação e/ou ataque de cloretos. Em razão do processo corrosivo, de acordo com MOURA [3], há perda progressiva de volume da barra de aço resultando na formação de fissuras no concreto. Desta forma, pode-se chegar à fragmentação, sendo uma constante e crescente preocupação em relação a durabilidade das estruturas de concreto armado. Tal preocupação não é apenas com a degradação das estruturas, mas em razão do impacto social, técnico e econômico causados pelo rompimento de alguma delas.

Tem-se, então, o uso de barras poliméricas reforçadas com fibras de vidro, GFRP – do inglês (glass fiber reinforced polymer), como uma solução para minimizar danos estruturais causados pela corrosão das barras de aço utilizadas nas estruturas de concreto armado. Isso, especialmente em locais de elevada degradação ambiental, uma vez que são mais resistentes e leves que as de aço, além de possuir melhor perfil ambiental e menos emissões incorporadas. Uma vez que são necessários menos recursos materiais e energéticos durante a produção [4]. As barras de GFRP ainda oferecem vantagens no que diz respeito à economia, segurança, higiene, além de serem mais leves e quatro vezes mais resistentes à tração do que a barra de aço [5].

Embora não haja norma brasileira específica para uso e/ou caracterização de barras de GFRP, existem normas internacionais que funcionam como base de pesquisa, tais quais as Normas



Americanas da ASTM International (American Society for Testing and Materials) D4475-21 [6] e D570-22 [7]. Estas falam sobre método de ensaio de resistência ao cisalhamento horizontal aparente de hastes de plástico reforçadas por pultrudados pelo método de viga curta e método de ensaio padrão de absorção de água de plásticos, respectivamente.

As barras de GFRP apresentam características de elevadas resistência e rigidez específicas, por não sofrer corrosão eletroquímica, possuir transparência eletromagnética e facilidade na fabricação e transporte [8], mas ainda podem sofrer degradação. De acordo com D'ANTINO et al. [9], pela natureza orgânica da matriz polimérica do GFRP, o material pode sofrer degradação térmica se exposto a elevadas temperaturas. Isso pode ocasionar alterações químicas, físicas e mecânicas, resultando na redução da vida útil da barra e, conseqüentemente, da estrutura de concreto armado reforçada com o material, sendo esta a maior desvantagem do GFRP.

Dessa forma, a presente pesquisa visa analisar a durabilidade de barras de GFRP de matriz epóxi (GFRP-E) e éster vinílico (GFRP-V) imersos em soluções alcalinas porosimilares por meio da avaliação dos efeitos do envelhecimento acelerado na matriz polimérica, na fibra e na interface fibra/polímero, bem como o efeito do envelhecimento na capacidade de resistência ao cisalhamento interlaminar do material.

1.1 Justificativa

Nesse contexto, a crescente demanda por materiais de construção sustentáveis e duráveis vem impulsionando a pesquisa e desenvolvimento dos compósitos poliméricos para a construção civil. Dessa forma as barras compostas de polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP) surgem como alternativas promissoras para aplicações estruturais, devido a sua leveza, resistência e resistência à corrosão.

No entanto, faz-se necessário compreender a durabilidade desses materiais quando submetidos a ambientes agressivos, como a exposição a soluções alcalinas. A caracterização do material de estudo é necessária para compreender suas propriedades intrínsecas. Enquanto a análise dos efeitos de degradação após envelhecimento acelerado permitirá a identificação de potenciais vulnerabilidades frente a ambientes agressivos, simulados de acordo com pH comumente encontrado nas soluções dos poros de concreto.

2 Materiais e Métodos

2.1 Materiais

Para produção do presente estudo foram utilizadas barras de GFRP com duas diferentes matrizes poliméricas: epóxi e vinil éster, especificadas na Tabela 1, com nervuras helicoidais ao longo do comprimento e duas soluções alcalinas: solução A (pH 12,6) e solução B (pH 13,5). As amostras de GFRP-E e GFRP-V podem ser vistas na Figura 1 a seguir.

Tabela 1. Especificação das barras de GFRP (Adaptação de MOURA [3]).

Nomenclatura	Tipo de Resina	Tipo de Fibra	Diâmetro Nominal (mm)	País de Fabricação
GFRP-E	Epóxi	Vidro ECR	12,7	Rússia
GFRP-V	Éster-vinílica	Vidro E	12,7	Brasil

Fonte: Os Autores.

Figura 1. Amostras utilizadas: a) GFRP-E e b) GFRP-V



Fonte: Os Autores.

Conforme indicado na Tabela 2, a solução A foi produzida com uma combinação de 118,5 g de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), 0,9 g de hidróxido de sódio (NaOH), 4,2 g de hidróxido de potássio (KOH). E a solução B, por sua vez, com 2,0 g de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), 1,6 g de hidróxido de sódio (NaOH), 2,4 g de hidróxido de potássio (KOH). As soluções foram preparadas de acordo com as Normas ACI 440.3R-1517 [11] e ASTM D7705 [12], que indicam

uma solução com pH entre 12,6 e 13,0, e, também com base em PAN e YAN [13], que trabalhou com uma solução com pH maior que 13,0, sendo esta a solução B indicada anteriormente.

Tabela 2. Soluções: composição, pH e identificação

Quantidades (g/L)			pH	Solução
Ca(OH) ₂	NaOH	KOH		
118,5	0,9	4,2	12,6	A
2,0	19,6	2,4	13,5	B

Fonte: Os Autores.

Junto com os materiais principais, as barras de GFRP e soluções alcalinas, também foram utilizados: recipientes com tampa para armazenamento das amostras imersas nas soluções, estufa a 60 °C, sala climatizada a 23 °C, balança digital com precisão de 0,0001 g e pHmetro. As soluções foram produzidas pela Gerência de Laboratórios (GERLAB) da Universidade Estadual de Santa Cruz (UESC), sendo eles, também, responsáveis pelo descarte do material.

2.2 Caracterização do Material

A fração mássica foi utilizada para caracterização inicial do material e determinada, portanto, segundo orientação da Norma ASTM 3171 [14].

Foram cortadas amostras com aproximadamente 25,4 mm de comprimento. As amostras foram identificadas, pesadas e aquecidas em um forno do tipo mufla aquecido até a uma temperatura de 650 °C pelo período de 6 h. Para o ensaio foram utilizados 3 cadinhos de alumina, sendo um para cada amostra.

O material foi pesado antes e após o ensaio, dessa forma pôde-se determinar a massa equivalente a resina polimérica e a fibra de vidro de cada amostra. E, com isso, determinar a porcentagem de fração mássica de fibra de vidro das barras de GFRP-E e GFRP-V.



2.3 Envelhecimento Acelerado e Absorção de Umidade

As amostras, de ambos os tipos de barra (GFRP-E e GFRP-V) foram cortadas considerando o comprimento de quatro vezes o diâmetro nominal: 50,8 mm.

A análise de envelhecimento acelerado e absorção de umidade são feitas com base na absorção de água por difusão. Esse processo deve ocorrer pela superfície da barra, não pelas extremidades. Isso porque as extremidades deixam expostas as partes mais vulneráveis à penetração de umidade. Por isso, as extremidades foram isoladas com uma camada de resina epóxi de alta resistência.

O envelhecimento acelerado foi realizado de modo a representar um ambiente com 100 % de agressividade para as barras de GFRP, uma vez que toda a superfície das amostras estava em contato com a solução. Para o estudo foram utilizadas, de cada tipo de barra, 5 amostras de referência e 60 para etapa de envelhecimento acelerado. O envelhecimento foi realizado em dois tipos de solução de pH 12,6 e 13,5, em duas temperaturas (23 °C e 60 °C). Cada amostra foi identificada individualmente com siglas e mantidas em recipientes fechados durante o envelhecimento acelerado realizado por 500 h, 1000 h e 3000 h.

As amostras foram retiradas do recipiente, semanalmente, para o processo de verificação de massa e acompanhamento de variação de absorção de água, de acordo com a recomendação da ASTM D7705 [12]. Para cálculo da taxa de absorção de água ($M\%$) utilizou-se a Equação 1, na qual (w_i) é a massa parcial imersa e (w_0) é a massa inicial seca..

$$M(\%) = \frac{w_1 - w_0}{w_0} * 100 \quad (1)$$

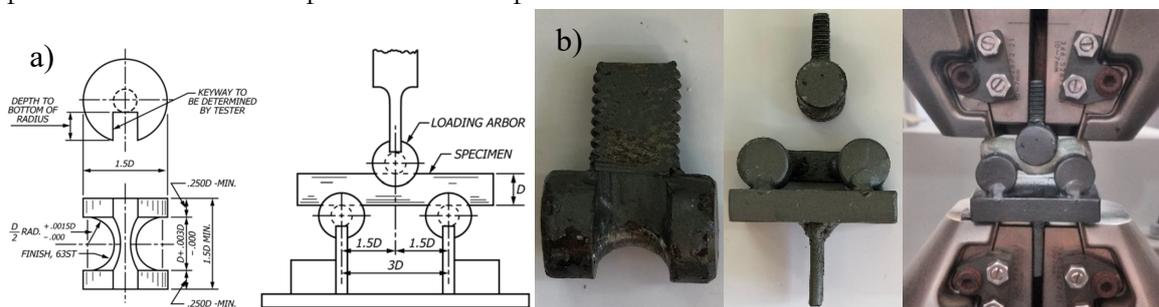
2.4 Espectroscopia no Infravermelho com Transformada de Fourier (FTIR)

Utilizou-se a FTIR para identificar degradação na matriz polimérica nas amostras submetidas ao envelhecimento acelerado. Foram utilizadas amostras sem e com envelhecimento acelerado, em cada idade (500 h, 1000 h e 3000 h). O ensaio foi realizado com um Espectrômetro FTIR Spectrum 400 MIR/NIR em temperatura ambiente controlada. Os espectros foram obtidos dentro da faixa de onda de 4000 a 600 cm^{-1} e resolução de 16 cm^{-1} . [3]

2.5 Cisalhamento Interlaminar

O ensaio de cisalhamento interlaminar foi realizado de acordo com a norma ASTM D4475 [6] posicionando a amostra no suporte apoiado em duas extremidades, distantes entre si o equivalente a três vezes o diâmetro da amostra (38,1 mm), com um ponto de carregamento aplicado ao centro do comprimento da amostra. O posicionamento da amostra pode ser visto na Figura 2.

Figura 2. Posicionamento da amostra para ensaio de cisalhamento: a) descrição da norma e b) aparato confeccionado e posicionamento para ensaio.



Fonte: Os Autores.

O ensaio foi realizado em uma máquina de ensaios universal SHIMADZU AG-X plus com carga de 100kN e taxa de deslocamento de 1,3 mm/min. A amostra foi defletida até a ruptura por cisalhamento no ponto médio do comprimento. A resistência ao cisalhamento aparente (S) foi calculada segundo a Equação 2, onde (P) é a carga da ruptura, em Newton, e (d) é o diâmetro da amostra, em metros.

$$S = 0,849 \frac{P}{d^2} \quad (2)$$

3 Resultados e discussões

3.1 Caracterização do Material

As médias da fração mássica de fibra de vidro e a área da seção transversal foram aproximadamente 82 % e 128 mm² para as amostras de GFRP-E e 80 % e 128 mm² para as amostras GFRP-V, valores similares aos encontrados por Moura [3]. A Norma ASTM 7957 [15]

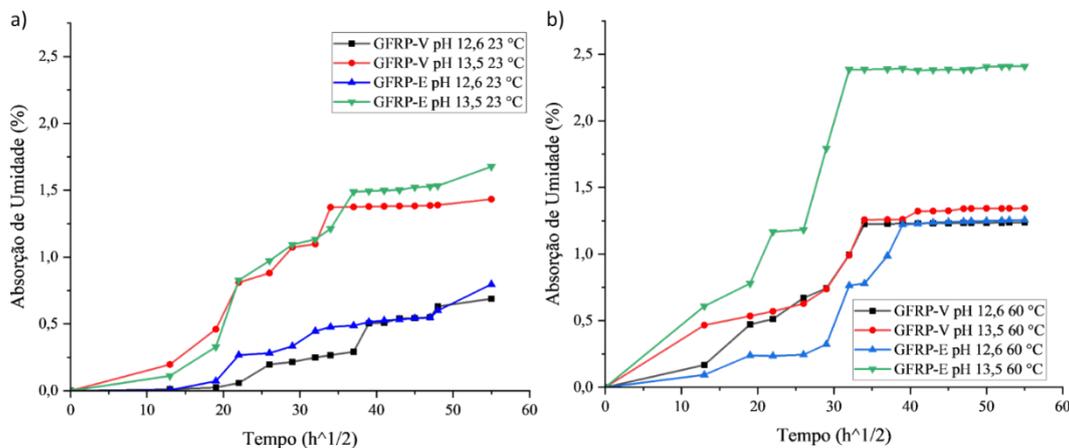
traz 70 % como valor mínimo da fração mássica e 119 mm² e 169 mm², como valores mínimo e máximo, respectivamente, para a área da seção transversal. Dessa forma, os valores do material em análise são superiores ao mínimo estabelecido na citada norma e adequados para uso.

3.2 Envelhecimento Acelerado e Absorção de Umidade

Observa-se que as amostras de GFRP-E e GFRP-V apresentam valores semelhantes de fibra de vidro em sua composição, sendo eles 82 % e 80 % respectivamente. Isso indica que a variação observada na difusão pode ser atribuída diretamente ao tipo de resina. Para análise do envelhecimento acelerado e absorção de umidade, deve-se compreender que, de acordo com estudos anteriores, a alcalinidade elevada das soluções dos poros de concreto (pH entre 12,5 e 13,5) é a principal responsável pela degradação das barras de GFRP. [3, 9, 16, 17]

Na Figura 3, têm-se as curvas de absorção de água dos dois tipos de barras estudadas (GFRP V e GFRP E) imersos em solução alcalina por 3000 h, a 23 °C e 60 °C. Observa-se que o comportamento de absorção das amostras é semelhante, apresentando taxa de absorção constante no início do período de envelhecimento, taxa mais elevada entre 500 h e 1000 h e, mais ao final do período, estabilidade de absorção. Os intervalos de variação da taxa de absorção ficam mais evidentes na Figura 3b que traz as amostras envelhecidas a 60 °C. Na Figura 3a também é possível a visualização dos intervalos, porém não de maneira tão definida.

Figura 3. Absorção média de água em função do tempo de imersão das barras de GFRP-E e GFRP-V: a) 23 °C e b) 60 °C



Fonte: Os Autores.

A curva de absorção atinge um patamar de equilíbrio que corresponde à saturação da absorção de água. O ponto de equilíbrio variou de acordo com o tipo de polímero presente na amostra (epóxi ou éster vinílico), podendo ser melhor observado a partir da idade de 1000 h de envelhecimento.

O ensaio apresentou as maiores taxas de absorção da solução de pH 13,5 para ambas as temperaturas. Sendo que no envelhecimento a 60 °C a maior taxa de absorção ocorreu nas amostras de GFRP-E na solução de pH 13,5. Isso pode ser justificado pelo fato da resina éster vinílico, segundo Moura [3], ser mais estável e capaz de resistir à absorção de água devido às suas boas ligações intermoleculares. A variação de absorção, de acordo com a temperatura e com o pH da solução de envelhecimento, ocorreram como o esperado, visto que Moura [3] e Micelli et al. [18] observaram que as resinas éster vinílico apresentam maior resistência a absorção de água frente às resinas epóxi.

Os valores de concentração de saturação média (M_m) foram calculados seguindo a Equação 1 e estão apresentados na Tabela 3. Pelos valores apresentados de concentração, percebe-se que M_m tende a aumentar com o aumento da temperatura de envelhecimento bem como com o aumento do pH da solução. Nota-se que o valor para a barra de GFRP-E são maiores à temperatura de 60 °C quando comparado, em mesma solução, ao valor à temperatura de 23 °C. Percebe-se, também, que o coeficiente tende a ser maior para a solução de maior pH.

Tabela 3. Concentração de saturação média (M_m)

Parâmetros	GFRP-E		GFRP-V		
	23 °C	60 °C	23 °C	60 °C	
M_m (%)	pH 12,6	$0,8 \pm 0,1$	$1,2 \pm 0,1$	$0,7 \pm 0,1$	$1,2 \pm 0,1$
	pH 13,5	$1,7 \pm 0,1$	$2,4 \pm 0,2$	$1,4 \pm 0,1$	$1,3 \pm 0,2$

Fonte: Os Autores.

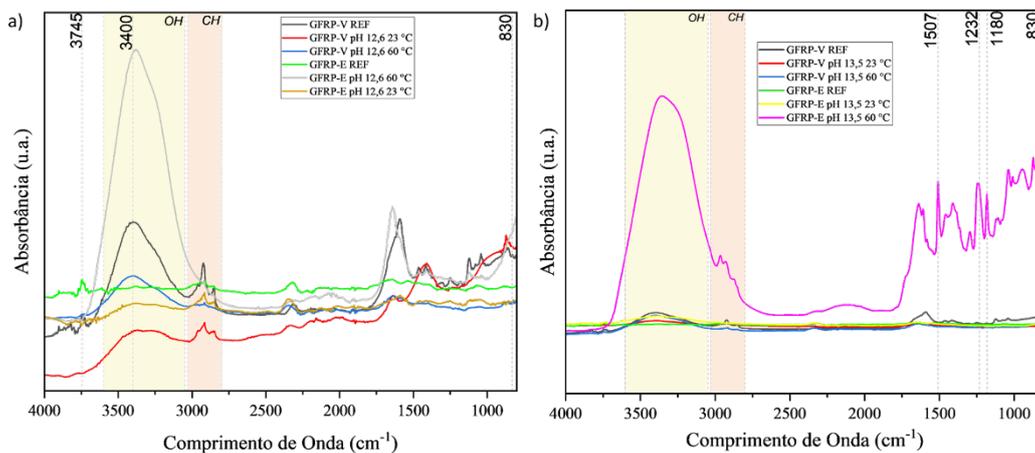
Os valores de concentração média das barras de GFRP-V são menores que os apresentados pelas barras de GFRP-E independente da solução ou temperatura, o que condiz com a maior resistência à absorção da resina éster vinílico.

3.3 Espectroscopia no Infravermelho com Transformada de Fourier (FTIR)

Com o ensaio de FTIR, foram obtidos os espectros de absorção para antes e depois do envelhecimento acelerado, com o objetivo de determinar a ocorrência da reação de hidrólise no polímero constituinte da barra de GFRP. Dada a matriz polimérica das barras em análise, epóxi e éster vinílico, foram estudadas duas regiões específicas do espectro infravermelho: a banda *OH* (3050-3600 cm^{-1}), que corresponde ao modo de alongamento dos grupos hidroxila e a banda *CH* (2800-3030 cm^{-1}), correspondendo ao grupo carbono-hidrogênio. Nas Figuras 4 e 5, pode-se observar os intervalos citados. [3]

Nota-se que na solução de pH 12,6, Figura 4a, houve alteração na banda *OH* e na banda *CH*, com destaque para o pico na banda *OH*, em 3400 cm^{-1} , apresentado pela amostra de GFRP-E envelhecida à 23 °C. Na Figura 4b, as amostras envelhecidas em solução de pH 13,5 também apresentaram variação nos intervalos citados, sendo que o pico na banda *OH* aconteceu na amostra de GFRP-E a 60 °C e ocorreu maior variação na banda *CH*, quando comparada com as amostras na solução de pH 12,6.

Figura 4. Espectros de FTIR das barras de GFRP-V e GFRP-E envelhecidas em solução alcalina de pH 12,6 (a) e pH 13,5 (b)



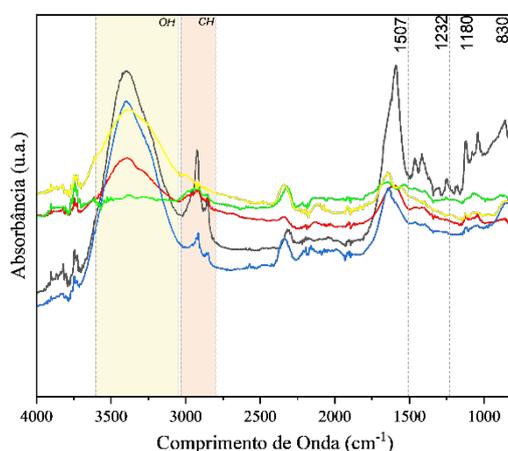
Fonte: Os Autores.

É possível observar picos na região de 3400 cm^{-1} para ambos os tipos de resina presentes nas barras e pequenas alterações na banda de 3100 cm^{-1} . Distinguindo-se que os espectros das

amostras de GFRP-E apresentaram maior indicação de degradação quando comparados aos espectros das amostras de GFRP-V.

Na Figura 5, pode-se observar o detalhe dos espectros da solução de pH 13,5, que não era possível observar na Figura 4 devido a alta variação apresentada pela amostra de GFRP-E envelhecida a 60 °C. Nota-se que as curvas da Figura 5 também apresentaram variações nas principais bandas citadas.

Figura 5. Detalhe dos espectros de FTIR das barras envelhecidas em solução alcalina de pH 13,5.



Fonte: Os Autores.

Pelas análises apresentadas, constata-se que a reação de hidrólise apresenta uma relação de dependência com a temperatura, tempo, alcalinidade e tipo de matriz polimérica. Dessa forma, quanto maior forem as três primeiras variáveis, mais a matriz polimérica tende a ser afetada. Uma vez que a forma como o polímero é afetado está diretamente relacionado com as ligações que formam a sua estrutura química.

Importante ressaltar que as análises realizadas por meio do ensaio de FTIR são análises qualitativas, dessa forma não é possível mensurar quantitativamente a degradação sofrida pela matriz. Mas é possível analisar que houve degradação da matriz, e identificar que as reações de hidrólise tiveram grande impacto nessa degradação, por meio das regiões do espectro infravermelho.

3.4 Cisalhamento Interlaminar

Na Tabela 4 estão apresentados os resultados obtidos experimentalmente nos ensaios de cisalhamento interlaminar das amostras de referência (não envelhecidas) e das amostras envelhecidas a 500 h, 1000 h e 3000 h das barras de GFRP de matriz epóxi (GFRP-E) e éster vinílico (GFRP-V).

Tabela 4. Resistência média ao cisalhamento interlaminar das barras de GFRP envelhecidas em solução alcalina a 23 °C e 60 °C por 500 h, 1000h e 3000 h.

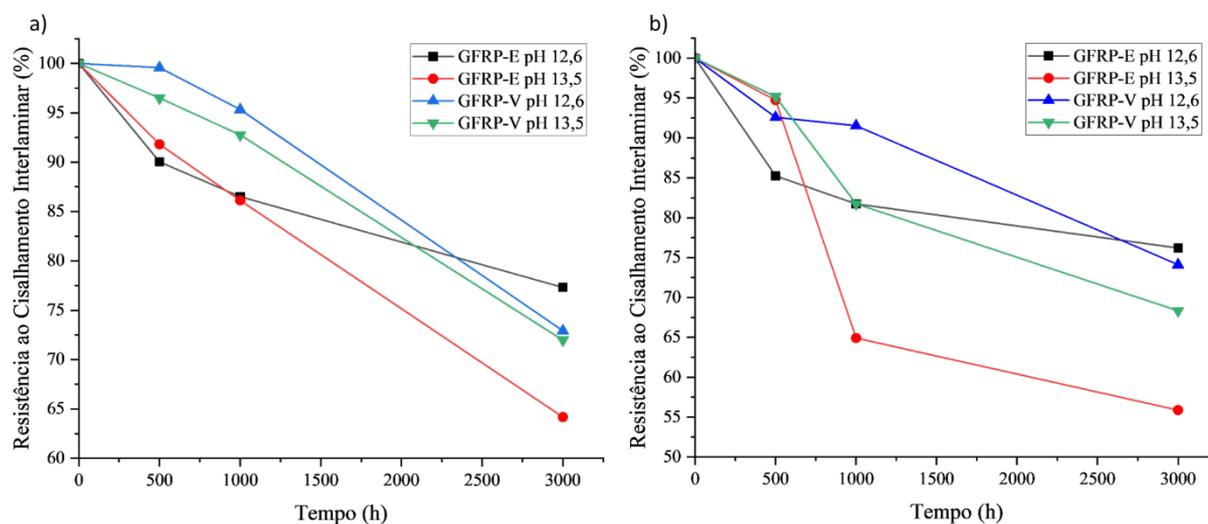
Temp. (°C)	pH	Resistência ao cisalhamento interlaminar (MPa)					
		GFRP-E			GFRP-V		
		500 h	1000 h	3000 h	500 h	1000 h	3000 h
Controle		50,02 ± 0,54			54,23 ± 0,94		
23	12,6	45,03 ± 0,71	43,27 ± 1,70	38,67 ± 1,48	54,00 ± 1,25	51,70 ± 0,51	39,54 ± 0,08
	13,5	45,92 ± 2,45	43,08 ± 0,65	42,21 ± 0,52	52,33 ± 2,46	50,30 ± 0,13	49,03 ± 1,43
60	12,6	42,64 ± 2,23	40,88 ± 1,10	38,12 ± 1,77	50,21 ± 0,94	49,64 ± 1,07	40,19 ± 0,61
	13,5	47,39 ± 1,00	32,47 ± 0,88	27,95 ± 0,63	51,61 ± 0,44	44,33 ± 0,95	37,6 ± 0,28

Fonte: Os Autores.

Os dados obtidos estão de acordo com o esperado. As amostras apresentam menor resistência ao cisalhamento à medida que o tempo de envelhecimento aumenta, bem como com a temperatura mais elevada do envelhecimento, como apresentado na Figura 6. Essa redução é resultado da absorção de água e consequente reação de hidrólise entre as resinas poliméricas e os íons alcalinos aquosos [3].

De modo geral, a maior concentração de hidroxilas (OH) na solução alcalina, em temperatura mais elevada (60 °C), causou maior degradação nas barras de GFRP. Dessa forma, infere-se que quando combinadas, a temperatura mais elevada e a solução de pH mais elevado (com maior teor de hidroxila), resultam em uma deterioração mais grave da barra de GFRP. Segundo MOURA [3], pode-se caracterizar essa deterioração pela formação de fissuras resultantes da hidrólise e deslocamento na interface fibra/matriz, resultando em reduções significativas na resistência média ao cisalhamento interlaminar..

Figura 6. Decréscimo da resistência ao cisalhamento médio das amostras de GFRP-E e GFRP-V: a) 23 °C e b) 60 °C.



Fonte: Os Autores.

4 Conclusões

Após as análises dos dados apresentados, pode-se inferir que:

- O envelhecimento acelerado resultou na degradação das amostras, causando deterioração da matriz polimérica e descolamento da interface fibra de vidro/polímero;
- O processo foi mais acelerado nas amostras em temperatura mais elevada, independente do pH da solução de envelhecimento;
- As amostras à temperatura ambiente (23 °C) apresentaram melhores resultados frente as amostras à 60 °C, que foram mais degradadas devido à difusão da água;
- Dentre as matrizes poliméricas estudadas, as barras com matriz éster vinílica apresentaram maior resistência ao ambiente alcalino e a elevação de temperatura;
- O uso de materiais pozolânicos no concreto pode reduzir o pH das soluções de poro de concreto, beneficiando a durabilidade das barras de GFRP ao diminuir a agressividade que o ambiente alcalino apresenta para esse tipo de barra.



Agradecimentos

Os autores agradecem à Universidade Estadual de Santa Cruz pelo apoio através do projeto de pesquisa nº SEI: 073.17253.2023.0036603-11 e bolsas de iniciação científica ICB.

5 Referências

- [1] ARAÚJO, A.; PANOSSIAN, Z. Durabilidade de estruturas de concreto em ambiente marinho: estudo de caso. Intercorr. Fortaleza, CE. 2010. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/273885371_Durabilidade_de_estruturas_de_concreto_em_ambiente_marinho_estudo_de_caso.
- [2] FERNANDES, T. V.; PALIGA, A. R.; PALIGA, C. M. Bending reinforced concrete beams with glass fiber reinforced polymer bars: an experimental analysis. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 14, n. 3, 2021.
- [3] MOURA, R. C. A. Análise da durabilidade de armaduras poliméricas reforçadas com fibras de vidro submetidas ao ambiente alcalino e a elevadas temperaturas. 2021. 142 f. Tese de Doutorado em Engenharia Civil - Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2021. Disponível em: <https://repositorio.ufba.br/handle/ri/34934>
- [4] INMAN, M.; THORHALLSSON, E. R.; AZRAGUE, K. A Mechanical and Environmental Assessment and Comparison of Basalt Fibre Reinforced Polymer (BFRP) Rebar and Steel Rebar in Concrete Beams. In: Energy Procedia, 2017. Vol. 111. pp. 31-40.
- [5] SANTOS, D. B. F e ALMEIDA, I. G. S. Estudo Comparativo Entre os Barras de Aço e Polímero Reforçado com Fibra de Vidro. [s.l.: s.n.]. Disponível em: <<https://repositorio.animaeducacao.com.br/bitstream/ANIMA/24880/1/TCC-Diego%20e%20Gabriel.pdf>>.
- [6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D4475: Standard Test Method for Apparent Horizontal Shear Strength of Pultruded Reinforced Plastic Rods by the Short-Beam Method. West Conshohocken, EUA, 2021.
- [7] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D570-22: Standard test method for water absorption of plastics. West Conshohocken, EUA, 2022.
- [8] EL HASSAN, H.; EL MAADAWY, T. Microstructure characteristics of GFRP reinforcing bars in harsh environment. Advances in Materials Science and Engineering, v. 2019, p. 1 – 20, 2019.
- [9] D'ANTINO, T.; PISANI, M.A.; POGGI, C. Effect of the environment on the performance of GFRP reinforcing bars. Composites Part B: Engineering, v. 141, p. 123 – 136, 2018.
- [10] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 440-1R-15: Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bar. Farmington Hills, EUA, 2021.
- [11] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 440-3R-1517: Guide test methods for fiber-reinforced polymers (FRPs) for reinforcing or strengthening concrete structures. Farmington Hills, EUA 2015.



-
- [12] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D7705: Standard Test Method for Alkali Resistance of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Matrix Composite Bars used in Concrete Construction. West Conshohocken, EUA, West Conshohocken, USA, 2019.
- [13] PAN, Y.; YAN, D. Study on the durability of GFRP bars and carbon/glass hybrid fiber reinforced polymer (HFRP) bars aged in alkaline solution. *Composites Structures*, v. 261, p. 1 – 14, 2021.
- [14] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D3171: Standard Test Methods for Constituent Content of Composite Materials, West Conshohocken, USA, 2022.
- [15] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D7957: Standard Specification for Solid Round Glass Fiber Reinforced Polymer Bars for Concrete Reinforcement. West Conshohocken, PA, USA, 2022.
- [16] CERONI, F. et al. Durability issues of FRP rebars in reinforced concrete members. *Cement and Concrete Composites*, v. 28, p. 857 – 868, 2006.
- [17] MICELLI, F.; NANNI, A. Durability of FRP rods for concrete structures. *Construction and Building Materials*, v. 18, p. 491 – 503, 2004
- [18] MICELLI F.; CORRADI M.; AIELLO M.A.; BORRI A. Properties of aged GFRP reinforcement grids related to fatigue life and alkaline environment. *Appl Sci.* 2017; 7:1-13. <http://dx.doi.org/10.3390/app.7090897>.



02-009 - Avaliação do Efeito da Temperatura nas Propriedades Mecânicas das Barras de GFRP

MOURA, R.C.A.^{a,b,*}; LIMA, P.R. L.^b; RIBEIRO, D.V.^b

^a Programa de Pós-Graduação em Ciência Inovação e Modelagem em Materiais (PROCIMM), Departamento de Engenharias e Computação (DEC), Universidade Estadual de Santa Cruz (UESC), Rodovia Ilhéus-Itabuna, km 16, CEP 45662-900, Salobrinho, Ilhéus – BA, Brasil.

^b Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPEC), Universidade Federal da Bahia (UFBA), Rua Aristides Novis, nº 02, CEP 40210-630, Federação, Salvador – BA, Brasil.

* *rcmoura@uesc.br*

Resumo

As barras de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) têm sido usadas como reforço interno de estruturas de concreto armado para resolver problemas de corrosão eletroquímica que afetam as barras de aço. No entanto, apesar de seu bom desempenho e durabilidade, as barras de GFRP não são completamente imunes à degradação e podem sofrer alterações físicas e químicas relevantes em sua composição quando submetidos a elevadas temperaturas. O presente trabalho apresenta uma avaliação do comportamento mecânico de barras de GFRP que foram submetidas às temperaturas de 150°C, 300°C. Para esta investigação, barras de GFRP com três tipos de matriz (poliéster, éster vinílico e epóxi) foram avaliadas mecanicamente à tração e cisalhamento interlaminar. Os mecanismos de degradação foram avaliados utilizando as técnicas de análise calorimétrica exploratória diferencial (DSC) e microscopia eletrônica de varredura (MEV). Os resultados mostraram o tipo de matriz tem influência significativa no comportamento à tração das barras de GFRP, sendo que a matriz epóxi apresentou o melhor desempenho, seguido das barras com matriz éster vinílico e poliéster.

Palavras-chave: Barras de GFRP, Durabilidade, Degradação térmica, Interface, Matriz polimérica.

Evaluation of Temperature Effect on the Mechanical Properties of GFRP Bars

Abstract

Glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars have been used as internal reinforcement of reinforced concrete structures to solve electrochemical corrosion problems affecting steel bars. However, despite their good performance and durability, GFRP bars are not completely immune to degradation and can undergo relevant physical and chemical changes in their composition when subjected to high temperatures. The present work presents an evaluation of the mechanical behavior of GFRP bars that were subjected to temperatures of 150°C and 300°C. For this investigation, GFRP bars with three types of matrix (polyester, vinyl ester and epoxy) were mechanically evaluated in tensile strength and apparent shear strength. The degradation mechanisms were evaluated using the techniques of differential scanning calorimetric analysis (DSC) and scanning electron microscopy (SEM). The results showed that the type of matrix has a significant influence on the tensile behavior of GFRP bars, with the epoxy matrix showing the best performance, followed by bars with vinyl ester and polyester matrices.

Keywords: GFRP bars, Durability, Thermal Degradation, Interface, Polymeric Matrix.



1 Introdução

A barra de polímero reforçado com fibras de vidro (GFRP) é um material de construção estrutural que está atraindo considerável atenção devido às suas características físicas, químicas e mecânicas, como a resistência à corrosão eletroquímica, alta relação resistência-peso, baixa condutividade térmica, transparência eletromagnética, facilidade de fabricação, transporte e manuseio [1-3].

No entanto, o desempenho das barras de GFRP é severamente prejudicado quando expostas a elevadas temperaturas. Nessas condições, a matriz polimérica é aquecida, causando sua degradação térmica reversível ou irreversível, principalmente a partir da temperatura de transição vítrea (T_g) [3]. O aumento adicional da temperatura resulta na degradação da estrutura química da matriz e na perda irreversível da capacidade de transferir esforços e proteger as fibras de vidro [4]. Os efeitos do aquecimento são propagados para o inferior da barra, resultando em danos à interface fibra/matriz e à fibra de vidro. Como as fibras de vidro têm melhores propriedades térmicas em comparação à matriz, elas continuam suportando as cargas na direção longitudinal até temperaturas próximas a 980°C [5]. Como resultado, as propriedades mecânicas das barras de GFRP são prejudicadas.

Estudos avaliaram a resistência à tração de barras de GFRP após exposição a elevadas temperaturas [5-10], indicando que quando a temperatura está próxima à temperatura de transição vítrea da resina polimérica (T_g), há redução na resistência à tração de até 40% [9].

O projeto de estruturas de concreto reforçado com barras de GFRP é padronizado pelas normas CNR-DT203 [11], CAN/CSA-S806 [12] e ACI 440.1R-15 [13]. No entanto, os mecanismos de degradação em exposição a temperaturas elevadas de elementos de concreto armado com barras de GFRP ainda precisam de um maior aprofundamento de sua compreensão, devido principalmente aos diferentes tipos de matrizes poliméricas que podem ser utilizadas na fabricação das barras de GFRP e as poucas diretrizes de projeto existentes.

Assim, este estudo analisou o efeito da temperatura em três tipos de barras de GFRP (matriz epóxi, ester vinílica e poliéster), nas temperaturas de 150°C e 300°C . Os mecanismos de degradação na interface vergalhão/fibra foram avaliados, utilizando as técnicas de análise



termogravimétrica (TGA), calorimetria exploratória diferencial (DSC), microscopia eletrônica de varredura (MEV) e cisalhamento interlaminar.

2 Materiais e Métodos

2.1 Materiais

Para o desenvolvimento deste estudo utilizaram-se barras de GFRP com três tipos de matrizes poliméricas: poliéster isoftálica (GFRP-P), éster vinílica (GFRP-V) e epóxi (GFRP-E). O diâmetro nominal das barras utilizadas foi de 13 mm, com nervuras helicoidais. As barras foram produzidas por pultrusão, com reforço constituído por filamentos contínuos unidirecionais (rovings) de fibra de vidro, sendo as barras de GFRP-P e GFRP-V com fibra de vidro tipo E e as barras de GFRP-E com fibra de vidro tipo ECR, com resultados de caracterização apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Características físicas e mecânicas das barras de GFRP.

Propriedade	Método	GFRP-P	GFRP-V	GFRP-E
Massa específica (g/cm ³)	ASTM D 792:2020 [14]	2,1 ± 0,1	2,0 ± 0,1	1,9 ± 0,1
Conteúdo de Fibra de vidro (%)	ASTM D 3171:2015 [15]	82,2 ± 0,1	80,8 ± 0,1	81,2 ± 0,1
Área da seção transversal (mm ²)	ASTM D	134,2 ± 0,2	128,2 ± 0,3	112,7 ± 0,1
Resistência à tração (MPa)	7205:2015 [16]	818,2 ± 10,1	844,8 ± 1,6	971,3 ± 8,6

Fonte: Os Autores.

2.2 Métodos

2.2.1 Análise térmica

As análises térmicas foram realizadas em barras de GFRP para melhor compreensão seu comportamento após a exposição em elevadas temperaturas. A análise de calorimetria de varredura diferencial (DSC) foi realizada para obter informações sobre as propriedades físicas dependentes da temperatura.



As amostras foram analisadas em analisador termogravimétrico SDT Q600, da TA Instruments, utilizando aproximadamente 10 mg por amostra. Os testes foram realizados de acordo com o procedimento descrito na norma ASTM E1356 [17]. As amostras de barras de GFRP foram testadas em um ciclo de aquecimento com temperatura variando entre 35°C e 700°C, a taxa de aquecimento foi de 10°C/min e atmosfera de nitrogênio (taxa de purga: 10 ml/min).

2.2.2 Condicionamento dos corpos de prova

Os corpos de prova de barras de GFRP foram ensaiados a 23°C e em elevadas temperaturas (150°C e 300°C), superiores às temperaturas de transição vítrea (T_g) e próximo a temperatura de decomposição da matriz polimérica (T_d) [18]. Os corpos de prova foram aquecidos a uma taxa de 10°C/min, até a temperatura desejada, permanecendo neste patamar por 30 min [19].

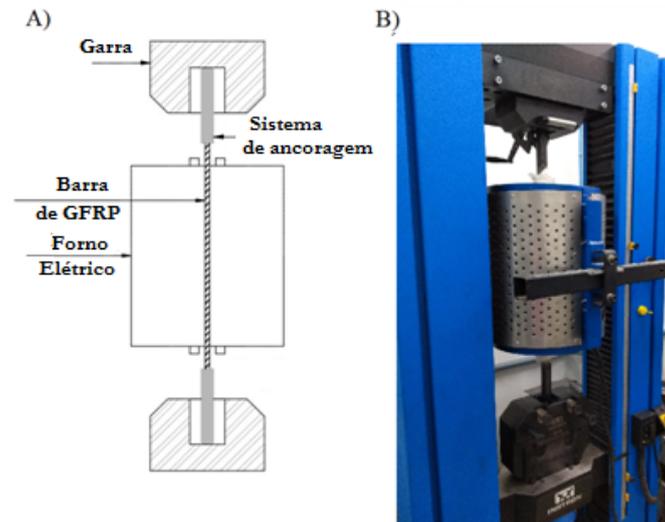
2.2.3 Preparação dos corpos de prova

Foi necessário utilizar um sistema de ancoragem nas extremidades destes corpos de prova, seguindo os procedimentos da norma ASTM D 7205 [16], que recomenda que as extremidades das barras GFRP sejam protegidas, evitando a concentração de tensões nesta região. Este sistema de ancoragem foi formado por argamassa expansiva (Split Star) e tubo de aço circular com diâmetro de 33 mm e comprimento de 200 mm. Para manter o alinhamento entre a barra de GFRP e o tubo metálico, foi necessário o uso de buchas plásticas de PVC no interior do tubo e uma moldura de madeira.

2.2.4 Ensaio de tração

Três corpos de prova de cada tipo de barra de GFRP com 1,0 m de comprimento foram preparados e submetidos ao ensaio de tração, sendo 27 corpos de prova. Após a preparação dos corpos de prova, foi realizado o ensaio de tração em uma máquina universal nos ensaios INSTRON 23-200, com célula de carga de 200 kN, equipada com forno elétrico vertical. Inicialmente, o corpo de prova foi posicionado nesta máquina (Figuras 1A). Em seguida, as extremidades foram envoltas em lã de cerâmica refratária, para evitar danos ao equipamento (Figura 1B) e, por fim, o forno vertical foi posicionado na região central do corpo de prova.

Figura 1. Preparação do ensaio para determinar a resistência à tração: A) Amostra de barra de GFRP and B) Forno elétrico instalado na barra de GFRP com isolamento térmico nas extremidades do forno.



Fonte: Os Autores.

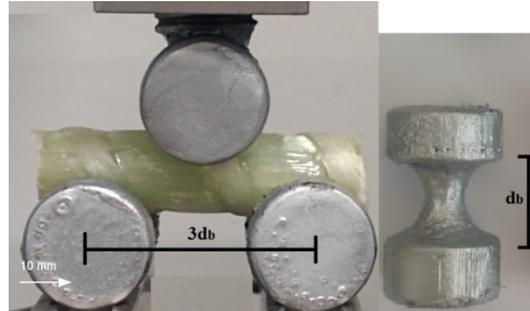
Após o posicionamento do corpo de prova, o forno foi aquecido até a temperatura desejada, permanecendo neste patamar durante 30 min, conforme descrito por [19]. Em seguida, o forno foi retirado para iniciar o carregamento do corpo de prova até sua ruptura, com uma taxa de deslocamento de 2.0 mm/min. As garras de fixação utilizadas foram mantidas em temperatura ambiente com o intuito de evitar mecanismos de ruptura prematura. Os dados de ensaio foram registrados pelo software Blue Hill Universal, vinculado ao equipamento utilizado.

2.2.5 Avaliação da interface fibra / matriz polimérica

a) Ensaio de cisalhamento interlaminar

Três conjuntos de cinco corpos de prova de cada tipo de barra de GFRP (P, V e E) foram expostos ao aquecimento até temperaturas de 150°C e 300°C e, em seguida, submetidos ao cisalhamento interlaminar. Este ensaio foi realizado em uma máquina universal INSTRON 2310, com célula de carga de 10 kN e taxa de deslocamento de 1.2 mm/min, na qual as amostras foram bi apoiadas e submetidas a uma carga na região central, seguindo os procedimentos da norma ASTM D 4475 [20], conforme mostrado na Figura 2. Os dados de ensaio foram registrados pelo software Blue Hill versão 3, vinculado ao equipamento utilizado.

Figura 2. Preparação do ensaio para determinar a cisalhamento interlaminar.



Fonte: Os Autores.

Os corpos de prova de barras de GFRP foram cortados com comprimento igual a quatro vezes o seu diâmetro, e a distância entre os apoios foi igual a três vezes esse diâmetro. A resistência ao cisalhamento interlaminar (S) foi calculada usando a Equação (1), onde (P) é a carga máxima.

$$S = \frac{0.849 \cdot P}{a_b^2} \quad (1)$$

b) Avaliação da microestrutura das barras de GFRP

A microestrutura das barras de GFRP foi avaliada antes e após a exposição a temperaturas elevadas, usando um microscópio eletrônico de varredura (MEV JEOL JSM-6390LV), contendo detector de elétrons secundários (SE), tensão para 15 kV e filamento de tungstênio. Amostras de 10 mm de comprimento foram cortadas transversalmente em relação ao eixo, polidas e metalizadas com uma camada de ouro pelo processo de deposição a vácuo. As micrografias foram utilizadas para identificar as alterações na matriz polimérica, fibras de vidro ou interface fibra-matriz, decorrentes da exposição a temperaturas elevadas.

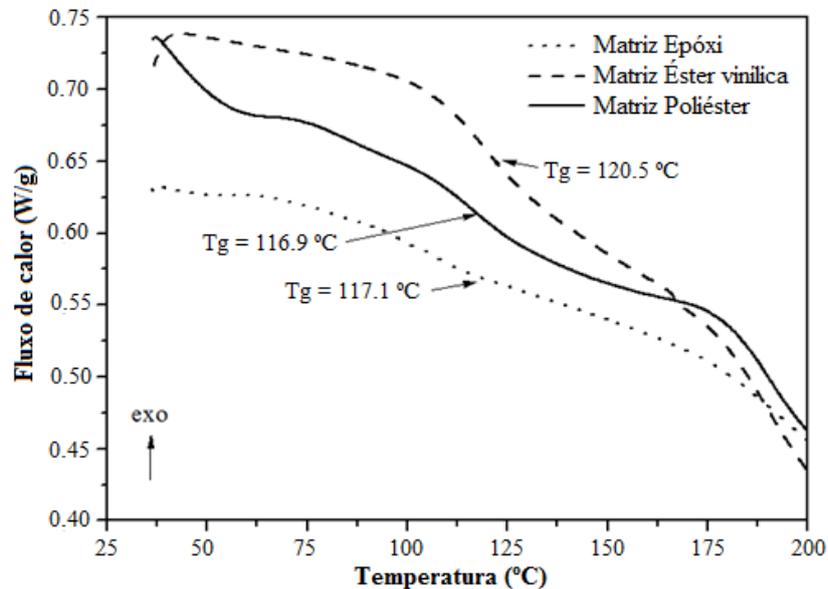
3 Resultados e discussões

3.1 Análise térmica

A Figura 3 apresenta os resultados obtidos pela análise DSC em amostras das barras de GFRP estudadas. Durante o aquecimento, observa-se que as matrizes poliméricas apresentam transição vítrea nas temperaturas de 116.9°C, 120.5°C e 117.1°C para as amostras de barras de GFRP com

matriz poliéster, éster vinílica e epóxi, respectivamente. Estes valores estão de acordo com o esperado, sendo superior ao mínimo de 110.0°C estabelecido pela norma ASTM 7957 [21].

Figura 3. Curvas de DSC das barras de GFRP.



Fonte: Os Autores.

A temperatura de transição vítrea pode ser atribuída a um relaxamento estrutural, uma vez que, após essa temperatura, o polímero tem a sua capacidade de transferir esforços para as fibras de vidro muito prejudicada, tendo um efeito negativo na resistência à tração das barras de GFRP. A partir da análise DSC, foram escolhidas as temperaturas de exposição das barras de GFRP a 150°C (valor superior e próximo às Tg) e 300°C (próximo ao início da decomposição da matriz polimérica das barras de GFRP) [18].

3.2 Efeito da temperatura nas propriedades mecânicas

3.2.1 Resistência à tração

A Figura 4 apresenta as curvas força-deslocamento na tração de barras de GFRP submetidos a temperatura ambiente (23°C) e elevadas temperaturas (150°C e 300°C). Verifica-se que os vergalhões testados nas temperaturas de 23°C e 150°C exibiram comportamento elástico até a ruptura, com ruptura frágil. Para temperatura de 300°C há um trecho linear até a carga máxima seguido de uma perda gradual de força até a ruptura.



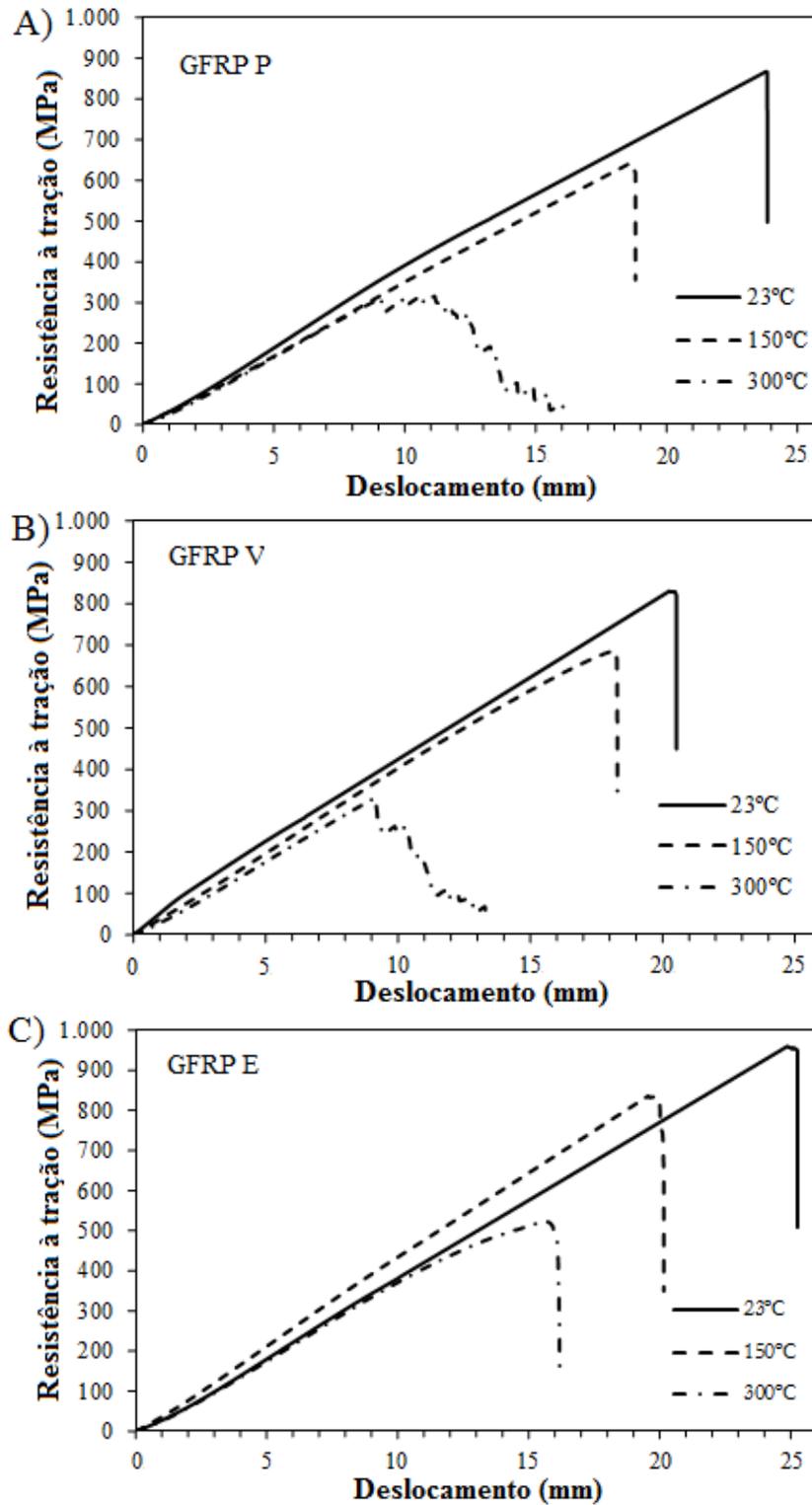
A Tabela 2 apresenta os resultados de resistência à tração dos corpos de prova de barras de GFRP calculados a partir dos resultados mostrados na Figura 4. É possível observar que houve redução na resistência à tração de todos os tipos de vergalhões de GFRP com o aumento da temperatura de exposição.

A degradação térmica sofrida pela matriz polimérica das barras de GFRP proporciona um aumento do espaçamento interatômico e quebra das ligações moleculares devido ao aquecimento. Consequentemente, a interface entre a matriz polimérica e as fibras de vidro foi danificada, refletindo em uma redução na transferência de esforços entre as fibras e a matriz. Essa perda de desempenho mecânico pode ser expressa em termos da redução dos valores de resistência à tração, conforme observado na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de tração das barras de GFRP submetidas à elevadas temperaturas.

Amostra	Tg (°C)	Temperatura (°C)	Resistência à tração média (MPa)	Retenção da resistência à tração (%)
GFRP-P	116,9	23,0	821,8 ±7,2	100,0
		150,0	612,6 ±2,4	74,5
		300,0	338,1 ±12,9	41,1
GFRP-V	120,5	23,0	844,8 ±1,2	100,0
		150,0	720,7 ±18,4	85,3
		300,0	336,4 ±11,1	39,8
GFRP-E	117,1	23,0	971,3 ±6,1	100,0
		150,0	871,1 ±17,6	89,7
		300,0	566,7 ±6,2	58,3

Fonte: Os Autores

Figura 4. Comportamento mecânico das barras de GFRP quando submetida à tração.

Fonte: Os Autores.



Esses resultados corroboram com as perdas de resistência à tração relatadas por Wang et al. [7], que observaram que as barras de GFRP com matriz de poliéster (diâmetro de 12.7 mm) perderam 24%, 42%, 47%, 64% e 91% de sua resistência à tração quando submetidas a temperaturas de 100°C, 200°C, 300°C, 400°C e 500°C, respectivamente, em comparação com as barras de GFRP analisados em temperatura ambiente (20°C). Rosa et al. [8] e Ashrafi et al. [9] mostraram que a resistência à tração de barras de GFRP com matriz epóxi submetidos a temperaturas de 150°C e 300°C foi reduzida em valores que variaram entre 34.5% e 43.3%, respectivamente, em relação aos corpos de prova testados à temperatura ambiente.

3.2.2 Resistência ao cisalhamento interlaminar

Para avaliar a degradação na interface fibra/matriz provocada pela exposição a elevadas temperaturas, amostras das barras de GFRP-P, GFRP-V e GFRP-E foram aquecidas nas temperaturas de 150°C e 300°C e posteriormente submetidas ao ensaio de cisalhamento interlaminar.

A Tabela 3 e a Figura 5 apresentam os resultados de resistência ao cisalhamento interlaminar (S) e a ruptura típica, respectivamente, das amostras das barras analisadas, expostas às temperaturas de 23°C, 150°C e 300°C.

Tabela 3. Resultados dos ensaios de cisalhamento interlaminar das barras de GFRP submetidas à elevadas temperaturas.

Amostra	Temperatura (°C)	Resistência à tração média (MPa)	Retenção da resistência à tração (%)
GFRP-P	23,0	47,1 ±0,9	100,0
	150,0	45,1 ±1,5	95,8
	300,0	41,6 ±0,3	88,4
GFRP-V	23,0	47,5 ±2,8	100,0
	150,0	45,5 ±0,2	95,8
	300,0	41,6 ±1,7	87,5
GFRP-E	23,0	45,5 ±0,7	100,0
	150,0	43,9 ±0,9	96,4
	300,0	40,7 ±1,7	89,5

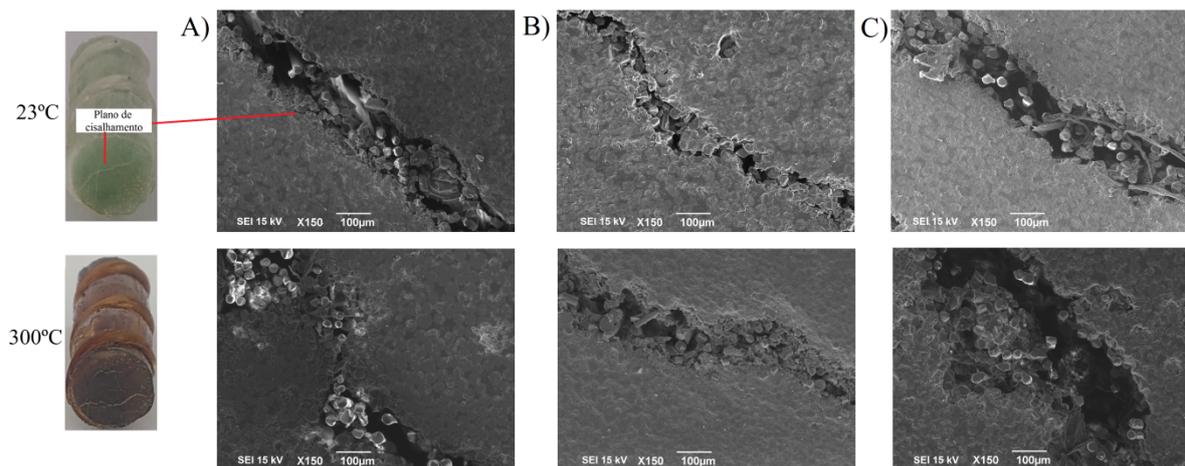
Fonte: Os Autores

Os resultados obtidos indicam claramente que a exposição a elevadas temperaturas teve um impacto imediato na degradação da resistência ao cisalhamento interlaminar. Com o aquecimento das barras de GFRP, o coeficiente de expansão térmica é influenciado principalmente pelas propriedades das fibras de vidro (direção longitudinal da barra), que exibem elevado desempenho em elevadas temperaturas, enquanto, na direção transversal às fibras de vidro, o coeficiente de expansão térmica é influenciado pela resina polimérica, com o cisalhamento interlaminar [22] e, conseqüentemente, ocorre a degradação da interface fibra-matriz [1, 9]. Assim, é esperada uma redução na resistência ao cisalhamento de uma barra de GFRP a partir da exposição a elevadas temperaturas, o que corrobora os resultados apresentados na Tabela 4, pois a resistência à tração da barra de GFRP depende da transferência de esforços através da matriz polimérica.

3.2.3 Análise microestrutural

Visando uma melhor compreensão dos mecanismos de falha, as amostras submetidas ao teste de cisalhamento interlaminar foram analisadas em MEV, conforme apresentado na Figura 5.

Figura 5. Micrografias das barras de GFRP após o ensaio de cisalhamento interlaminar nas temperaturas de 23°C e 300°C.



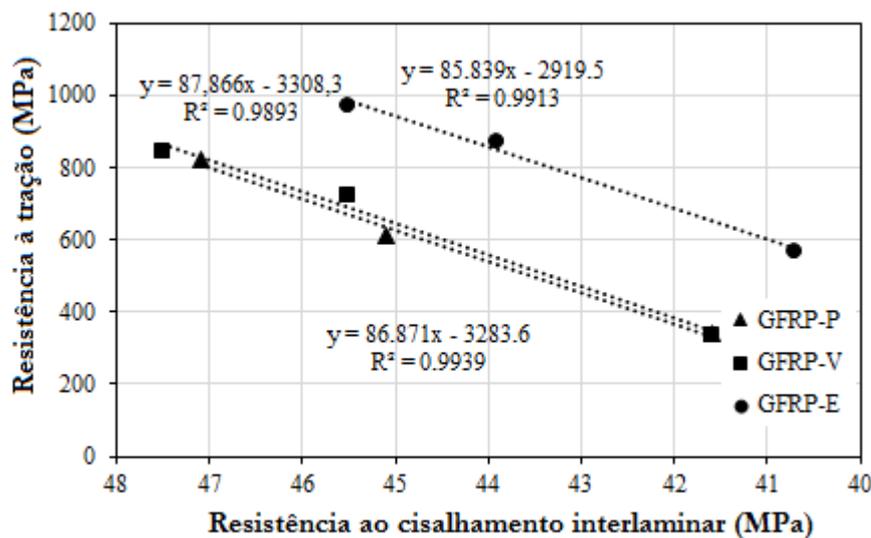
Fonte: Os Autores

Todas as amostras falharam devido ao cisalhamento horizontal, com aparecimento de fissuras horizontais no plano médio abaixo do ponto de aplicação da carga, espalhando-se para as extremidades do corpo de prova (ruptura por cisalhamento) e indicando que, nesta região, a interface fibra/matriz possui menor resistência. Verifica-se que houve ruptura frágil da matriz polimérica e descolamento das fibras de vidro em todas as amostras. A amostra de GFRP-E apresentou menor dano, mesmo com o aumento da temperatura para 300°C, seguido do GFRP-V, GFRP-P.

Analisando comparativamente a resistência à tração e a resistência ao cisalhamento das barras de GFRP em elevadas temperaturas, verifica-se que a resistência à tração diminui linearmente com o aumento da temperatura de exposição, como mostrado na Figura 6.

A partir da regressão linear dos dados de resistência à tração e resistência ao cisalhamento interlaminar das barras de GFRP com R^2 aproximadamente 0.99, foi possível obter equações de correlação destas variáveis, indicando a possibilidade de aplicação na previsão da resistência à tração a partir da resistência ao cisalhamento interlaminar.

Figura 6. Relação entre a resistência à tração e resistência ao cisalhamento interlaminar das barras de GFRP submetidas a elevadas temperaturas.



Fonte: Os Autores



4 Conclusões

Neste estudo, três tipos de barras de GFRP (matrizes poliéster, éster vinílica e epóxi), foram submetidas à exposição nas temperaturas de 150°C e 300°C. A partir dos resultados apresentados neste trabalho, é possível concluir que:

- A resistência à tração das barras de GFRP diminuiu significativamente quando submetidos a elevadas temperaturas, sendo 300°C a temperatura crítica, na qual ocorreu a decomposição da matriz polimérica, liberando calor e voláteis tóxicos;
- As barras de GFRP exibiram comportamento elástico, mesmo quando aquecidos nas temperaturas de 150°C e 300°C, porém ocorreu uma gradual redução no deslocamento e, conseqüentemente, uma redução na carga necessária para atingir sua ruptura;
- A influência do tipo de matriz polimérica foi significativa no comportamento à tração das barras de GFRP. Nesse sentido as barras de GFRP com matriz polimérica epóxi apresentaram o melhor desempenho, seguido daquelas com matrizes éster vinílica e poliéster;
- Com a análise microestrutural das barras de GFRP, foi possível verificar que a interface fibra matriz foi degradada com maior intensidade na temperatura de 300°C;
- A correlação entre a resistência à tração e resistência ao cisalhamento interlaminar das barras de GFRP indica a possibilidade de sua aplicação na previsão da resistência à tração a partir da resistência ao cisalhamento interlaminar.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado da Bahia (FAPESB), ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Tecnológico e Científico do Brasil (CNPq), à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), Laboratório de Ensaio em Durabilidade dos Materiais (LEDMA/UFBA), Laboratório de Materiais (Universidade Estadual de Feira de Santana), ao Programa de Pós-graduação em Engenharia

Civil da Universidade Federal da Bahia (PPEC/UFBA) e à Universidade Estadual de Santa Cruz (Projeto de Pesquisa nº SEI: 073.17253.2023.0036603-11).

5 Referências

- [1] MANALO, A.; MARANAN, G.; BENMOKRANE, B.; PRIMO, P.; ALAJARMEH, O.; FERDOUS, LIANG, W. R.; HOTA, G. Comparative durability of GFRP composite reinforcing bars in concrete and in simulated concrete environments, *Cement and Concrete Composites*, v. 109, p. 1–14, 2020.
- [2] ROSA, I.; SANTOS, P.; FIRMO, J. P.; CORREIA, J. R. Fire behaviour of concrete slab strip s reinforced with sand-coated GFRP bars. *Composites Structures*, v. 244, p. 1–15, 2020.
- [3] ASLANI, F. Residual bond between concrete and reinforcing GFRP rebars at elevated temperatures. *Structures and Buildings*, v. 172, p. 127–140, 2019.
- [4] FIB: International Federation for Structural Concrete. FRP reinforcement in RC structures. Switzerland: FIB, 2007.
- [5] ROBERT, M.; BENMOKRANE, B. Behaviour of GFRP reinforcing bars subjected to extreme temperatures. *Journal Composites for Construction*, v. 14, p. 353–360, 2010.
- [6] WANG, X.; ZHA, X. Experimental research on mechanical behavior of GFRP bars under high temperature. *Applied Mechanics and Materials*, v. 71–78, p. 3591-3594, 2011.
- [7] WANG, Y. C.; WONG, P. M. H.; KODUR, V. An experimental study of the mechanical properties of fibre reinforced polymer (FRP) and steel reinforcing bars at elevated temperatures, *Composites Structures*, v. 80, p: 131–140, 2007.
- [8] ROSA, I. C.; J. FIRMO, P.; CORREIA, J. R.; BARROS, J. A. O. Bond behavior of sand coated GFRP bars to concrete at elevated temperature – Definition of bond vs. slip relations, *Composite Part B: Engineering*, v.160, p. 329–340, 2019.
- [9] ASHRAFI, H.; BAZLI, M.; OSKOUEI, A. V.; BAZLI, L. Effect of sequential exposure to UV radiation and water vapor condensation and extreme temperatures on the mechanical properties of GFRP bars, *Journal of composites for construction*, v. 22, p. 1–16, 2018.
- [10] ASHRAFI, H.; BAZLI, M.; NAJAFABADI, E. P.; OSKOUEI, A. V. The effect of mechanical and thermal properties of FRP bars on their tensile performance under elevated temperatures, *Construction and Building Materials*, v. 157, p. 1001–1010, 2017.
- [11] CNR – DT 203. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-reinforced Polymer Bars, National Research Council, Rome, Italy; 2006.
- [12] CAN - Canadian Standards Association. Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers, S806, Toronto, Canada, 2012.
- [13] ACI - American Concrete Institute. Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars; ACI 440.1R-15. ACI: Farmington Hills, USA, 2015.
- [14] ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Methods for Density and Specific Gravity of Plastics by Displacement, ASTM D 792, West Conshohocken, PA, 2020.



- [15] ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Methods for Constituent Content of Composite Materials, ASTM D 3171, West Conshohocken, PA, 2015.
- [16] ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Methods for Tensile Properties Matrix Composite Materials, ASTM D 7205, West Conshohocken, PA, 2016.
- [17] ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Methods for Assignment of the Glass Transition Temperatures by Differential Scanning Calorimetry, ASTM E 1356, West Conshohocken, PA, 2008.
- [18] MOURA, R. C. A.; LIMA, P. R. L.; RIBEIRO, D. V. Effect of temperature on mechanical behaviour of concrete reinforced with different types of GFRP bar, *Polymers*, v. 14, p. 01-21, 2022.
- [19] CORREIA, J. R.; GOMES, M. M. PIRES, J. M.; BRANCO, F. A. Mechanical behaviour of pultruded glass fibre reinforced polymer composites at elevated temperature: Experiments and model assessment, *Composite Structures*, v. 98, p. 303–313, 2013.
- [20] ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Methods for Apparent Horizontal Shear Strength of Pultruded Plastic Rods by the Short-Beam Method - ASTM D 4475, West Conshohocken, PA, 2016.
- [21] ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard specification for solid round glass fiber reinforced polymer bars for concrete reinforcement, ASTM D 7957, West Conshohocken, PA, 2017.
- [22] SAAFI, M. Effect of fire on FRP reinforced concrete members, *Concrete structures*, v. 58, p. 11–20, 2002.



02-010 - Identificação de Manifestações Patológicas e Classificação Segundo a NBR 9452:2023 de Ponte Rodoviária

SAMPAIO, L. C. B.^{a*}; RODRIGUES JR., A. P. C.^b

^a PPEC, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Bahia, Brasil;

^b Edro Engenharia, Fortaleza, Ceará, Brasil.

* *luma.crystys@gmail.com*

Resumo

A inspeção da Obra de Arte Especial (OAE) foi demandada para viabilizar a reabilitação da ponte em estudo, tendo como finalidade a durabilidade da estrutura e a garantia de sua vida útil, beneficiando seus usuários, além de manter o equipamento em bom estado de conservação e sempre adequado ao atendimento das demandas de utilização deste bem público. Ao realizar-se a inspeção da ponte, pôde-se classificar a OAE conforme NBR 9452:2023[9], com relação aos parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade, refletindo a gravidade dos problemas, ficando com notas nos parâmetros 2, 2 e 1, respectivamente.

Palavras-chave: *Inspeção; recuperação estrutural; ponte.*

Identification of Pathological Manifestations and Classification According to NBR 9452:2023 of Road Bridge

Abstract

The inspection of the Special Work of Art (OAE) was required to enable the rehabilitation of the bridge under study, with the purpose of ensuring the durability of the structure and guaranteeing its useful life, benefiting its users, in addition to keeping the equipment in good condition and always suitable for meeting the demands of using this public asset. When the inspection of the bridge was carried out, the OAE was classified according to NBR 9452:2023[9], with regard to the structural, functional and durability parameters, reflecting the severity of the problems, with scores in the parameters 2, 2 and 1, respectively.

Keywords: *Inspection; structural recovery; bridge.*



1 Introdução

Pontes são estruturas destinadas a transposição de obstáculos à continuidade de uma via, tais como rios, braços de mar, entre outros [1]. Podem ser divididas, sob ponto de vista funcional, em infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura. Infraestrutura trata-se do conjunto dos elementos estruturais por meio dos quais são transmitidos ao terreno de implantação da obra, rocha ou solo, os esforços recebidos da mesoestrutura. A mesoestrutura constitui-se pelos elementos estruturais que recebem os esforços da superestrutura e os transmite à infraestrutura, em conjunto com esforços recebidos diretamente de outras forças solicitantes, como pressões do vento e da água em movimento. Já a superestrutura é o conjunto dos elementos de suporte imediato do estrado, constituindo a parte útil da obra de arte especial, sob o ponto de vista de sua finalidade [2].

Na rede rodoviária brasileira existem pontes de diferentes idades, projetadas e dimensionadas segundo diferentes critérios. Este conjunto heterogêneo de obras, envelhecidas e degradadas, deve ser cuidadosa e regularmente inspecionado, para que sejam avaliadas capacidade de carga, segurança e conforto que oferecem aos usuários e as necessidades de manutenção e melhorias. [3]. A conservação de pontes fica em evidência principalmente quando acontece um acidente estrutural. A falta de políticas e estratégias voltadas para a conservação de pontes nas esferas federal, estaduais e municipais, no Brasil, impacta desde o escoamento da cadeia produtiva até o risco à integridade física dos cidadãos [4].

Nos Estados Unidos, em 1968, a Lei Rodoviária Federal estabeleceu o Programa Nacional de Inspeção de Pontes, exigindo dos estados inventariar e inspecionar todas as pontes rodoviárias do sistema de ajuda federal. Posteriormente, o Congresso expandiu este programa de inspeção obrigatória para incluir todas as pontes nas vias públicas. Com isso, quase todas as pontes rodoviárias nos Estados Unidos são inspecionadas por meio de inspeção visual [5].

O método de Inspeção Visual é a avaliação técnica não destrutiva predominante usada para inspeções de pontes. Os inspetores atribuem uma nota de classificação que reflete a situação estrutural de uma ponte, fornecendo mecanismos para monitoramento da degradação e do desempenho, possibilitando que as pontes continuem a satisfazer todos os requisitos de manutenção aplicáveis [6].



Diante deste cenário, a inspeção de pontes se constitui em ação essencial para sua análise estrutural e sua avaliação do grau de risco. Convém destacar que, pode-se constatar que muitas dessas pontes não apresentam viabilidade técnica e econômica para serem recuperadas e reforçadas, pelas condições altamente desfavoráveis da relação custo-benefício, quando comparadas a obras novas. Ou seja, a substituição por uma nova ponte poderá ser a condição mais apropriada, tanto do ponto de vista técnico, quanto financeiro [4].

Estas estruturas estão sujeitas a um conjunto de ações que leva ao seu envelhecimento, devido aos processos de deterioração, muitas vezes deixando de responder às exigências para as quais foram projetadas. Estes processos de degradação atingem as pontes de concreto no mundo todo, exigindo manutenção ou reabilitação [7].

A inspeção visual é uma das ferramentas mais versáteis e poderosas para monitoramento de pontes em concreto armado, permitindo a identificação de problemas aparentes e superficiais. Sua eficácia depende da experiência e do conhecimento do investigador, sendo estes imprescindíveis para o sucesso da inspeção. O conhecimento sobre a técnica construtiva da estrutura ajuda na antecipação da localização de possíveis anomalias no concreto. Além disso, conhecimento sobre os mecanismos de dano orientam o investigador na escolha dos parâmetros que devem ser medidos. Finalmente, o conhecimento do comportamento estrutural fornecerá informações valiosas sobre atenção a elementos estruturais mais vulnerável à existência de defeitos. [8]

Os dados coletados das inspeções devem ser reproduzíveis e servir de referência para futuras investigações, sendo limitados pelo tempo alocado e pelo orçamento do projeto. A saúde da estrutura é monitorada e classificada em termos de nível de dano. Depois de classificar o nível de dano, vários métodos de ensaios não destrutivos podem ser associados para uma possível investigação detalhada da ponte. Por fim, permite a tomada de decisão oportuna para indicação de atividades de manutenção, que são as intervenções rotineiras aplicadas à estrutura para preservar o desempenho e a saúde estrutural, reparo, reabilitação e/ou tratamento emergencial, como reforço ou interdição. [8]



O objetivo desta inspeção é a caracterização e o registro do quadro patológico apresentado pela estrutura da ponte estudada, de modo a permitir a avaliação de suas condições de durabilidade, de funcionalidade e de estabilidade, conforme NBR 9452:2023[9], possibilitando a formulação do diagnóstico, a definição de prioridades de intervenção e o embasamento do prognóstico da estrutura.

2 Localização da Ponte

A Ponte sobre o Rio Itapecuru, também conhecida como Ponte da Trizidela, está localizada na zona urbana do município de Coroatá – MA, na Rodovia MA-020, a uma distância aproximada de 250,00 km da capital do Estado, São Luís, tendo com coordenadas a latitude $4^{\circ}7'33.20''S$ e a longitude $44^{\circ}7'47.85''O$, conforme Figura 1.

Figura 1. Localização da Ponte sobre o Rio Itapecuru



Fonte: Google Eath, 2021.

3 Metodologia

A fase inicial da Inspeção consistiu da coleta das informações gerais do contexto em que está inserida a ponte e dos informes construtivos disponíveis. O roteiro de análise da estrutura teve como parâmetro o Anexo D da Norma Brasileira de Inspeção de Pontes, Viadutos e Passarelas



[9], sendo classificada segundo os parâmetros estrutural, funcional e durabilidade, onde, segundo a citada norma:

- **Parâmetros estruturais** são aqueles relacionados à segurança estrutural da OAE, referentes à sua estabilidade e capacidade portante, sob o critério de seus estados limites último e de utilização, conforme ABNT NBR 6118;
- **Parâmetros funcionais** são os aspectos da OAE relacionados diretamente aos fins a que ela se destina, devendo, para tanto, possuir requisitos geométricos adequados, como: visibilidade, gabaritos verticais e horizontais, devendo, também, proporcionar conforto e segurança a seus usuários;
- **Parâmetros de durabilidade** referem-se às características da OAE diretamente associadas à sua vida útil, ou seja, com o tempo estimado em que a estrutura deve cumprir suas funções em serviço.

A avaliação de sua condição da OAE, com base em parâmetros citados acima, pode ser excelente, boa, regular, ruim, crítica ou emergencial, associando notas, que variam 5 a 0, refletindo a maior ou menor gravidade dos problemas detectados. A nota final da Obra de Arte Especial será a menor nota atribuída ao parâmetro analisado.

4 Tipologia Estrutural

A Ponte sobre o Rio Itapecuru, também chamada Ponte da Trizidela, liga os Bairros Centro e Trizidela, localizada na sede do Município de Coroatá - MA, absorve tráfego intenso de veículos de carga para o transporte de grãos na região. Está sujeita à exposição das condições climáticas e ambientais, enquadrando-se na Classe de Agressividade Ambiental II, conforme preconiza a NBR 6118:2024 [10]. A ponte foi construída em meados da década de 60, possui um comprimento total de 126,50m com traçado retilíneo e largura de 9,79m. Possui duas faixas de rolamento, com 7,35m de largura e 9 juntas de movimentação transversais. Seus passeios possuem largura de 1,12m e estrutura de guarda-corpo em concreto armado, com módulos de dimensões de 2,00mx1,10mx0,10m. Possui 9 eixos, sendo 2 destes compostos por muros de encontro. A estrutura desta OAE foi executada em concreto armado, distribuída em:



4.1 Superestrutura

Composta por 8 vãos, com vigas transversinas e 2 vigas longarinas. As vigas transversinas apresentam altura de 1,26m. As vigas longarinas apresentam comprimento de aproximadamente 16,00m em cada vão e seção transversal de 0,45mx1,56m.

4.2 Mesoestrutura

Composta por 9 eixos, divididos em 18 aparelhos de apoio metálicos, 2 encontros e 7 eixos de pilares. Os pilares, por sua vez, apresentam duas configurações distintas: 2 linhas de pilares (semicirculares na sua face externa) com 1 viga de travamento e pilares paredes, estes compõem os 03 eixos centrais (eixos 4 à 6). Os pilares apresentam perímetro de 5,10m e alturas variáveis. As vigas de travamento possuem espessura de 1,00m e comprimento de 5,90m. Os pilares paredes têm largura de 9,70m, espessura de 1,00m e alturas variáveis.

4.3 Infraestrutura

Encontrava-se submersa durante a inspeção, não sendo viável sua inspeção sem equipamentos adequados de mergulho. Na Figura 2, temos uma visão geral da estrutura da Ponte sobre o Rio Itapecuru.

Figura 2. Ponte sobre o Rio Itapecuru.



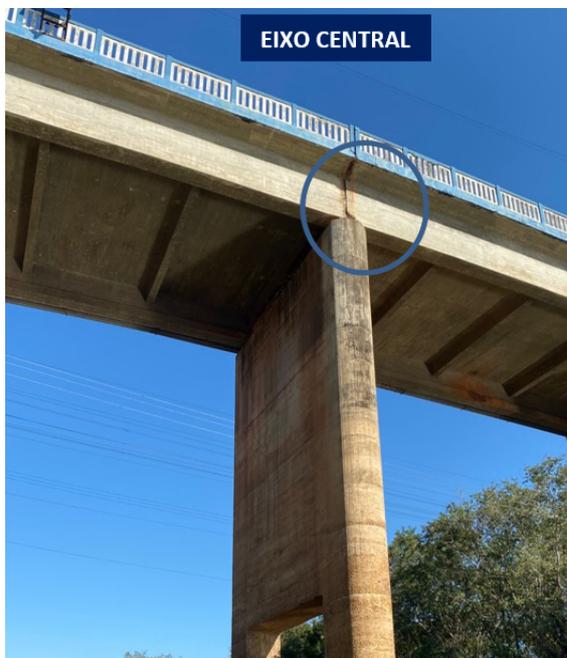
Fonte: Os Autores.

5 Inspeção Visual e Registro das Anomalias Identificadas

Os trabalhos de inspeção foram realizados, de forma tátil-visual, para averiguar a natureza, a extensão e a evolução dos problemas patológicos, registrados em tomadas fotográficas. Pôde-se observar:

- Esmagamento do concreto da região de apoio da longarina no eixo central (eixo 5) e necessidade de substituição de todos os apoios metálicos (Figura 3). Trata-se da anomalia de maior criticidade. A zona de aresta das vigas longarinas é apoiada em aparelho de apoio metálico, onde existe deslocamento de concreto, devido às tensões provocadas pela expansão da armadura corroída ocasionando a ruptura do concreto de apoio da longarina e uma acomodação por distorção angular, causando uma deformabilidade excessiva na altura do tabuleiro, crinado momentos de 2ª ordem não projetados no cálculo inicial. Na Figura 4 é possível ver o desnível no pavimento em decorrência da acomodação do elemento estrutural.

Figura 3. Eixo Central (Eixo 5) – Esmagamento da viga longarina.



Fonte: Os Autores.

Figura 4. Eixo Central (Eixo 5) – Desnível no pavimento em decorrência da acomodação do elemento estrutural.



Fonte: Os Autores.

- Juntas de movimentação transversais obstruídas e deterioradas (Figura 5);

Figura 5. Juntas de movimentação transversais – Obstrução e deterioração.



Fonte: Os Autores.

- Manchas de umidade e de produtos de corrosão oriundos dos buzinos, localizadas principalmente na laje e nas vigas (Figura 6);

Figura 6. Manchas de umidade.



Fonte: Os Autores

- Apresenta em diversos pontos cobrimento deficiente (Figura 7);

Figura 7. Cobrimento das armaduras insuficiente.



Fonte: Os Autores

- Presença de fissuras, principalmente ao longo da laje e das vigas (Figura 8);

Figura 8. Presença de fissuras nos elementos estruturais.



Fonte: Os Autores.

- Presença de armaduras corroídas e expostas, com seções reduzidas e deslocamentos no concreto (Figura 9);

Figura 9. Deslocamento de concreto e presença de armadura corroída.



Fonte: Os Autores

- Deterioração biológica, presença de vegetação entre os pilares e os bloco, além da presença de túneis (caminhos) de cupins e de ninhos de joão de barro sobre a superfície de concreto (Figura 10).

Figura 10. Deterioração biológica – presença de ninhos e vegetação.



Fonte: Os Autores

Apesar da ponte ter sofrido intervenção pontual, em um dos seus encontros, seu estado de conservação continua comprometido, dentre outros fatores, pela ausência de intervenções e/ou de manutenções corretivas eficazes em todos os elementos estruturais do equipamento público.

6 Classificação da OAE Conforme NBR 9452:2023

Os procedimentos utilizados e descritos a seguir têm por base a expertise da equipe técnica e na norma ABNT NBR 9452:2023. A fase inicial da Inspeção consistiu na coleta das informações gerais do contexto em que está inserida a ponte, bem como, da coleta de documentos, das inspeções já realizadas na OAE e dos informes construtivos disponíveis. O roteiro de análise da estrutura teve base no Anexo D da Norma Brasileira que detalha o procedimento inspeção de Obras de Arte Especiais - OAE [9]. Estas avaliações são apresentadas nas Tabelas 1, 2 e 3, enquanto a Tabela 4 apresenta a classificação da ponte quanto aos parâmetros estrutural, funcional e durabilidade, refletindo a gravidade dos problemas detectados.

**Tabela 1.** Nota de classificação segundo parâmetro estrutural.

Nota quanto ao parâmetro estrutural	Nota de classificação
Tabela E2 da 9452:2023.	2
Tabela E3 da 9452:2023.	2
Nota de Classificação	2

Fonte: Os Autores.

Tabela 2. Nota de classificação segundo parâmetro funcional

Nota quanto ao parâmetro funcional	Nota de classificação
Nota de Classificação	2

Fonte: Os Autores.

Tabela 3. Nota de classificação segundo parâmetro de durabilidade

Nota quanto ao parâmetro estrutural	Nota de classificação
Tabela E7 da 9452:2023.	1
Tabela E8 da 9452:2023.	3
Nota de Classificação	1

Fonte: Os Autores.

Tabela 4. Classificação da OAE

Parâmetro	Nota Final	Condição
Estrutural	2	Ruim
Funcional	2	Crítica
Durabilidade	1	Crítica

Fonte: Os Autores.

7 Considerações Finais

A OAE estudada encontra-se em elevado grau de deterioração, quanto à sua estrutura, estando presentes danos que comprometem a sua segurança, porém sem risco iminente de colapso,



apresentando ainda, manifestações patológicas com prognóstico de evolução e progressão favorável, que se não tratadas brevemente, poderá levar a estrutura a um grau de solitação de tal magnitude que resultará, com o tempo, no colapso estrutural, necessitando, de significativas intervenções a curto prazo. Possui ainda sua funcionalidade visivelmente comprometida, submetendo os usuários a riscos de segurança, requerendo intervenções de curto prazo.

8 Referências

- [1] MARCHETTI, O. Pontes de concreto armado, São Paulo: Blucher, 2 ed., 2018, 246 p.
- [2] PFEIL, W. Pontes em concreto armado, Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 3 ed., 1985, 225 p.
- [3] DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. - Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias. - IPR 709, Rio de Janeiro, 2004.
- [4] VITÓRIO, J. A. P. Avaliação do grau de risco estrutural de pontes rodoviárias de concreto. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 50º, Salvador, 2008, Anais, Salvador, 2008.
- [5] GRAYBEAL, B. A.; PHARES, B. M.; ROLANDER, D. D.; MOORE, M.; WASHER, G. Visual Inspection of Highway Bridges. Journal of Nondestructive Evaluation, v. 21, n. 3, 2002; p. 67-83.
- [6] FHWA – FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Reliability of visual inspection for highway bridges. Volume I: final report. - FHWA-RD-01-020, Atlanta, 2001.
- [7] SAHUINCO, M. H. C.; BITTENCOURT, T. N. Utilização de métodos não destrutivos e semi destrutivos na avaliação de pontes de concreto: estudo de caso. São Paulo, 1986, Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 26 p.
- [8] REHMAN, S. K.U.; IBRAHIM, Z.; MEMON, S. A.; JAMEEL, M. Nondestructive test methods for concrete bridges: A review. Construction and Building Materials. n. 107, 2016; p. 58-86.
- [9] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Inspeção de pontes, viadutos e passarelas - procedimento. - NBR 9452, Rio de Janeiro, 2023.
- [10] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2024.



02-011 - Metacaulim e sua contribuição na durabilidade do concreto: uma revisão sistemática da literatura

MARTINS FILHO, J. P.^{a,*}; BEZERRA, N. R.^a; SILVA, C. J. V.^a; BESERRA, L. G.^a; COSTA, P. P.^a

^a Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba – IFPB *Campus* Cajazeiras, Rua José Leôncio da Silva, 300, Lot. Jardim Oásis, Cajazeiras - PB, 58900-000, Brasil

* josefilhosg1@gmail.com

Resumo

O concreto é um material comumente usado no Brasil, sua aplicação acontece de diversas maneiras, principalmente em elementos estruturais com a perspectiva de vida útil de 50 anos. No entanto, alguns fatores podem reduzir a sua durabilidade, com isso, a busca pela produção de concretos duráveis e com alta resistência é constante no setor de pesquisas científicas. Uma alternativa para a melhoria das propriedades do concreto são as adições minerais, desse modo, o referido artigo possui como objetivo analisar a relação existente entre o uso do metacaulim na produção do concreto e a sua durabilidade. Para isso, foi realizada uma revisão sistemática da literatura seguindo as seguintes etapas: formulação da questão de pesquisa, criação do protocolo, busca sistemática, seleção de estudos ou filtro, avaliação, síntese e escrita da revisão. A base de dados para pesquisa foi a *Scientific Electronic Library Online* e o periódico CAPES, as palavras-chave usadas foram concreto, metacaulim e durabilidade, usando como recurso o operador booleano *AND*. Como resultado, foram encontrados 43 trabalhos somando as duas bases, no entanto, após a aplicação do filtro e a análise restaram 7 artigos. Após a revisão dos trabalhos foi possível atribuir que o uso do metacaulim na produção do concreto contribui de maneira positiva para a sua durabilidade, possuindo forte ação combatente contra a carbonatação, ataque por sulfatos e cloretos e aumentando a resistência do concreto à compressão.

Palavras-chave: Revisão sistemática. Concreto. Metacaulim. Durabilidade.

Metacaulim and its contribution to the durability of concrete: a systematic review of the literature.

Abstract

Concrete is a material commonly used in Brazil, its application takes place in different ways, mainly in structural elements with a expected useful life of 50 years. However, some factors can reduce its durability, therefore, the search for the production of durable and high-resistance concrete is constant in the scientific research sector. An alternative for improving the properties of concrete are mineral additions, therefore, this article aims to analyze the relationship between the use of metakaolin in the production of concrete and its durability. To this end, a systematic review of the literature was carried out following the following steps: formulation of the research question, creation of the protocol, systematic search, selection of studies or filter, evaluation, synthesis and writing of the review. The database for research was the Scientific Electronic Library Online and the journal CAPES, the keywords used were concrete, metakaolin and durability, using the Boolean operator *AND* as a resource. As a result, 43 works were found combining the two bases, however, after applying the filter and analysis, 7 articles remained. After reviewing the work, it was possible to attribute that the use of metakaolin in the production of concrete contributes positively to its durability, having a strong combating action against carbonation, attack by sulfates and chlorides and increasing the concrete's resistance to compression.

Keywords: Systematic review. Concrete. Metakaolin. Durability.



1 Introdução

O concreto é um material comumente utilizado na construção civil, principalmente na execução de peças estruturais. Isso se dá pelo fato de ser um material que para sua produção, não necessita de mão de obra especializada, além disso, seu custo é relativamente acessível, tornando assim, a sua produção como uma das mais comuns. O concreto enquanto material de grande uso no Brasil, é composto fundamentalmente por cimento, agregado miúdo, agregado graúdo, água e em alguns casos aditivos, que são capazes de modificar algumas propriedades do concreto, geralmente em seu estado fresco.

O aparecimento de novas tecnologias e descobertas estão possibilitando cada vez mais o desenvolvimento de concretos com alta resistência e que possua grande durabilidade. O conceito de durabilidade segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), está relacionado com a capacidade da estrutura resistir aos agentes ambientais previstos e definidos durante a fase de projeto, neste sentido, é possível afirmar que, as estruturas de concreto armado são projetadas para resistir aos agentes agressivos que a deteriora e assim, assegurar o que está definido por norma, que de acordo com a NBR 15575 (ABNT, 2013) o tempo de vida útil de projeto para estruturas é de no mínimo 50 anos, considerando vida útil como a capacidade da estrutura desempenhar suas funções para a qual foi projetada sem a necessidade de manutenções e reparos significativos.

Por mais que a estrutura de concreto armado tenha sido projetada para um tempo de vida útil determinada, as ações do ambiente no qual ela está inserida pode ser prejudicial a sua durabilidade, Mehta e Monteiro (2014) dissertam que há dois tipos de efeitos que podem deteriorá-lo e afetar a sua durabilidade, são eles físicos e químicos, este inclui a lixiviação da pasta de cimento em decorrência de algumas reações ácidas, expansivas envolvendo ataque por sulfatos, reação álcali-agregado e corrosão nas armaduras contidas no concreto e aquele está relacionado com o desgaste superficial do concreto, a fissuração devido a cristalização dos sais nos poros e a variação de temperatura, como é o caso do gelo, degelo e altas temperaturas.

Diante disso, a busca por produzir um concreto com maior tempo de durabilidade é constante na contemporaneidade, isso envolve buscar novas técnicas de produção, testes de novos materiais como aditivos ou até mesmo substituição parcial de seus componentes por novos



materiais, aumento da qualidade dos seus materiais constituintes e desenvolvimento de novos estudos e experimentos.

O artigo possui como objetivo analisar a relação existente entre o uso do metacaulim na produção do concreto e a sua durabilidade. Para esse fim, foi necessário realizar uma revisão sistemática acerca de tal adição na produção de concreto, bem como a leitura e a análise dos dados coletados, para assim descrever as suas principais contribuições para a durabilidade do concreto.

2 Agentes agressivos e a durabilidade

Diversos são os fatores que causam danos ou deterioração ao concreto. Por muito tempo limitou-se a dizer que ele era inalterável em decorrência da sua boa resistência às condições climáticas e por sofrer poucas alterações durante a sua vida útil. Entretanto, hoje sabe-se que muitas são as manifestações patológicas que podem atacar esse material e que essas não se limitam apenas ao seu mau dimensionamento e sobrecarga, mas também a sua vulnerabilidade a processos físicos e químicos.

A degradação das peças de concreto não está condicionada exclusivamente a um desses processos, na prática geralmente eles se sobrepõem e podem se reforçar mutuamente, já que existem vários agentes causadores atuando ao mesmo tempo na estrutura. Mehta e Monteiro (2014) discorrem que os ataques químicos aparecem por meio de efeitos físicos prejudiciais, como a redução da resistência, aumento da permeabilidade e porosidade, fissuração e lascamento. Para uma melhor compreensão, os agentes agressivos devem ser definidos, pois podem comprometer a propriedades do concreto, trazendo sérios prejuízos à segurança das pessoas e ao seu desempenho estrutural.

A carbonatação é uma das mais comuns entre as manifestações patológicas, segundo Ramos (2019), ela é um processo natural decorrente da ocorrência química entre gases do ambiente e elementos alcalinos presentes no concreto, como o dióxido de carbono que interage com a superfície exposta do material. O grande problema é que ela não se restringe a camada superficial e penetra até as armaduras, diminuindo a alcalinidade do concreto e reduzindo por consequência a camada passivadora das armaduras, deixando-as expostas à corrosão.

O ataque de cloretos é a principal causa para a corrosão das armaduras, em consoante a Crauss (2010), os cloretos podem danificá-las mesmo em condições de alta alcalinidade, visto que os



seus íons não são consumidos durante o processo de corrosão e permanecem reagindo. Sua contaminação pode se dar pela própria composição dos materiais do concreto ou pelo contato com ambientes agressivos como por exemplo a água do mar, causando a expansão do aço e provocando o surgimento de fissuras e corroborando com o comprometimento da integridade da estrutura.

3 Metacaulim

As adições minerais pozolânicas surgiram como uma alternativa economicamente e ambientalmente viável para a produção convencional do concreto. Segundo Medeiros *et al.* (2022), como aliado a sustentabilidade na área da construção civil a redução do consumo de cimento se faz eficiente, neste sentido, o metacaulim é um material pozolânico oriundo da calcinação do caulim, um tipo de argila.

O metacaulim é um mineral produzido de maneira industrializada, possui uma estrutura amorfa e com forma cristalizada de aparência desordenada. O processo de obtenção desse material acontece quando as argilas caulínicas e caulins são submetidas ao processo de moagem e encontram-se a uma temperatura que varia de 600°C a 800°C (Medina, 2011).

Medina (2011, p.2) denota que “o metacaulim é constituído basicamente de sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3) na fase amorfa. Ele é capaz de reagir com hidróxido de cálcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$, gerado durante a hidratação do cimento”. O que evidencia que esse mineral pode formar produtos hidratados similares aos decorrentes da hidratação que ocorre do clínquer Portland.

Figueiredo *et al.* (2014) discorrem que a incorporação do metacaulim como substituição parcial do cimento demonstrou um potencial para redução da porosidade e na proteção contra ação dos cloretos, devido ao refinamento dos poros e da estrutura da matriz cimentícia. Além de manter a resistência mecânica mesmo diminuindo a quantidade de ligante.

Já, Diniz *et al.* (2018) denotaram que as adições com elevados teores de metacaulim influenciaram nas propriedades do concreto no estado fresco e endurecido, aumentando a viscosidade, coesão, habilidade passante e resistência a compressão. Enquanto, Medeiros *et al.* (2017) e Real *et al.* (2019) perceberam sua influência na carbonatação e resistividade elétrica. Desta forma, se faz importante analisar a sua aplicação e as melhorias proporcionadas as propriedades ao concreto, já que contribuem consideravelmente para sua durabilidade.

4 Materiais e Métodos

O artigo trata-se de uma pesquisa sistemática, cuja definição está pautada na revisão de trabalhos já realizados de maneira padronizada acerca de um assunto específico, além disso, esse tipo de pesquisa fornece uma visão clara e objetiva de evidências através de um conjunto de experimentos e arquivos pré-existentes, por meio desse tipo de revisão é possível chegar à conclusão de métodos e experiências elaboradas por diversos autores, que por conseguinte, contribui de maneira significativa para novas pesquisas e possui alta confiabilidade científica (Donato; Donato, 2019).

Para a realização da revisão sistemática, a pesquisa foi realizada nas seguintes etapas: formulação da questão problema, determinação da base de dados, elaboração do protocolo de pesquisa, busca sistemática, seleção e avaliação dos estudos, extração dos dados, síntese dos estudos e escrita da revisão. Essas etapas são de grande relevância para o método sistemático desse tipo de revisão (Donato; Donato, 2019). Essas fases estão dispostas na Figura 1.

Figura 1. Fluxograma das etapas da pesquisa



Fonte: Os Autores.

Seguindo a ordem das etapas da revisão, o primeiro passo foi a formulação da questão de pesquisa, que se deu da seguinte forma: qual a relação existente entre o emprego do metacaulim na produção de concreto e a sua durabilidade? Ao levantar esse questionamento de pesquisa, foi criado o protocolo de pesquisa, no qual foi definido os seguintes tópicos: definição das palavras-chave: concreto, metacaulim e durabilidade. Para a pesquisa dos materiais e para auxiliar na busca foi usado o operador booleano *AND*, com esse recurso, foi possível filtrar os trabalhos nos quais possuem essas três palavras juntas.

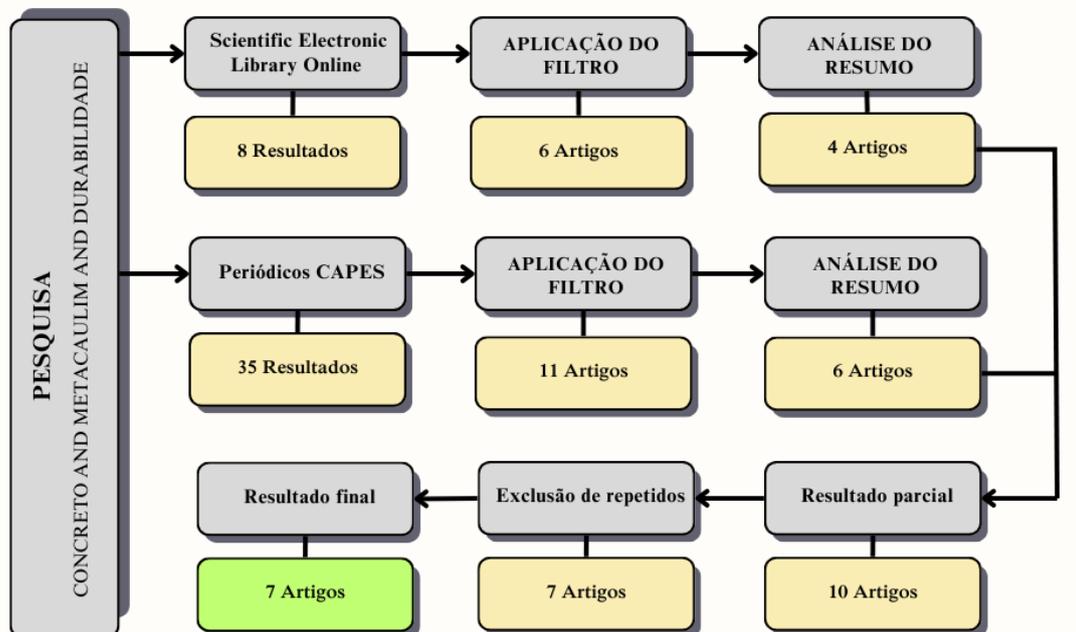
A base de dados para pesquisa foi a Scientific Electronic Library Online e o periódico CAPES, essas bases de dados possuem trabalhos de vários autores que são selecionados por especialistas com reconhecimento na área de atuação, assim como possui diversas editoras em sua base de dados, após a pesquisa, foi realizado o critério de inclusão e exclusão, que foram: artigos escritos em português e publicados nos últimos 10 anos.

Após a definição do protocolo de pesquisa, foi realizada a busca sistemática seguindo os critérios supracitados e definidos, para assim, promover a confiabilidade da coleta dos dados. Logo em seguida, os resultados foram filtrados por meio dos critérios de inclusão e exclusão da amostra. As fases seguintes foram: seleção e avaliação dos estudos, que consistiu na leitura dos resumos dos trabalhos, sendo selecionados os de cunhos experimentais e avaliados enquanto os métodos que foram usados no desenvolvimento da pesquisa. Após selecionar todos os trabalhos para a revisão, foi realizada a tabulação dos dados por meio de fichamento com os dados mais relevantes de cada artigo encontrado. Feito a extração e síntese dos dados, foi realizada a escrita da revisão juntamente com a discussão deles.

5 Resultados e discussões

Inicialmente foi inserida as palavras-chave juntamente com o operador booleano, como foi utilizada duas bases de dados, tem-se o detalhamento de cada uma delas. Na Scientific Electronic Library Online foram encontrados 8 resultados, após inserir o filtro, protocolo definido na metodologia, foram encontrados 6 artigos e após a análise do resumo, restaram apenas 4 artigos dessa base de dados. Já do periódico CAPES foram encontrados inicialmente 35 resultados, com o filtro passou a ser 11 e em seguida, posterior a análise dos resumos, restaram 6 artigos.

Após a realização da filtragem dos dados, a pesquisa resultou parcialmente em 10 artigos, no entanto, ao realizar a exclusão de materiais duplicados, sobrou 7 artigos. Assim, após a última revisão dos dados, foi obtido como resultado o total de 7 artigos, incluindo os dois locais de pesquisa. Os resultados referentes a pesquisa sistemática estão dispostos na Figura 2.

Figura 2. Resultados da pesquisa

Fonte: Os Autores.

Os trabalhos selecionados foram: “Influência da sílica ativa e do metacaulim na velocidade de carbonatação do concreto: relação com resistência, absorção e relação a/c ” da autoria de Marcelo Henrique Farias de Medeiros, Janderson William Raisdorfer e Juarez Hoppe Filho no ano de 2017; “Concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento e incorporação da casca do arroz e metacaulim” da autoria de Fernanda Karolline de Medeiros, Marcos Alyssandro Soares dos Anjos, Maria das Vitorias Vieira Almeida de Sá, Evilane Cássia de Farias, Raquel Ferreira do Nascimento, elaborado no ano 2022; “Previsão da vida útil de concreto armado de alta resistência com adição de metacaulim e sílica ativa em ambientes marinhos” da autoria de Marcelo Henrique Farias de Medeiros, Andressa Gobbi, J. A. Groenwold e Paulo Helene no ano de 2013.

Os demais artigos foram: “O papel do metacaulim na proteção dos concretos contra a ação deletéria de cloretos” da autoria de C. P. Figueiredo, F. B. Santos, o. Cascudo, H. Carasek, P. Cachim no ano de 2014; “Influência de materiais pozolânicos na resistividade elétrica superficial do concreto” da autoria de Real, Lúgia V.; Wosniack, Laís M.; Silva, Melissa D.; Medeiros, Marcelo H. F no ano de 2019; “Caracterização e avaliação das propriedades de



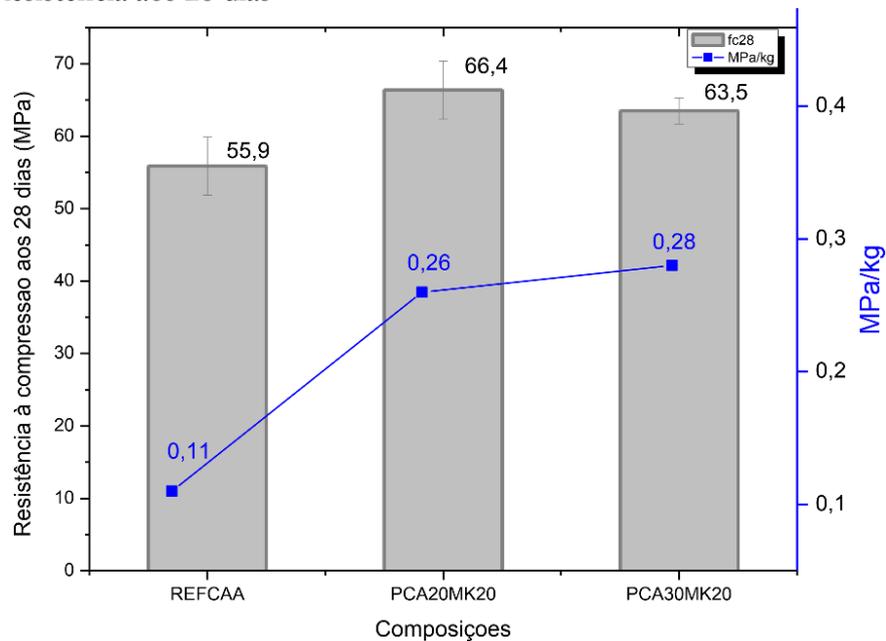
concretos autoadensáveis com adições minerais e baixo consumo de cimento” da autoria de Alessandro Almeida Diniz, Hugo; Neves De Oliveira, Jackson; Pereira Da Silva, Luan; Santos De Macêdo, Matheus; Mendonça De Souza, Maelson. do ano de 2018 e “Avaliação do módulo de elasticidade em concreto com metacaulim de alta reatividade, proveniente de rejeito industrial” da autoria de Paulo Sérgio Lima Souza, Denise C. C. Dal Molin, Marcelo de Souza Picanço, Alcebiádes Negrão Macêdo, Adriano Luiz Roma Vasconcelos, José Victor Brasil de Souza do ano de 2015.

5.1 Resistência do concreto à compressão

A resistência a compressão é um excelente parâmetro para se determinar a qualidade e durabilidade do concreto, pois relaciona-se com a sua microestrutura. Algumas propriedades do concreto como a porosidade, densidade e absorção também estão relacionadas diretamente com esse índice e por correlação, ambas estão relacionadas com a durabilidade desse material.

Nos experimento de Figueiredo *et al.* (2014), os resultados do ensaio a compressão demonstraram que a mistura com substituição do cimento de 10% por MK (metacaulim) e com mesma relação água/aglomerante apresentaram resistências superiores ao concreto de referência em aproximadamente 20% de ganho, tendo em vista a hidratação do concreto combinada com as reações pozolânicas e ao efeito fíler, enquanto a mistura com maior fator água/aglomerante apresentou valores levemente inferiores aos de referência, embora muito próximos, esse fator se dá devido a diminuição do aglomerante.

Medeiros *et al.* (2022) denotaram em seus estudos o aumento da resistência do concreto aos 28 dias. Para a comparação dos resultados, os autores produziram 3 misturas de concreto autoadensável (CAA) com pozolona casca de arroz (PCA) e metacaulim, sendo dois traços com substituições do cimento em 40% e 50%. Ambas as composições apresentam 20% (MK), diferenciando pela adição de 20% e 30% de PCA. Além disso, foi feito um traço de referência com 450 kg/m³ de cimento. Na Figura 3 é possível visualizar a resistência dos corpos de prova aos 28 dias.

Figura 3. Resistência aos 28 dias

Fonte: Medeiros *et al.*, (2022).

Percebe-se que os CAA com redução de cimento, isto é, cujos valores do consumo de cimento são inferiores a 260 kg/m^3 , apresentam uma maior resistência que o convencional, podendo ser justificados pela elevada reatividade do metacaulim e da PCA. Tais melhorias são promovidas pela densificação da matriz da pasta e maior compacidade da zona de transição. Além disso, nessa zona também há uma redução da porosidade capilar e do teor de hidróxido de cálcio, acarretando o aumento do silicato de cálcio próximo aos agregados (Medeiros *et al.*, 2022).

Nos estudos de Medeiros *et al.* (2017), foi analisada também a resistência do concreto à compressão, nesse experimento foram usados 5 corpos de prova, os resultados indicaram que a adição de metacaulim e sílica ativa aumentaram a resistência à compressão, especialmente quando usadas como adição, com incrementos de 42% e 27%, respectivamente, devido ao refinamento dos poros do concreto provocado pelas reações pozolânicas. A análise de DRX sugeriu que o uso desses minerais em adição ao cimento propiciou maior consumo de portlandita do que o uso como substituição parcial, resultando na redução da intensidade do pico de portlandita, evidenciando assim sua capacidade de reação com o hidróxido de cálcio.

Alessandro *et al.* (2018) discorrem que no ensaio de resistência a compressão o traço convencional apresentou melhores resultados nos primeiros dias, em razão da quantidade de cimento empregada ser maior e pela elevada quantidade de produtos hidratados formados,



enquanto a resistência no concreto com adições veio a ser superior a partir de 7 dias, indicando que as adições possuem boa atividade pozzolânica e que a formação de produtos hidratados é posterior ao traço de referência.

O trabalho de Alessandro *et al.* (2018) investigou o comportamento de concreto autoadensáveis no estado fresco e endurecido, com adições minerais derivadas de resíduos da biomassa da cana-de-açúcar e de pozolana da casca de arroz, juntamente com a presença de metacaulim. Para os ensaios foram produzidos 3 traços diferente, um de referência e dois com as adições. Ambas as composições apresentam 20% de MK, diferenciando pela adição de 30% de pozolana de casca de arroz e resíduos de biomassa cana-de-açúcar.

5.2 Carbonatação

Em relação à carbonatação acelerada, a sílica ativa como adição reduziu a velocidade de carbonatação, tendo em vista que há uma mudança no traço e que existe mais cimento por metro cúbico de concreto e conseqüentemente mais portlandita por unidade de volume, ou seja, a reserva alcalina é maior, enquanto sua utilização como substituição parcial aumentou a suscetibilidade ao avanço da carbonatação, resultado similar ao observado com o metacaulim. Tal comportamento foi atribuído à redução da reserva alcalina nos concretos com substituição parcial (Medeiros *et al.*, 2017).

5.3 Resistividade elétrica

O trabalho de Real *et al.* (2019) aborda a influência de diferentes adições pozzolânicas na resistividade elétrica superficial do concreto, um parâmetro importante no monitoramento da corrosão das armaduras em estruturas de concreto armado. E considera-se a resistividade elétrica superficial, sua relação com a umidade do concreto e sua medição através do método dos quatro pontos.

Os materiais e métodos utilizados pelos autores detalham os diferentes traços de concreto elaborados com substituição parcial de cimento por diversas adições pozzolânicas, como sílica ativa, cinza da casca do arroz, metacaulim e cinza volante. Os traços foram dimensionados de acordo com parâmetros da NBR 12655 (ABNT, 2015) com relação água/aglomerante de 0,45 e resistência mínima de 40 MPa.

O ensaio de resistividade elétrica foi realizado pelo método de Wenner, utilizando corpos de prova cúbicos e 6 leituras em cada face dos cubos. Os resultados foram analisados estatisticamente, destacando-se a aplicação do critério de Chauvenet para identificar e remover dados espúrios.

Na seção de resultados e discussões do trabalho, são apresentados os valores médios de resistividade elétrica para cada traço de concreto aos 28 dias de cura úmida. Os resultados mostram que as adições mais reativas, como sílica ativa e cinza da casca de arroz, apresentaram as maiores resistividades, enquanto a cinza volante não demonstrou atividade pozolânica significativa. A análise de variância e o teste Tukey indicaram diferenças significativas entre os traços, com destaque para a correlação positiva entre a atividade pozolânica e a resistividade elétrica.

Por fim, as conclusões destacam que a utilização de diferentes adições pozolânicas afetou os valores de resistividade elétrica, com as adições mais reativas desenvolvendo resistividades superiores ao traço de referência. A capacidade de reação pozolânica é identificada como um fator influente na resistividade elétrica, devido ao refinamento da microestrutura da pasta de concreto.

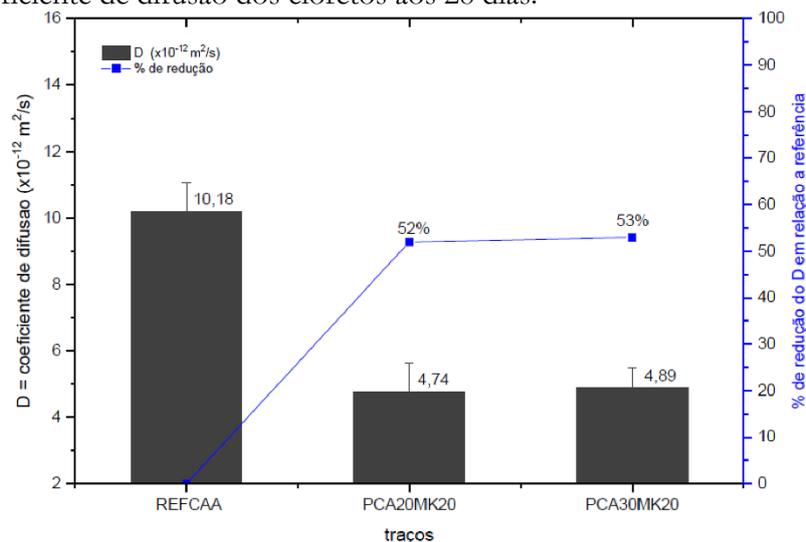
5.4 Ataque por cloretos

No que se diz respeito ao ataque por sulfatos e cloretos, Medeiros *et al.* (2013), desenvolveram pesquisas acerca da temática, foram produzidas amostras de concreto com a mesma resistência a compressão (80 MPa) e consistência e com 3 relações aglomerante/agregados diferentes, uma com dosagem de referência e as outras duas com substituição de 10% do cimento por metacaulim e sílica ativa. Para tais amostras foram realizados ensaios de penetração de cloretos segundo a ASTM 1202/08.

Os dados obtidos mostraram que os concretos com adições reduziram bastante a migração dos cloretos e da carga passante do concreto, estima-se que o metacaulim e a sílica ativa são capazes de reduzir a carga passante no ensaio de migração de cloretos em 76-80% e 85-88%, respectivamente. Ficando evidente que sílica ativa apresentou uma maior eficiência na redução da carga passante em relação ao metacaulim, mas ambas as adições são eficientes na redução dos ataques de cloretos e podem ser empregados na construção de estruturas expostas a esses agentes agressivos.

Figueiredo *et al.* (2014), desenvolveram um estudo experimental para analisar a penetração de cloretos no concreto, o programa experimental envolveu testes de resistência à compressão, ataque de cloretos, difratometria de raios X (DRX), microscopia eletrônica de varredura (MEV) e análise de índice de vazios para avaliar a porosidade aberta. Os resultados indicaram que a presença de metacaulim reduziu a penetração da frente de cloretos nos concretos testados, especialmente quando a relação água/aglomerante foi mantida igual à do concreto de referência. Medeiros *et al.* (2022) também desenvolveram experimentos para determinar a penetração de cloretos nos concretos com o metacaulim. A determinação do coeficiente de difusão de cloreto é realizada para entender o transporte de íons, especialmente no contexto de durabilidade do concreto visto que os cloretos são umas principais fontes agressivas que pode levar a corrosão das armaduras. A Figura 4 trata dos coeficientes.

Figura 4. Coeficiente de difusão dos cloretos aos 28 dias.



Fonte: Medeiros *et al.*, (2022).

Pela análise dos resultados é possível constatar que há uma redução no coeficiente de difusão de íons cloreto com relação a composição de referência, pois os aditivos de materiais pozolânicos propiciam uma maior dificuldade da passagem dos íons cloreto por difusão, devido ao refinamento dos poros e sua contribuição para o aprimoramento da matriz da pasta e da zona de transição.

No entanto, nota-se que o metacaulim tem uma maior contribuição na atenuação ao ataque de cloreto em consequência aos elevados teores de alumina, possibilitando uma maior fixação dos

cloretos no CAA, por meio da formação de cloroaluminato de cálcio, enquanto o PCA não altera o coeficiente de difusão em razão do efeito diluição.

Além disso, pelos dados de carga passante obtidos pela ASTM 1202, Medeiros *et al.*, (2013) estimaram de maneira empírica o coeficiente de difusão dos cloretos. Utilizando das leis de difusão de Fick, mais precisamente a segunda lei. O método consistiu em usar os dados dos coeficientes de difusão de cloretos para cada caso relacionando a vida útil de serviço com a profundidade em que o cloreto alcançou o limite crítico para despassivação das armaduras.

Desta forma, é permitido fazer comparação quantitativa entre materiais diferentes e fornecer a avaliação da estimativa da vida útil de serviço por meio da análise dos resultados dos coeficientes e dos dados que correlacionam a penetração de cloretos com sua vida útil. Em suma, a previsão da vida útil de serviço é feita pelo paralelismo com o cobrimento do concreto, o método estimado nesse trabalho permitiu concluir que o tempo de vida útil de serviço aumentou em 240% para adição do metacaulim e 440% para adição da sílica ativa.

6 Conclusões

O presente trabalho abordou a influência do metacaulim nas propriedades do concreto e pode-se observar as seguintes conclusões:

- Em relação a resistência a compressão o metacaulim se mostrou eficiente tanto na dosagem de substituição parcial quanto na de adição com diferentes teores. No entanto, o aumento mais significativo foi no seu uso como adição, podendo melhorar em até 42% essa propriedade, devido ao maior uso de cimento e pela maior quantidade de produtos hidratados, mas em ambas as utilizações os resultados foram superiores aos de referência.
- Quanto a carbonatação a utilização como substituição apontou ser menos viável, por possuir um menor índice de portlandita e conseqüentemente uma menor reserva alcalina, aumentando desta forma a velocidade de carbonatação quando comparada ao uso como adição.
- A resistividade elétrica varia de acordo com a reatividade do aditivo empregado, quanto mais reativo maior será a resistividade elétrica. A pozolana colabora significativamente com essa propriedade pela sua ação no refinamento da microestrutura do concreto.
- No que tange ao ataque de cloretos as adições pozolânicas se mostraram eficazes pela redução da carga passante e migração dos cloretos. Também pode-se perceber uma diminuição no



coeficiente de difusão de íons de cloreto pelo efeito de refinamento dos poros. Na utilização de metacaulim essa melhoria se indicou ainda mais significativa, em razão ao alto teor de alumina. A partir das análises realizadas, é possível atribuir grande potencial do uso do metacaulim na proteção do concreto contra agentes agressivos, nesse sentido, o aditivo mineral em questão é uma peça fundamental na durabilidade do concreto. Esse por sua vez, atua melhorando as propriedades mecânicas, físicas e químicas do concreto, atuando assim, na prevenção da carbonatação, do ataque de cloretos e aumento da resistência à compressão.

7 Referências

- [1] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Edificações Habitacionais – Desempenho Parte 1: Requisitos Gerais. - NBR 15575, Rio de Janeiro, 2013.
- [2] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Concreto. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2023.
- [3] DENISE, P. S. L. S. et al. Avaliação do módulo de elasticidade em concreto com metacaulim de alta reatividade, proveniente de rejeito industrial. **Revista Matéria**, v.20, n.4, Ago, 2022.
- [4] DINIZ, H. A. A. et al. Caracterização e avaliação das propriedades de concretos autoadensáveis com adições minerais e baixo consumo de cimento. **Holo**, Ouro Preto, v. 05, n.34, p. 51-64, mai/out, 2018.
- [5] DONATO, H.; DONATO, M. Etapas na Condução de uma Revisão Sistemática. **Acta Med Port**, v. 32, n. 3, p. 227-235, Mar, 2019.
- [6] FIGUEIREDO, C. P. et al. O papel do metacaulim na proteção dos concretos contra a ação deletéria de cloretos. **Revista Ibracon de Estruturas e Materias**, v. 7, n.4, p. 685-708, aug, 2014.
- [7] GRAUSS, C. **Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimentos submetidos a tratamento superficial**. 2010. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2010.
- [8] MEDEIROS, F. K. et al. Concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento e incorporação da casca de arroz e metacaulim. **Revista Matéria**, v.27, n.1, Ago, 2022.
- [9] MEDEIROS, M. H. F. et al. Influência da sílica ativa e do metacaulim na velocidade de carbonatação do concreto: relação com resistência, absorção e relação a/c. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v.17, n.4, p. 125-139, out/dez, 2017.
- [10] MEDEIROS, M. H. F. et al. Previsão da vida útil de concreto armado de alta resistência com adição de metacaulim e sílica ativa em ambientes marinhos. **R. Esc. Minas**, Ouro Preto, v. 66, n.1, p. 59-65, jan/mar, 2013.
- [11] MEDINA, Engler Apaza. **Pozolanicidade do metacaulim em sistemas binários com cimento portland e hidróxido de cálcio**. 2011. Dissertação (Mestrado) – Curso Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.
- [12] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 2. ed. São Paulo: Ibracon, 2014.



[13] RAMOS, P. R. P. **Carbonatação do concreto**. 2019. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário Atenas, Paracatu, 2019.

[14] REAL, L. et al. Influência de materiais pozolânicos na resistividade elétrica superficial do concreto. **4º Simpósio Paranaense de Patologia das Construções**, p. 439-448, 2019.

02-012 - Comportamento de reparos localizados em elementos de concreto

Adriano Silva Fortes (1); Ruan Santos Silva Neto (2); Gabriel Modesto dos Santos

(1) Professor Doutor, Departamento de Construção Civil - IFBA

(2) Engenheiro - FORTESAS Consultoria e Projetos Ltda

(3) Estudante da Universidade Federal da Bahia

fortesas@terra.com.br

Resumo

Devido ao envelhecimento das estruturas de concreto fica cada vez mais comum a necessidade de execução de recuperação estrutural. Os projetos de recuperação estrutural têm indicado a recomposição da seção por aplicação de *grout* industrializado, geralmente, com resistência à compressão superior a 50 MPa, independente da resistência à compressão do concreto do elemento que está sendo recuperado. Essa prática vem sendo empregada há muitas décadas e está consolidada pelos profissionais que atuam na área de recuperação estrutural. No entanto, a diferença de resistência entre os materiais, da estrutura original e do reparo, pode se tornar um problema em alguns casos, devido a diferença significativa de comportamento entre materiais. Com o intuito de contribuir para um melhor entendimento sobre o comportamento dos elementos de concreto recuperados, este trabalho apresenta resultados de ensaios experimentais de compressão em corpos de prova com reparos de diferentes resistências. Os resultados são apresentados e discutidos demonstrando o comportamento dos elementos recuperados.

Palavras-chave: *reparo; recuperação; grout.*

Behavior of located repairs in concrete elements

Abstract

Due to the aging of concrete structures, the need for structural repairs is becoming increasingly common. Structural repair projects have indicated the recomposition of the section by applying industrialized grout, generally with a compressive strength greater than 50 MPa, regardless of the compressive strength of the concrete of the element being repaired. This practice has been used for many decades and is consolidated by professionals working in the area of structural repair. However, the difference in strength between the materials, the original structure and the repair, can become a problem in some cases, due to the significant difference in behavior between the materials. In order to contribute to a better understanding of the behavior of repaired concrete elements, this work presents the results of experimental compression tests on specimens with repairs of different strengths. The results are presented and discussed, demonstrating the behavior of the repaired elements.

Keywords: *repair; recovery; grout.*



1 Introdução

Conforme VASCONCELOS [13] o desenvolvimento do concreto armado no mundo iniciou-se com Gustavo Adolpho Wayss que fundou sua firma em 1875, após comprar as patentes de Mounier para empregar no norte da Alemanha, dessa forma o concreto armado está próximo de completar seus 150 anos. Segundo FREITAS [8] o concreto ganha destaque no Brasil a partir de 1936 por meio do Arquiteto Lúcio Costa e na sequência pelos palácios construídos em Brasília com significativa contribuição do engenheiro Emílio Baumgart. Do início do desenvolvimento e aplicação do concreto armado no Brasil tem-se mais de 50 anos. Grande parte dos edifícios construídos no Brasil já atingiram sua vida útil, necessitando de reabilitação para reestabelecer sua condição de uso. Além disso, diversas manifestações patológicas têm sido registradas precocemente em edifícios de concreto armado devido, principalmente, falhas de projeto, execução, utilização de materiais inadequados e má utilização. Devido a esse panorama as empresas têm feito ações para melhorar os projetos e planejamento das obras, melhorado a execução das obras e estabelecido um planejamento de manutenções futuras das diversas partes dos edifícios.

Mesmo com a preocupação e crescimento do desenvolvimento da área de manutenção das edificações, a elevada quantidade de estruturas de concreto armado chegando ao limite de sua vida útil é muito elevada, tendo como consequência uma quantidade cada vez maior de estruturas necessitando de intervenção para reestabelecer as condições de uso, motivo que tem levado a área de reabilitação de estruturas a um crescimento significativo na última década. No entanto, ainda faltam normas brasileiras sobre o tema, além de algumas questões serem bastante polêmicas, necessitando de estudos técnicos e científicos para melhorar a sua compreensão.

Segundo SOUZA [12] a qualidade dos serviços de recuperação ou de reforço de estruturas de concreto depende da análise das causas da deterioração da estrutura e do estudo detalhado dos efeitos produzidos. Entendido esses dois pontos pode-se escolher a técnica de recuperação a ser empregada, que inclui a escolha dos materiais e equipamentos a serem empregados. HELENE [10] também descreve que a escolha dos materiais e técnicas de recuperação devem ser baseadas no diagnóstico e nas exigências de funcionamento. O autor relata que para condições normais de solicitação com carregamento aplicado após os 28 dias de idade, os materiais utilizados podem ser argamassas e concretos adequadamente dosados. Já BEBER [5] relata que a reabilitação das estruturas, além de depender do diagnóstico do problema, depende



também das características da região que serão corrigidas, as exigências de funcionamento de cada elemento que será reabilitado, assim como dos materiais a serem usados nessa correção. CÁNOVAS (1988) também afirmava que existem reparos estruturais localizados e de pouca importância, que não comprometem o restante da estrutura, podendo ser reparados sem necessidade de se esperar resultados de análises e pesquisas, já outros reparos possuem um grau de complexidade elevado, exigindo estudos amplos sobre a edificação para garantir o sucesso da recuperação.

De acordo com MOREIRA e RIPPER [11] os métodos de reparos mais comuns são realizados com argamassa, concreto e *grout*. A argamassa é usualmente utilizada em reparos superficiais, com espessuras inferiores a 50 mm, possuindo pouca influência estrutural, mas com uma atuação importante na proteção para o aço.

Historicamente a utilização do *grout* industrializado em reparos estruturais é bastante usual. Problemas de rupturas dos reparos não têm sido observados com frequência na prática profissional, isso porque, geralmente, as estruturas são recuperadas sob carga. No entanto, durante a execução de reparos em estruturas com pequeno carregamento, ou mesmo em estruturas submetidas a apenas ao seu peso próprio, como é o caso de estruturas em fase de execução, a utilização de materiais muito diferentes deve ser evitada. De acordo com FORTES [9], o concreto utilizado nos reparos de estruturas tende a possuir uma resistência maior do que o concreto antigo. No entanto, diferenças significativas podem causar um mau funcionamento do elemento recuperado. A utilização de concretos em reparo com características similares ao concreto original, como a granulometria de seus agregados, resistência à compressão e módulo de elasticidade, podem garantir um bom funcionamento do elemento recuperado.

Este trabalho apresenta-se um estudo experimental sobre o comportamento dos reparos de estruturas de concreto - foram confeccionados corpos de prova de concreto, com resistências próximas a realidade de diversas edificações, entre 20 e 30 MPa, submetidos a um reparo com *grout* industrializado e com concreto de mesma resistência. Os resultados são apresentados e discutidos demonstrando a necessidade de utilização de reparos com resistência próxima do concreto do elemento a ser recuperado.

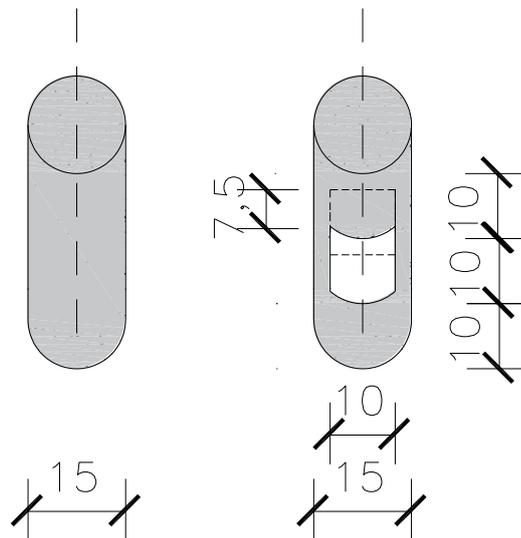
2 Estudo Experimental

2.1 Metodologia Adotada

Foram confeccionados 18 corpos de cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, divididos em dois níveis de resistência, sendo 3 corpos de prova totalmente preenchidos com concreto e 6 corpos de prova moldados com um bloco de EPS no seu terço médio para, após sua retirada, simular um defeito no concreto e permitir a execução do reparo. As dimensões adotadas para o reparo foram de 100 mm de largura, 100 mm de altura e 75 mm de profundidade, conforme mostra a Figura 1.

Após o endurecimento do concreto, o EPS foi retirado e a superfície de contato foi preparada para a execução do reparo com auxílio de uma escova de aço manual, limpeza e umedecimento da superfície. Após o preparo da superfície da região do reparo, 3 corpos de prova foram preenchimentos com um concreto semelhante ao concreto do corpo de prova original e outros 3 foram preenchidos com *grout* industrializado (C50). Após os reparos atingirem 28 dias, os corpos de prova foram ensaiados à compressão, com monitoramento das tensões e deformações, possibilitando as análises referente ao seu comportamento.

Figura 1. Corpos de prova.



Fonte: Os Autores.



2.2 *Materiais e dosagem*

Foram dosados concretos para atingirem resistências características de 20,0 MPa (C20) e 30,0 MPa (C30), considerando um desvio padrão de 2,0 MPa. Para os corpos de prova com concreto C20, foi adotado um reparo em concreto com resistência de 25,0 MPa e para os corpos de prova com concreto C30, foi adotado um reparo com resistência de 35 MPa. O *grout* industrializado empregado nos reparos possuía resistência característica de 50 MPa (C50).

Todos os corpos de prova de concreto foram executados com cimento CP II F, (NBR 11578-1991 [2]) seguindo as dosagens apresentadas a seguir:

Concreto C20 : 1 : 2,50 : 3,35; x = 0,60

Concreto C25 : 1 : 2,29 : 3,15; x = 0,57

Concreto C30 : 1 : 2,07 : 2,95; x = 0,53

Concreto C35 : 1 : 1,95 : 2,79; x = 0,51

Reparo com *grout* industrializado = 50MPa; x=0,12

2.3 *Moldagem e Cura dos Corpos de Prova*

A moldagem e cura de corpos de prova foi realizada conforme a norma brasileira da ABNT - NBR 5738-2015 [1]. Após 24 horas de moldagem os corpos de prova foram retirados dos moldes metálicos e levados até o tanque de cura, onde permaneceram submersos na água até o dia da execução do reparo e a realização do ensaio.

Os corpos de prova de resistência de 20 MPa foram moldados no dia 27 de abril de 2018, enquanto os corpos de prova de resistência de 30 MPa foram moldados no dia 30 de abril de 2018.

A execução dos reparos foi realizada após 55 dias da moldagem dos corpos de prova e os ensaios realizados após o material de reparo completar 28 dias de idade.

A superfície superior e inferior dos corpos de prova foi preparada por fresagem, deixando-as perfeitamente planas e paralelas. As Figuras 2 e 3 mostram o aspecto dos corpos de prova após serem retirados dos moldes e os reparos realizados, respectivamente.

Figura 2. Corpos de prova após serem retirados dos moldes.



Fonte: Os Autores.

Figura 3. Corpos de prova com reparo em concreto (esquerda) e em *grout* industrializado (direita)



Fonte: Os Autores.

2.4 *Ensaio*

Os ensaios foram realizados seguindo os critérios da NBR 8522-2017: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão [3]. A norma prescreve duas possibilidades de ensaios: tensão fixa (a) e deformação fixa (b), neste trabalho foi adotado o método de tensão fixa, determinada por meio de ensaios previamente realizados no concreto de mesma betonada. De forma resumida, a metodologia adotada está apresentada a seguir:

a) Etapa 1: aplicação de carregamento no corpo de prova correspondente a 30 % da carga de ruptura do concreto, mantendo a tensão constante nesse patamar durante 60 segundos. A tensão



de ruptura foi obtida por meio de ensaios de compressão, executados previamente, em 2 corpos de prova. Em seguida, foi retirada a carga até uma força próxima de zero ou a primeira marcação correspondente a uma divisão da escala analógica. Cuidados foram tomados para evitar a perda de contato do prato superior da máquina de ensaios com o topo do corpo de prova, conforme recomendação da norma brasileira.

b) Etapa 2: carregar o corpo de prova até a força correspondente à tensão de 0,5 MPa, mantendo-a constante durante 60 segundos. Em seguida, aplicação do carregamento no corpo de prova até atingir a tensão correspondente a 30 % da tensão de ruptura do concreto, mantendo-a constante por mais 60 segundos. Repete o descarregamento até uma tensão próxima de zero.

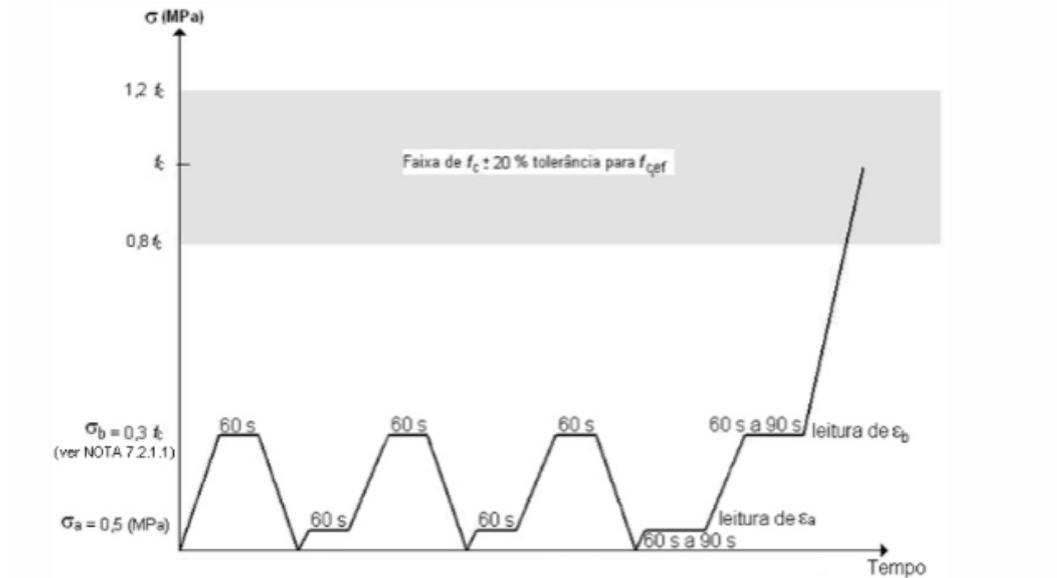
c) Etapa 3: esta etapa é executada igual a etapa 2.

d) Etapa 4: carregar o corpo de prova até a força correspondente à tensão de 0,5 MPa, mantendo-a constante durante 60 segundos. Em seguida, foi aplicado o carregamento no corpo de prova até atingir a tensão correspondente a 30 % da tensão de ruptura do concreto, mantendo-a constante durante 60 segundos. Nesse momento são retirados os instrumentos de medição em um prazo máximo de 30 segundos e na sequência o carregamento é aumentado até a ruptura do corpo de prova.

O último trecho de carregamento de 0,5 MPa até 30 % da carga de ruptura é utilizado para calcular o módulo de elasticidade inicial do concreto. Por esse motivo, nossa análise se concentrou nesse trecho, para analisar o comportamento de deformação dos reparos. A Figura 4 mostra o diagrama previsto na norma brasileira.

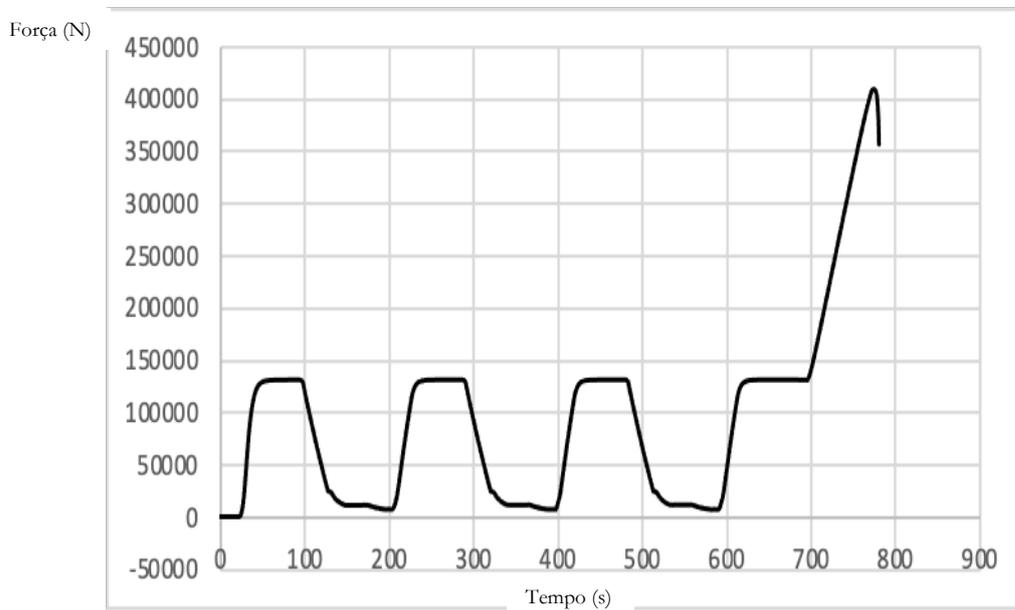
Os ensaios foram realizados em uma máquina servo controladora, capaz de manter a velocidade de ensaio constante, equipada com uma célula de carga de 2000 kN, ligada a um sistema de aquisição de dados acoplado a um computador. Os deslocamentos e deformações do concreto foram obtidos pela instalação de dois LVDT (*Linear Variable Differential Transformers*) extensiométricos (*strain gage*). Os dados obtidos estão apresentados e analisados na sequência deste trabalho. A Figura 5 mostra o diagrama típico obtido durante os experimentos e a Figura 6 mostra o corpo de prova na máquina de ensaios com os instrumentos de medição.

Figura 4. Diagrama de ensaio de módulo de elasticidade do concreto previsto pela norma brasileira NBR 8522-2021 [4].



Fonte: NBR 8522-2021 [4].

Figura 5. Diagrama experimental obtido durante os ensaios.



Fonte: Os Autores.

Figura 6. Corpo de prova ensaiado com os instrumentos de medição.



Fonte: Os Autores.

3 Apresentação e Análise de Resultados

3.1 Resultados dos ensaios de corpos de prova sem reparo C20 e C30

O Concreto C20 apresentou resistência à compressão média na ruptura de 23,1 MPa e o concreto C30 apresentou resistência à compressão média na ruptura de 33,9 MPa. Considerando que o desvio padrão adotado na dosagem do concreto foi de 2,0 MPa, os valores obtidos ficaram coerente, já que a resistência de dosagem foi 23,3 MPa e 33,3 MPa, respectivamente. A partir desses resultados, os ensaios foram calibrados com o valor equivalente a 30% da resistência à compressão do concreto para o patamar superior, respectivamente igual a 6,9 MPa e 10,2 MPa, mantendo o patamar inferior em 0,5 MPa. Os corpos de prova tiveram modo de ruptura colunar, conforme observa-se na Figura 7.

Figura 7. Modo de ruptura característico dos corpos de prova de concreto C20 (esquerda) e C30 (direita).



Fonte: Os Autores.

3.2 Resultados dos ensaios em corpos de prova com reparos em concreto

O reparo do concreto C20 e C30 foi executado com concreto C25 e C35, adotando, portanto, uma resistência excedendo em 5 MPa a resistência do concreto original. Esse valor variou um pouco em torno de 5 MPa, devido às variações de resistência do concreto dos corpos de prova ensaiados. Durante os ensaios foram monitorados dois aspectos relevantes: deformação na região do reparo e modo de ruptura, apresentados a seguir na Tabela 1. Conforme pode-se observar na Tabela 1, os corpos de prova de C20 com reparos realizados com C25 deformaram proporcionalmente menos do que os corpos de prova C30, com reparos em C35, isso possivelmente está relacionado a maior capacidade de deformação do conjunto, concreto origina-reparo. Isso também nos indica que quanto maior a resistência do concreto mais esse sistema será sensível às deformações e mais próximo deve ser o valor da resistência do reparo e concreto original.

Tabela 1. Resultados de deformação obtidos nos corpos de prova com reparos em concreto

Concreto	Reparo	Deformação ($\times 10^{-3}$)	Deformação Média ($\times 10^{-3}$)
C20	C25	0,39	0,40
		0,42	
		0,38	
C30	C35	0,49	0,50
		0,50	
		0,51	

Fonte: Os Autores.

No caso dos reparos executado com concreto C25 e C35 em corpos de prova C20 e C30, respectivamente, o modo de ruptura foi semelhante a um corpo de prova sem reparo, como se existisse um único concreto, sem apresentar concentração de tensões em qualquer local do corpo de prova, com ruptura mista, colunar ou cisalhado, significativamente diferente do que ocorreu nos corpos de prova com reparos com *grout*, conforme será apresentado na sequência deste trabalho. A Figura 8 mostra o modo de ruptura típico dos corpos de prova.

Figura 8. Modo de ruptura típico dos corpos de prova com reparos em concreto.



Fonte: Os Autores.



3.3 Resultados dos ensaios em corpos de prova com reparos em *grout* industrializado

Os reparos executados com *grout* ficaram com uma diferença elevada entre a resistência à compressão do concreto e do *grout*. Enquanto o concreto ficou com resistência à compressão média de 23,3 e 33,3 MPa, o *grout* apresentou resistência à compressão de 51,3 MPa. Essa diferença significativa entre as resistências do concreto original e o material de reparo, faz com que o elemento original se deforme significativamente mais do que o material de reparo (cerca de 10 vezes mais). Como consequência desse comportamento tem-se uma concentração de tensões nas superfícies do reparo e rupturas localizadas nessa região, se propagando na direção dos cantos do reparo e na interface vertical reparo-concreto, conduzindo o sistema ao colapso. A Tabela 2 expõe os valores de deformação obtidos nos ensaios.

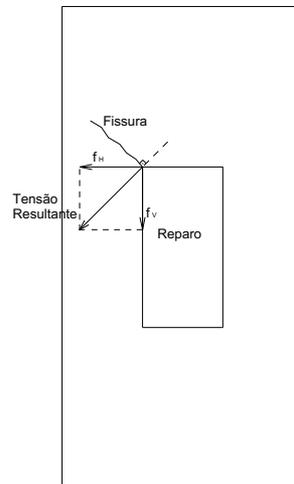
Tabela 2. Resultados de deformação obtidos nos corpos de prova com reparos em *grout* industrializado C50

Concreto	Reparo	Deformação ($\times 10^{-3}$)	Deformação Média ($\times 10^{-3}$)
		0,032	
C20	<i>Grout</i>	0,070	0,043
	C50	0,028	
C30		0,070	
	<i>Grout</i>	0,031	0,051
	C50	0,051	

Fonte: Os Autores.

O estado de tensões gerados pela força vertical aplicado ao corpo de prova e a tensão horizontal causada pelo efeito de Poisson, produz uma tensão resultante inclinada com a formação da fissura perpendicular a ela, na direção do canto o reparo, conforme foi observado durante os ensaios. A Figura 9 apresenta uma representação das tensões e formação da fissura de canto enquanto a Figura 10 mostra o modo de ruptura típico dos corpos de prova com reparos em *grout* industrializado.

Figura 9. Estado de tensões e fissura de canto do reparo.



Fonte: Os Autores.

Figura 10. Modo de ruptura típico dos corpos de prova com reparos em *grout* industrializado.



Fonte: Os Autores.

4 Considerações Finais

Conforme foi apresentado neste trabalho, considera-se que os materiais empregados nos reparos localizados em serviços de recuperação de estruturas de concreto armado devem ter resistência à compressão com valores próximos à resistência do elemento recuperado.



Diferenças muito elevadas entre a resistência do concreto do elemento estrutural e a resistência do material empregado no reparo podem gerar concentrações de tensões nas interfaces reparo-concreto com rupturas localizadas e prematuras.

A utilização de reparo com pequena diferença de resistência para o concreto do corpo de prova se mostrou mais adequado, apresentando um comportamento semelhante ao corpo de prova sem reparo (íntegro). Diferenças de resistência em torno de 5 MPa foram suficientes para um bom comportamento do corpo de prova.

Agradecimentos

Os autores agradecem a Comissão Organizadora do BADUCON 2024 pela oportunidade, ao IFBA, CONCRELAB e FORTESAS pelo apoio no desenvolvimento deste trabalho.

5 Referências

- [1] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT - Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. - NBR 5738-2015.
- [2] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland Composto. - NBR 11578, Rio de Janeiro, 1991.
- [3] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. - NBR 8522-2017.
- [4] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. - NBR 8522-2021.
- [5] BEBER, A. J. (2003). Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2003.
- [6] CÁNOVAS, Manuel Fernández. Patologia e terapia do concreto armado. Tradução de Maria Celeste Marcondes, Carlos W. F. dos Santos, Beatriz Cannabrava. 1. ed. São Paulo: Pini, 1988.
- [7] CONCRETO ARMADO NO BRASIL: INVENÇÃO, HISTÓRIA, REVISÕES História e Historiografia da Arquitetura e do Urbanismo Modernos no Brasil Maria Luiza Macedo Xavier de Freitas. – 13º Seminário DOCOMOMO – Salvador, BA, outubro 2019.
- [8] FREITAS, M. L.M. X de. Concreto Armado no Brasil: Invenção, História, Revisões - história e historiografia da Arquitetura e do Urbanismo Modernos no Brasil. 13º Seminário DOCOMOMO, Salvador-BA, 2019.



-
- [9] FORTES, A. S. “*Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Fibras de Carbono*”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, 2000
- [10] HELENE, P. R. L. Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto. 2 ed. São Paulo: Ed. Pini, 1992
- [11] MOREIRA V.C. e RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforços de estruturas de concreto- Editora PINI, São Paulo, 2009.
- [12] SOUZA, V. C., RIPPER, T. Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. 1 ed. São Paulo: Ed. Pini, 1998. 255 p
- [13] VASCONCELOS, A. C. de. O concreto no Brasil: recordes, realizações, história. São Paulo: Copiare, 1985



02-013 - Utilização de microesferas de maltodextrina para realcalinização de concretos sujeitos ao CO₂

AMORIM JUNIOR, N. S.^{a*}; SILVA, J. B. A.^b; RIBEIRO, D. V.^c

^a Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, Rua Aristides Novis, n. 2, Salvador, Brasil;

^b Universidade Federal do Recôncavo da Bahia; Cruz das Almas, Brasil.

^c Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, Rua Aristides Novis, n. 2, Salvador, Brasil.

* *nilson.amorim18@gmail.com*

Resumo

A corrosão leva a deteriorações prematuras das estruturas de concreto armado, reduzindo sua vida útil e trazendo prejuízos econômicos significativos. Em um processo conhecido como carbonatação, o CO₂ reage com produtos da hidratação do cimento, resultando na formação de carbonato de cálcio e a consequente diminuição do pH, desestabilizando a película passivadora da armadura e deixando-a suscetível à ocorrência da corrosão. Assim, o presente trabalho tem por objetivo avaliar concretos contendo micropartículas inteligentes que se dissolvem como resposta à diminuição do pH, liberando um agente alcalinizante. Os resultados demonstram que as micropartículas apresentaram uma resposta adequada para a liberação do agente realcalinizante, reduzindo a área carbonatada dos concretos.

Palavras-chave: Durabilidade, carbonatação, realcalinização, micropartículas.

Use of maltodextrin microspheres for realkalization of concretes subjected to CO₂

Abstract

Corrosion leads to premature deterioration of reinforced concrete structures, reducing their service life and causing significant economic losses. In a process known as carbonation, CO₂ reacts with cement hydration products, forming calcium carbonate and the consequent decrease in pH, destabilizing the reinforcement passive film and leaving it susceptible to corrosion. Thus, the present work aims to evaluate concretes containing intelligent particles that dissolve in response to a decrease in pH, releasing an alkalizing agent. The results demonstrate that the particles presented an adequate response to the release of the realkalinizing agent.

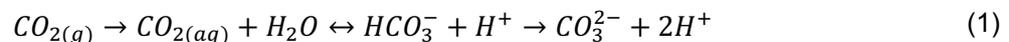
Keywords: Durability, carbonation, realkalinization, microparticles.



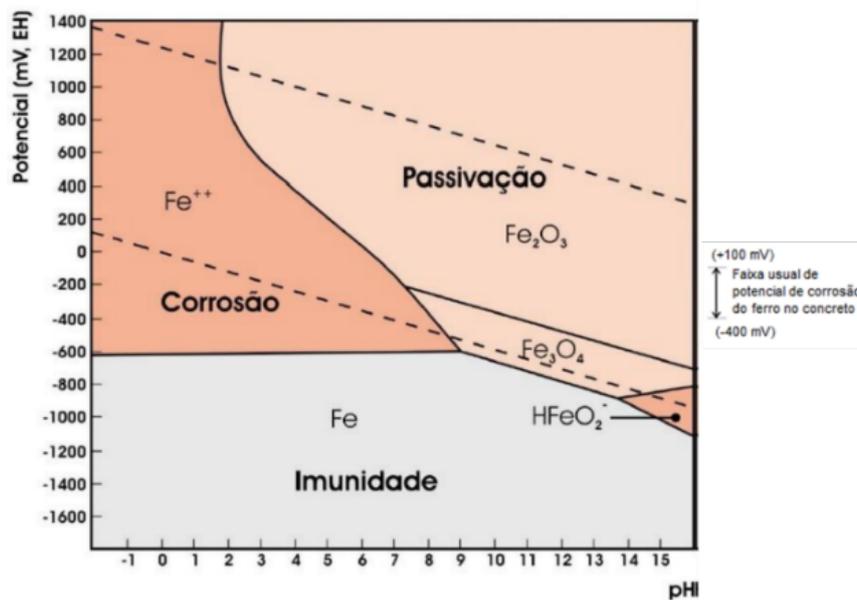
1 Introdução

O concreto armado é uma combinação do aço e concreto que vem sendo usado há mais de um século. O aço oferece ao conjunto a resistência à tração, enquanto o concreto, por ser um meio alcalino e por apresentar uma barreira física, protege o aço da corrosão, além de apresentar elevada resistência à compressão. A alcalinidade da matriz cimentícia (pH entre 12 e 14) cria uma película protetora ao redor do aço [1]. No entanto, a porosidade e fissuras do concreto permitem a entrada de agentes corrosivos, como é o caso do gás carbônico (CO_2), que reage com os produtos da hidratação do cimento em um processo conhecido como carbonatação.

A carbonatação é um processo no qual o dióxido de carbono (CO_2) penetra no interior do concreto por difusão, reagindo com a água presente nos poros, formando ácido carbônico (Equação 1). Na solução dos poros do cimento são disponibilizados os íons OH^- e Ca^{2+} , oriundos principalmente da dissolução do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (composto formado na hidratação do cimento), conforme Equação (2) e, a seguir, o CO_3^{2-} reage com o Ca^{2+} , formando o carbonato de cálcio, segundo a Equação (3).



A carbonatação provoca uma redução no pH do meio para valores próximos a 8, já que o produto formado (CaCO_3) é menos alcalino que a portlandita [2]. Observando o diagrama de Pourbaix (Figura 1), que apresenta as regiões de imunidade, passivação e corrosão para o aço em um sistema ferro-água a 25°C , percebe-se que a redução do pH do meio para valores próximos a 8, para um mesmo potencial de corrosão, leva o sistema da região de passivação para a região de corrosão. Esta redução do pH é responsável pela desestabilização da película passivadora, que é responsável pela proteção da armadura contra a corrosão, dando início, então, ao processo corrosivo.

Figura 1. Diagrama de Pourbaix para o sistema ferro-água a 25°C.

Fonte: [2]

Para combater a corrosão do aço, diversas tecnologias vêm sendo estudadas, procurando fornecer ao concreto uma durabilidade cada vez maior. Algumas dessas já são mais consolidadas e aplicadas na indústria da construção civil, como tintas anti-corrosivas, inibidores, pozolanas, proteção catódica, entre outras [3-6]. De certa forma, grande parte destas tecnologias têm como objetivo principal refinar a microestrutura, dificultando e/ou retardando o acesso dos agentes agressivos pela camada de cobrimento até o aço.

A busca por materiais inteligentes, que se comportem de diferentes formas à medida que são solicitados, permaneceu como um sonho distante por muitas décadas, principalmente na construção civil, setor extremamente tradicional quanto ao uso dos materiais. Os primeiros materiais de mudança de fase (Phase Change Materials - PCMs) surgiram como uma solução para melhorar a eficiência energética de edifícios, demonstrando benefícios sociais, econômicos e ambientais, com grande contribuição às diferentes dimensões do desenvolvimento sustentável [7].

Assim como as PCM's, os materiais autorreparáveis atuam à medida que são solicitados. Aliado à ideia da utilização de substâncias encapsuladas, veio o desenvolvimento do concreto com

capacidade de “autocura”, em que se utiliza o encapsulamento de diversos tipos de substâncias que promovem o reparo de pequenas fissuras originadas no concreto por meio da formação de compostos expansivos que preenchem a fissura, restaurando suas propriedades mecânicas [8, 9].

Entretanto, o mecanismo de reparo e regeneração de fissuras não inibe o processo corrosivo após iniciado. Com isso, de maneira alternativa, o desenvolvimento de micropartículas que se dissolvam com a diminuição do pH (carbonatação), liberando substâncias que restabeleçam a alcalinidade do meio, pode fornecer propriedades de prevenção da corrosão antes que o fenômeno se inicie [10]. Essas partículas têm o potencial de fornecer uma elevada durabilidade para as estruturas de concreto armado, diminuindo a geração de resíduos (oriundos de reparos, demolições e colapsos) e o consumo de matérias-primas naturais (utilizada nos reparos e/ou execução de estruturas substitutas).

Dessa maneira o uso de micropartículas que, ao serem induzidas pelas modificações das características do meio, se desintegram e regulem o pH da matriz, fornecendo uma barreira aos agentes agressivos, poderia fornecer uma sobrevida ou até mesmo ampliar de forma significativa a vida útil de estruturas de concreto armado. Nesse contexto, o presente trabalho avalia a durabilidade de concretos contendo microesferas realcalinizantes produzidas com hidróxidos de cálcio e alumínio (material ativo) e maltodextrina (material de parede).

2 Materiais e Métodos

2.1 *Materiais*

Os materiais empregados para o desenvolvimento do presente trabalho foram: hidróxidos de cálcio e de alumínio PA (fabricante Química Moderna), maltodextrina (fabricante Ingredion), cimento Portland CP II F-32, agregados miúdo e graúdo disponíveis comercialmente na região metropolitana de Salvador e água destilada e deionizada.



2.2 Métodos

2.2.1. Caracterização das matérias-primas e produção das microesferas

A maltodextrina e o cimento foram caracterizados quanto à sua massa específica por picnometria a gás hélio (picnômetro Micromeritics AccuPyc II 1340) e fases cristalinas, utilizando o difratômetro da marca Bruker, modelo D2 Phaser, com tubo de alvo de cobre de 30 kV e 10 mA, com comprimento de onda (λ) igual a 0,15406 nm, sem sistema de filtragem com monocromador secundário. Os espectros de difração foram obtidos na faixa de 2θ de 5° a 90°, modo contínuo a 0,004°/s. Foram utilizados, para caracterização do agregado miúdo, os procedimentos preconizados pela Norma NBR 16916 [11].

Para a produção das microesferas, foi preparada inicialmente uma solução contendo maltodextrina, conforme procedimentos descritos a seguir: i) Mistura de hidróxidos de cálcio e de alumínio com água em agitador magnético a 700 rpm, por 5 minutos; ii) adição a maltodextrina, aumentando a frequência de rotação para 1.500 rpm, mantida por 10 minutos; iii) após preparada, a solução foi levada ao *spray dryer* (LAbMaq, modelo MSD 0.5), no qual foram produzidas as microcápsulas, utilizando uma vazão de ar de 20 l/min, temperatura de 100°C, vazão de amostra de 0,15 l/h e diâmetro do atomizador de 0,7 mm.

Após a produção das microesferas, as mesmas foram empregadas na produção dos concretos, sendo produzidos duas formulações: referência, sem a presença das micropartículas (REF, 1,00 : 1,91 : 2,24 : 0,55; cimento : areia : brita : água), e com adição de microesferas no teor de 1% e 8% (MM1 e MM8), em relação à massa de água.

2.2.2. Projeto estatístico de mistura

Para se verificar a eficiência da liberação dos hidróxidos contidos nas microesferas produzidas e determinar seu teor ótimo, utilizou-se o software Design-Expert® por meio da estratégia Simplex Lattice. As formulações de base foram geradas de acordo com os limites mínimos e máximos das frações mássicas dos ingredientes empregados no projeto experimental: microesferas e água. A Tabela 1 apresenta as formulações de base geradas pelo software. As leituras de pH foram realizadas com o pHmetro Inatec MP-103.

**Tabela 1.** Formulações do projeto de mistura para determinação do teor ótimo de cápsulas.

Formulação	Fração mássica	
	Microesferas	Água
1	0,066	0,934
2	0,000	1,000
3	0,088	0,912
4	0,044	0,956
5	0,022	0,978
6	0,000	1,000
7	0,088	0,912
<i>Máximo</i>	<i>0,088</i>	<i>1,000</i>
<i>Mínimo</i>	<i>0,000</i>	<i>0,912</i>

Fonte: Os autores.

2.2.3. Caracterização morfológica e química das microesferas

A morfologia das microesferas foi determinada por meio da Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), utilizando um equipamento da Tescan, modelo Vega 3 LMU. As imagens de MEV foram obtidas utilizando-se detector de elétrons secundário (SE) e tensão de 10 kV. As amostras foram metalizadas com sobreposição de camada de ouro. Por fim, utilizou-se, também, o microscópio óptico (Biofocus) para verificação da eficiência da liberação das microesferas de acordo com a variação do pH.

2.2.4. Caracterização mecânica e tempo de pega

Foram produzidas argamassas que foram avaliadas por meio de corpos de prova cúbicos (25x25x25 mm³), sendo ensaiadas conforme metodologia proposta por Costa [12]. Para isso, foi utilizada uma máquina de ensaios universal de marca INSTRON, modelo 23-10, com controle de deslocamento e célula de carga de 10 kN, com taxa de carregamento de 0,2 MPa/s. O ensaio foi realizado nas idades de 3, 14 e 28 dias. A resistência mecânica (MPa) foi determinada pela relação entre carga de ruptura (N) e área de carregamento (mm²). Foi avaliado, também, o tempo de pega de pastas por meio do aparato de Vicat eletrônico da Matest, sendo utilizada pasta com consistência normal e relação água/cimento igual a 0,33.



2.2.5. Avaliação da durabilidade quanto à carbonatação acelerada

No presente trabalho, foi utilizado o método acelerado, por meio da exposição dos corpos de prova a uma atmosfera rica em CO₂ dentro de uma câmara, marca Caron, modelo 7401-25, com teores de umidade e temperatura constantes. O método que será utilizado baseia-se nos procedimentos determinados pela ISO 1920-12 [13] e pelas Práticas Recomendadas IBRACON [14].

Foram moldados corpos de prova cúbicos, 40x40x40 mm³. Após 28 dias de cura em água saturada com cal, as amostras foram retiradas e transferidas para ambiente laboratorial com temperatura e umidade controladas ($23 \pm 2^\circ\text{C}$ e $60 \pm 10\%$, respectivamente), tendo, em seguida, cinco faces seladas com parafina.

Por fim, as amostras foram colocadas na câmara de carbonatação, com concentração de $3 \pm 0,5\%$ de CO₂, à temperatura de $27 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa de $65 \pm 5\%$. Os corpos de prova foram removidos nas idades de 49, 56, 63 e 70 dias, sendo, então, rompidos e tendo sua profundidade de carbonatação determinada por meio de aspersão de solução indicadora de pH, contendo 1% de fenolftaleína dissolvido em 100 g de solução aquosa contendo 70% de álcool etílico e posterior análise por imagem.

3 Resultados

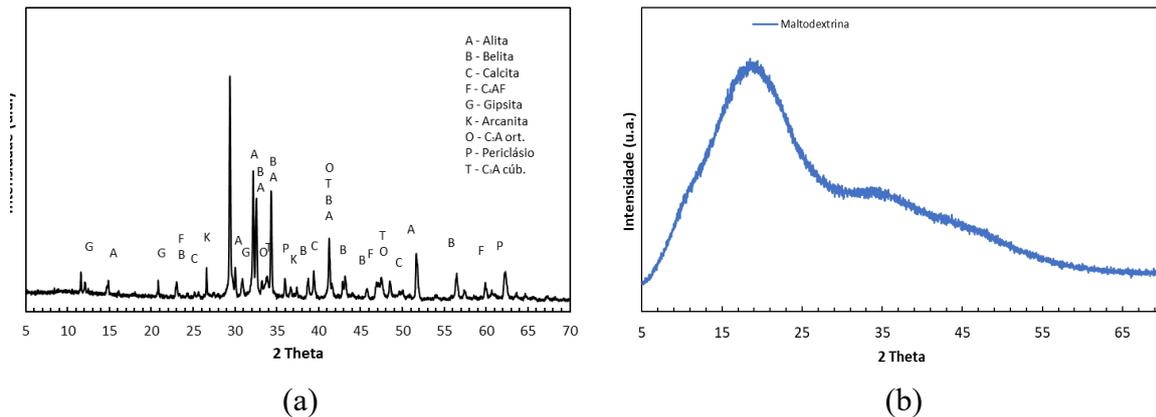
3.1 Caracterização das matérias primas

A Figura 2 apresenta os difratogramas do cimento e da maltodextrina. Observa-se que a maltodextrina é basicamente amorfa, não apresentando picos bem definidos de fases cristalinas. O teor de amorfo calculado pelo software DIFFRAC plus-EVA foi igual a 80% para a maltodextrina, em conformidade com o observado na literatura [15]. Em relação ao cimento, observa-se a presença das principais fases cristalinas para este tipo de material: alita (C₃S), belita (C₂S), C₄AF, C₃A, calcita (CaCO₃) e gipsita (CaSO₄.2H₂O).

A maltodextrina e o cimento apresentaram massas específicas iguais a $1,10 \pm 0,01 \text{ g/cm}^3$ e $3,01 \pm 0,01 \text{ g/cm}^3$, respectivamente. Estes resultados encontram-se em conformidade com os

valores comumente apresentados para esses materiais [16]. A areia apresentou massa específica de 2,65 g/cm³.

Figura 2. Difratoograma de raios-X (a) do cimento e (b) da maltodextrina.



Fonte: Os autores.

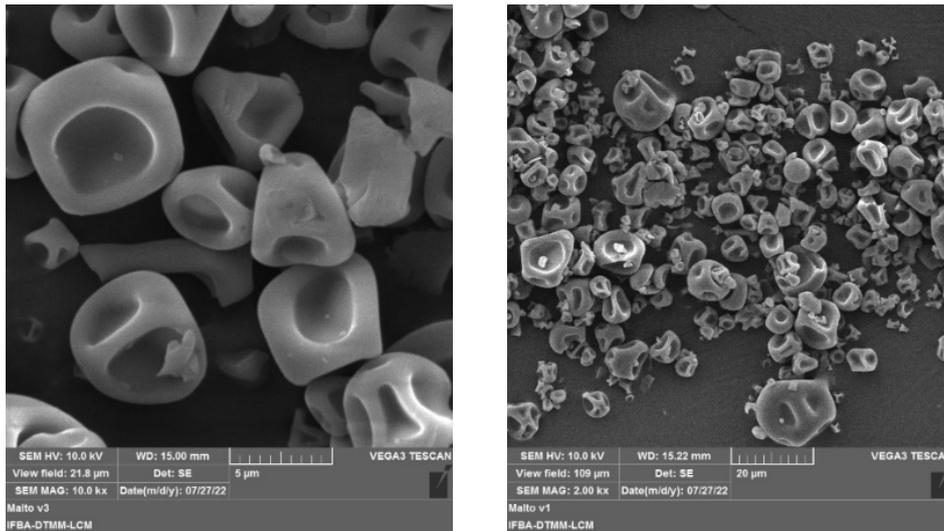
3.2 Morfologia e caracterização química das microesferas

A Figura 3 apresenta as micrografias obtidas para as microesferas produzidas com material de parede de maltodextrina. Observa-se que estas micropartículas formadas com maltodextrina apresentam-se achatadas, possivelmente devido ao choque entre si durante o processo de produção no spray dryer e/ou devido a diferenciais térmicos oriundos do processo de resfriamento. Nota-se que as partículas se apresentam íntegras, sem rupturas visíveis, apresentando diâmetro equivalente variando entre 0,5 µm e 20,0 µm, faixa de distribuição inferior aos valores comumente encontrados para os cimentos [17, 18]. Assim, a incorporação das microesferas na matriz cimentícia possui potencial para preenchimento dos pequenos poros, podendo agir como filler.

A Tabela 2 apresenta os valores de pH obtidos para cada formulação com o intuito de se determinar o teor ideal de microesferas. Nota-se que as formulações com partículas de maltodextrina apresentaram elevação do pH. O teor ótimo de microesferas de maltodextrina para que o pH alvo seja atingido foi determinado de acordo com a estratégia simplex lattice

Design, utilizando um modelo quadrático, a função foi ajustada com R^2 de 99,92% e intervalo de confiança de 95%, apresentando o teor ideal de 8% em relação à quantidade de água.

Figura 3. Micrografias eletrônicas das microesferas produzidas com maltodextrina e $\text{Ca}(\text{OH})_2$, obtidas por MEV/SE.



Fonte: Os autores.

Tabela 2. Formulações para determinação do teor ideal de microesferas e pH resposta obtido.

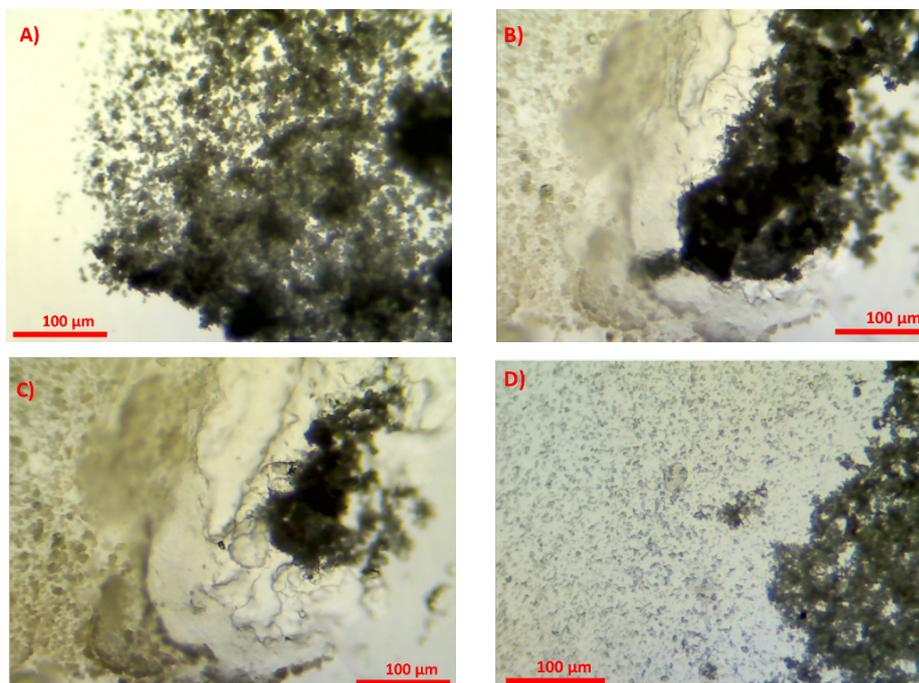
Formulação	Fração mássica		pH (solução)
	Água	microesferas	
1	0,934	0,066	10,93
2	1,000	0,000	7,50
3	0,912	0,088	12,85
4	0,956	0,044	9,79
5	0,978	0,022	8,73
6	1,000	0,000	7,55
7	0,912	0,088	12,73

Fonte: Os Autores.

A Figura 4 apresenta imagens que refletem a evolução da integridade das microesferas, obtidas por meio de microscopia óptica, após adição de gotas de água destilada ($\text{pH} = 7,50$) e solução contendo hidróxido de sódio ($\text{pH} = 13,60$). Nota-se que as microesferas apresentaram resposta

positiva para a dissociação das membranas, de acordo com o pH desejado, ou seja, em pH básico as microesferas se apresentam íntegras, mas em pH próximo ao neutro a matriz é dissolvida, liberando o agente ativo presente em sua rede polimérica.

Figura 4. (A) Microesferas de maltodextrina; (B) microesferas de maltodextrina após contato inicial com água; (C) microesferas de maltodextrina dissolvidas após contato com água; (D) microesferas de maltodextrina íntegras em contato com solução de pH = 13,60 (os autores).



Fonte: Os Autores.

3.3 Resistência mecânica e Tempo de pega

A Tabela 3 traz os resultados de resistência à compressão das argamassas ao longo das idades. Observa-se que a adição de 8% de microesferas proporcionou uma queda no desempenho mecânico da argamassa. No entanto, a argamassa contendo 1% de microesferas, apesar de apresentar desempenho mecânico inferior aos 3 dias, apresentou resistência semelhante à argamassa de referência aos 14 e aos 28 dias.

Tabela 3. Resistência à compressão e tempo de pega das argamassas de referência e contendo microesferas.

Argamassa	Resistência mecânica (MPa)			Início e fim de pega (horas)	Porosidade (%)
	3 dias	14 dias	28 dias		
REF	2,73 ± 0,45	5,50 ± 0,75	7,45 ± 0,89	4,17 / 5,25	22,50
MM1	1,38 ± 0,37	5,45 ± 1,02	7,93 ± 0,99	14,92 / 15,50	21,88
MM8	0,45 ± 0,21	1,00 ± 0,33	1,02 ± 0,26	70,12 / 80,42	33,90

Fonte: Os Autores.

Esses resultados podem ser explicados pelo fato de a maltodextrina possuir em sua cadeia compostos hidróxi-carboxílicos, que possuem grande afinidade pelo cálcio, retardando a pega do cimento [19]. Com isso, de acordo com a literatura, adições superiores a 1% podem afetar significativamente as reações de hidratação retardando-as por meses, comprometendo a estrutura mecânica e a porosidade da matriz [20]. Essa teoria é confirmada por meio da avaliação dos resultados do tempo de início e fim de pega obtido para as pastas ensaiadas, conforme apresentado na Tabela 3. Com isso, optou-se por produzir os concretos somente com a incorporação de 1% de microesferas de maltodextrina.

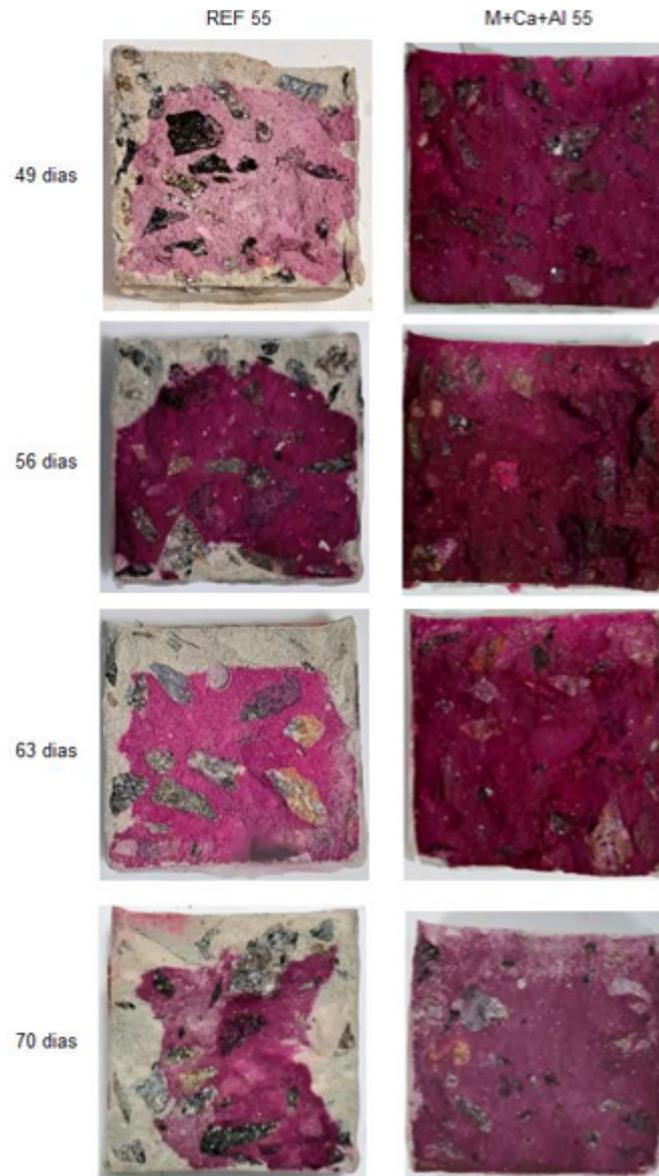
3.4 Avaliação da profundidade de carbonatação

A Figura 5 apresenta as imagens dos corpos de prova de concreto após aspersão da solução indicadora de fenolftaleína. Nota-se que após os vários dias de exposição, os corpos de prova de referência (sem microesferas) apresentaram uma evolução da frente de carbonatação ao longo do tempo.

Para os corpos de prova contendo 1% de microesferas, nota-se que não foi possível determinar uma frente clara da profundidade de carbonatação, indicando uma boa eficiência de realcalinização devido à incorporação das microesferas de maltodextrina.

Diante dos resultados apresentados, pode-se inferir que o uso das microesferas de realcalinização produzidas com maltodextrina promoveram, de uma maneira geral, resultados melhores que os concretos de referência com relação aos testes de carbonatação realizados.

Figura 5. Avaliação da carbonatação em concretos após aspensão de solução indicadora de fenolftaleína.



4 Conclusões

A partir dos resultados obtidos nesta pesquisa, pode-se concluir que:

- As microesferas produzidas apresentaram faixas de distribuição de tamanho de partículas inferiores à faixa comumente apresentada pelos diversos tipos de cimento Portland;



- Confirmou-se o correto mecanismo de dissolução da matriz polimérica das microesferas, ocorrendo a liberação da substância ativa (hidróxidos de cálcio e alumínio);
- As microesferas de maltodextrina retardam a pega do cimento e se utilizadas em teores superiores a 1% podem interferir no desempenho mecânico, físico e de durabilidade das matrizes cimentícias;
- A utilização de 1% de microesferas não apresentou área carbonatada após 70 dias de exposição ao CO₂, indicando uma boa eficiência de realcalinização.

Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao apoio da FAPESB e do CNPq no desenvolvimento desse trabalho.

5 Referências

- [1] ABDULRAHMAN, A.S.; ISMAIL, M. Green plant extract as a passivation-promoting inhibitor for reinforced concrete. *International Journal of Engineering Science and Technology*, v. 3, n. 8, p. 6484-6490, 2011.
- [2] RIBEIRO, D. V. Corrosão em estruturas de concreto armado como consequência da carbonatação e da ação dos cloretos. In: RIBEIRO, D. V. *Corrosão e Degradação em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Técnicas de Análise e Intervenção*, Cap. 6, p.125-158, 2ª ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2018.
- [3] RIVETTI, M. L. S.; ANDRADE NETO, J. S.; AMORIM JR, N. S.; RIBEIRO, D. V. Corrosion inhibitors for reinforced concrete. Chap. 2, *Intech Open*, p. 35-58, 2018.
- [4] ANDRADE NETO, J. S.; FRANÇA, M. J. S.; AMORIM JR, N. S.; RIBEIRO, D. V. Effects of adding sugarcane bagasse ash on the properties and durability of concrete. *Construction and Building Materials*, v. 266, p. 120959, 2021.
- [5] PIOVESAN, A. Z. Estudo sobre a influência da adição de pigmentos em propriedades de durabilidade e na cromacidade do concreto de cimento Portland branco. *Dissertação de mestrado*, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 155 p., 2009.
- [6] ARAUJO, A.; PANOSSIAN, Z.; LOURENÇO, Z. Proteção catódica de estruturas de concreto. *Rev. IBRACON Estrut. Mater.*, v. 6, n. 2, p. 178-193, 2013.
- [7] CUNHA, S. R. L.; AGUIAR, J. L. B. Phase change materials and energy efficiency of buildings: A review of knowledge. *Journal of Energy Storage*, v. 27, p. 101083, 2020.
- [8] DONG, B.; WANG, Y.; FANG, G.; HAN, N.; XING, F.; LU, Y. Smart releasing behavior of a chemical self-healing microcapsule in the stimulated concrete pore solution. *Cement and Concrete Composites*, v. 56, s/n, p. 46-50, 2015.
- [9] SIDIQ, A.; GRAVINA, R.; GIUSTOZZI, F. Is concrete healing really efficient? A review. *Construction and Building Materials*, v. 205, s/n, p. 257-273, 2019.

- [10] ZUO, J.; ZHAN, J.; DONG, B.; LUO, C.; LIU, Q.; CHEN, D. Preparation of metal hydroxide microcapsules and the effect on pH value of concrete. *Construction and Building Materials*, v. 155, s/n, p. 323-331, 2017.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16916: Agregado miúdo - Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.
- [12] COSTA F. N. Valorização do resíduo de construção civil por meio de sua incorporação ao processo de clínquerização. Tese doutorado, UFBA, 2020.
- [13] ISO, INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 1920-12: Testing of concrete - Part 12: Determination of the carbonation resistance of concrete - Accelerated carbonation method. Switzerland, 2015, 12 p.
- [14] INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON) – Prática recomendada. RIBEIRO, D. V.; SANTOS, B. S.; DIAS, C. M. R.; JUNGBLUT, M. E.; CASCUDO, O.; CAPUZZO, V. M. S. Procedimentos de ensaio de carbonatação acelerada (corpos de prova) e natural (testemunhos) do concreto. 39 p., 2021.
- [15] ZHANG, L. et al. Maltodextrin: A consummate carrier for spray-drying of xylooligosaccharides. *Food Research International*, v. 106, p. 383-393, 2018.
- [16] FREITAS, R. C. P. Caracterização do processo de secagem em leito de espuma para obtenção de pó de manga ubá. Tese de doutorado, Universidade Federal de Viçosa, 100 p., 2016.
- [17] OLIVEIRA, D. N. S. Produção de cimento para poço de petróleo a partir de Cimentos portland comerciais. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Campina Grande, 104 p. 2011.
- [18] RIBEIRO, D. V. et al. Effects of binders characteristics and concrete dosing parameters on the chloride diffusion coefficient. *Cement and Concrete Composites*, v. 122, p. 104114, 2021.
- [19] GARCIA, J.R.; OLIVEIRA, I.R.; PANDOLFELLI, V.C. Processo de hidratação e os mecanismos de atuação dos aditivos aceleradores e retardadores de pega do cimento de aluminato de cálcio. *Cerâmica*, v. 53, i. 325, 2007.
- [20] CASTRO, V. G. Inibição à pega do cimento. In: *Compósitos madeira-cimento: um produto sustentável para o Futuro* [online]. Mossoró: EdUFERSA, 2021, pp. 23-36.



BADUCON

5º Seminário Baiano de Durabilidade e Desempenho das Construções

Escola Politécnica da UFBA – Salvador, 14 a 17 de Agosto de 2024

Realização



Apoio



ISBN: 978-65-01-14668-3

CBL



9 786501 146683

ISBN 978-65-01-14668-3